

Schlußbericht

**Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen  
in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad**

Antragsteller:           Deutsches Asphaltinstitut e.V.  
                              Schieffelingweg 6  
                              53123 Bonn

Forschungsnehmer:     Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Leutner  
                              Institut für Straßenwesen  
                              Technische Universität Braunschweig  
                              Pockelsstraße 3, 38106 Braunschweig

Bearbeiter:             Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Leutner  
                              Dr.-Ing. Peter Renken  
                              Dipl.-Ing. Ulrich Lüthje



# Inhaltsverzeichnis

0	Kurzfassung	
1	Einführung.....	1
1.1	Problemstellung .....	1
1.2	Administratives.....	2
2	Untersuchungsmethodik .....	3
2.1	Auswahl der Baustoffe .....	3
2.1.1	Mineralstoffe .....	3
2.1.2	Bindemittel .....	3
2.2	Asphaltarten und Asphaltzusammensetzung.....	3
2.2.1	Asphaltarten.....	3
2.2.2	Festlegung der Asphaltzusammensetzung (Eignungsprüfung).....	3
2.3	Mischgutherstellung .....	7
2.4	Probekörperherstellung.....	8
2.4.1	Asphaltprobeplatten .....	8
2.4.2	Ergebnisse der Kontrolluntersuchungen .....	13
2.4.3	Herstellung der Probekörper .....	13
2.5	Untersuchungsprogramm.....	14
2.5.1	Versuche und Versuchsrandbedingungen .....	14
2.5.1.1	Verdichtungswiderstand C und D.....	14
2.5.1.2	Zug- und Abkühlversuche .....	15
2.5.1.3	Zug- und Abkühlversuche .....	17
2.5.1.4	Dynamische Stempeleindringversuche.....	18
2.5.1.5	Spurbildungsversuche.....	19
2.6	Instrumentarien zur Auswertung der Untersuchungsergebnisse .....	19
2.6.1	Prüfung auf abweichende Meßwerte .....	19
2.6.2	Varianzanalyse der mehrfachen Klassifikation .....	20
2.6.3	Multipler Mittelwertvergleich und modifizierter LSD-Test .....	21

3	Untersuchungsergebnisse .....	22
3.1	Asphaltbeton 0/11 .....	22
3.1.1	Verdichtungswiderstand.....	22
3.1.1.1	Verdichtungswiderstand C .....	22
3.1.1.2	Verdichtungswiderstand D .....	24
3.1.2	Zug- und Abkühlversuche .....	25
3.1.3	Dynamische Zug-Schwellversuche .....	31
3.1.4	Dynamische Stempeleindringversuche.....	33
3.1.5	Spurbildungsversuche.....	35
3.2	Splittmastixasphalt 0/11 S.....	42
3.2.1	Verdichtungswiderstand.....	42
3.2.1.1	Verdichtungswiderstand C .....	42
3.2.1.2	Verdichtungswiderstand D .....	43
3.2.2	Zug- und Abkühlversuche .....	44
3.2.3	Dynamische Zug-Schwellversuche .....	49
3.2.4	Dynamische Stempeleindringversuche.....	51
3.2.5	Spurbildungsversuche.....	53
3.3	Asphaltbinder 0/16 .....	56
3.3.1	Verdichtungswiderstand.....	56
3.3.1.1	Verdichtungswiderstand C .....	56
3.3.1.2	Verdichtungswiderstand D .....	57
3.3.2	Zug- und Abkühlversuche .....	58
3.3.3	Dynamische Zug-Schwellversuche .....	64
3.3.4	Dynamische Stempeleindringversuche.....	66
3.3.5	Spurbildungsversuche.....	68
3.4	Offenporiger Asphalt .....	70
3.4.1	Zug- und Abkühlversuche .....	70
4	Statistische Auswertung.....	74
4.1	Varianzanalyse der mehrfachen Klassifikation .....	74
4.1.1	Zugversuche .....	76
4.1.2	Dynamische Zug-Schwellversuche .....	77
4.1.3	Dynamische Stempeleindringversuche.....	78
4.1.4	Spurbildungsversuche.....	79

4.2	Multiple Mittelwertvergleiche und modifizierte LSD-Tests .....	80
4.2.1	Zugversuche .....	81
4.2.2	Dynamische Zug-Schwellversuche .....	84
4.2.3	Dynamische Stempeleindringversuche .....	84
4.2.4	Spurbildungsversuche.....	87
5	Untersuchungen zum Verdichtungsindex K zur Beschreibung der Verdichtungsanforderungen.....	90
5.1	Grundlagen .....	90
5.2	Untersuchungsergebnisse .....	92
5.2.1	Untersuchungen zum Verformungsverhalten.....	92
5.2.2	Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten.....	100
5.2.3	Kommentierung der Ergebnisse.....	104
6	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse und Schlußfolgerungen.....	106
6.1	Zusammenfassung .....	106
6.2	Schlußfolgerungen.....	113
6.3	Offen gebliebene Probleme .....	116
7	Literaturverzeichnis .....	118
	Anhang 1	
	Anhang 2	
	Anhang 3	

## 0 Kurzfassung

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß die Gebrauchseigenschaften „Rißverhalten gegenüber tiefen Temperaturen“, „Ermüdungsbeständigkeit“ sowie „Verformungsverhalten“ von Walzasphalten vom Verdichtungsgrad beeinflußt werden.

Der untersuchte Verdichtungsbereich von 94 % bis zum maximal erreichten Verdichtungsgrad kann in unterschiedliche Bereiche unterteilt werden. Bei der Abgrenzung der Bereiche muß eine Differenzierung hinsichtlich der Verdichtungseigenschaften getroffen werden. Andererseits besteht auch eine Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften von der Art des Versuchstyp beziehungsweise der Belastung.

Das Verformungsverhalten bei Wärme - untersucht im dynamischen Stempel Eindringversuch und im Spurbildungsversuch - wird durch eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf rund 100 % verbessert. Ein Optimum des Widerstandes gegenüber verformungserzeugenden Beanspruchungen ist im Bereich von rund 100 % Verdichtungsgrad zu erkennen. Bei einer weiteren Erhöhung des Verdichtungsgrades können die Verformungseigenschaften der leicht und einiger normal verdichtbarer Asphalte eine leichte Verschlechterung erfahren.

Als weiteres Ergebnis aus den Untersuchungen zum Verformungsverhalten kann zudem festgehalten werden, daß es mittels des im Laboratorium mit dem Marshall-Verdichtungsgerätes relativ schnell und einfach bestimmbar Verdichtungswiderstandes D möglich erscheint, frühzeitig (z.B. bei der Eignungsprüfung) Hinweise zur Beurteilung der Verformungseigenschaften von Walzasphalten abgeben zu können.

Das Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen wird durch eine Erhöhung des Verdichtungsgrades über den gesamten untersuchten Verdichtungsbereich positiv beeinflußt. Dies gilt insbesondere für die mit dem maximal erreichten Verdichtungsgrad hergestellten Varianten.

Hinsichtlich des Verhaltens gegenüber wiederholten Beanspruchungen gelten die gleichen Aussagen wie beim Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen. Eine Zunahme des Verdichtungsgrades bewirkt hier generell einen Anstieg der ertragenen Lastwechselzahlen.

Mit der statistischen Auswertung des umfangreichen Datenmaterials konnte quantitativ belegt werden, daß der Verdichtungsgrad einen dominierenden Einfluß auf die mechanischen Eigenschaften von Walzasphalten ausübt. Weiterhin wurden signifikante Grenzen ermittelt, bei denen eine bedeutende Veränderung der jeweiligen Eigenschaft erkennbar ist.

Die Untersuchungsergebnisse haben gezeigt, daß die aus empirischen Überlegungen heraus gezogene Grenze von 97 % Verdichtungsgrad - bezogen auf den mit 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite verdichteten Marshall-Probekörper - grundsätzlich richtig ist. Bei geringer verdichteten Asphalten muß von einer Unterverdichtung ausgegangen werden. Allerdings konnte auch gezeigt werden, daß die Erhöhung des Verdichtungsgrades auf 100 % zum Teil noch eine signifikante Verbesserung bei den mechanischen Eigenschaften „Rißverhalten gegenüber tiefen Temperaturen“ und „Ermüdungsbeständigkeit“ bewirkt.

Die Frage, ob und bei welchem Niveau eine schädliche Überverdichtung auftritt, muß nach Asphaltarten - und hier insbesondere nach den Verdichtungseigenschaften des Mischgutes - differenziert betrachtet werden.

Abschließend konnte aus den Ergebnissen abgeleitet werden, daß es insbesondere bei den mutmaßlich schwerer verdichtbaren Asphaltvarianten gerechtfertigt erscheint, zur Beurteilung der Verdichtungsleistung den Verdichtungsindex K - als eine die Materialeigenschaften berücksichtigende Größe - zu verwenden, der auf das maximal erreichbare Dichteniveau des Mischgutes Bezug nimmt.

Die Ausführungen haben gezeigt, daß es gelungen ist, den Einfluß des Verdichtungsgrades auf die mechanischen Eigenschaften quantitativ zu beschreiben. Es konnten zudem die Grenzen einer Unter- und Überverdichtung angerissen werden. Weiterhin ist der Zusammenhang zwischen den Gebrauchseigenschaften der Asphalte und dem Verdichtungspotential des Mischgutes aufgezeigt worden. Hieraus wurde dann die Forderung nach einer den Verdichtungsanspruch des Mischgutes berücksichtigenden Referenzgröße zur Beschreibung der Anforderungen an Asphaltbefestigungen abgeleitet.

Vor diesem Hintergrund kann davon ausgegangen werden, daß das Ziel des Forschungsvorhabens voll erfüllt wurde.

# 1 Einführung

## 1.1 Problemstellung

Die mechanischen Eigenschaften und damit das Gebrauchsverhalten von Walzasphalten können gezielt durch Eingriffe in die Asphaltrezeptur beeinflusst werden. Weiterhin werden durch diese Variation der Zusammensetzung die Verdichtungseigenschaften des Asphaltmischgutes verändert. Zudem müssen bei der Verdichtung von Asphalten äußere Einflüsse berücksichtigt werden.

Das Zusammenwirken aller die Verdichtung beeinflussenden Faktoren äußert sich schließlich in mehr oder minder starken Schwankungen des Verdichtungsgrades als die Verdichtungsleistung beschreibenden Parameter.

Um eine anforderungsgerechte Verdichtung des Mischgutes zu erreichen, müssen sowohl die Wechselwirkungen zwischen Asphaltzusammensetzung einerseits und äußeren Einflüssen andererseits auf den Verdichtungsgrad als auch der Einfluß des Verdichtungsgrades auf die mechanischen Eigenschaften bekannt sein.

Die Auswirkungen der Wechselwirkungen aus Asphaltzusammensetzung und äußeren Einflüssen wurden in zahlreichen Arbeiten bereits behandelt und dürfen als bekannt gelten.

Zu dem Einfluß des Verdichtungsgrades auf die mechanischen Eigenschaften und damit auf das Gebrauchsverhalten von Asphaltbefestigungen liegen zur Zeit nur empirisch ermittelte Aussagen vor. Der im Titel des Forschungsvorhabens verwendete Begriff der Nutzungsdauer wird im Rahmen dieser Arbeit im Sinne von Gebrauchsverhalten / Gebrauchseigenschaften verstanden. Eine Vorhersage der exakten Dauer eines zu erwartenden Nutzungszeitraumes kann mit den zur Zeit zur Verfügung stehenden Labor-Prüfverfahren und Modellansätzen zur Interpretation und Übertragung der Ergebnisse nicht getroffen werden.

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist es, den Einfluß des Verdichtungsgrades auf die Gebrauchseigenschaften von Walzasphalten quantitativ zu beschreiben. Dabei soll den Grenzbereichen der Verdichtung eine besondere Bedeutung zukommen. Es ist der Frage nachzugehen, wo die Grenze einer Unterverdichtung liegt und ob es eine Überverdichtung gibt, bei der die Asphalteeigenschaften negativ beeinflusst werden und bei welchem Dichteniveau diese beginnt.

Weiterhin soll untersucht werden, ob der im Laboratorium relativ schnell und einfach zu bestimmende Verdichtungswiderstand geeignet ist, einen Beitrag zur Beurteilung der Verformungseigenschaften von Walzasphalten zu leisten. Dadurch wäre die Möglichkeit gegeben, qualitätsverbessernde Maßnahmen bereits früh, z.B. bei der

Erstellung der Eignungsprüfung oder während der laufenden Mischgutproduktion, ergreifen zu können.

Schließlich ist zu prüfen, ob nicht der Verdichtungsindex  $K$  als Maßzahl zur Beschreibung für die optimale Verdichtung vorteilhafter anzuwenden ist als der Verdichtungsgrad  $k$ , da der Verdichtungsindex auf die theoretisch maximal erreichbare Raumdichte  $\rho_{A\infty}$  des Asphaltmischgutes Bezug nimmt.

## **1.2 Administratives**

Der ausgearbeitete Forschungsantrag zum Thema „Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen wurde vom Deutschen Asphaltinstitut (DAI) über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) dem Bundesministerium für Wirtschaft (BMWi) zur Förderung im Rahmen der Gemeinschaftsforschung eingereicht. Als ausführende Forschungsstelle wurde das Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig mit dem Forschungsnehmer Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Leutner vorgeschlagen. Auf Empfehlung der Gutachtergruppe der AiF wurde der Antrag vom Bewilligungsausschuß befürwortet, so daß mit der Durchführung der Forschungsarbeit im November 1997 begonnen werden konnte.

## **2 Untersuchungsmethodik**

### **2.1 Auswahl der Baustoffe**

#### **2.1.1 Mineralstoffe**

Die Auswahl der für die Asphalte verwendeten Mineralstoffe wurde nach der regionalen Verfügbarkeit vorgenommen. In der (Edel-) Brechsand- und (Edel-) Splittfraktion wurde ein Gabbro aus Bad Harzburg / Harz verwendet, der Natursand stammt aus einer Sandgrube bei Bortfeld und als Fremdfüller wurde ein im Werk Hehlen hergestelltes Kalksteinmehl verwendet.

Bei zwei untersuchten Asphaltarten wurde als Bindemittelträger der Faserstoff ARBOCEL zugegeben.

#### **2.1.2 Bindemittel**

Als Bindemittel wurden je nach Asphaltart und Variante herkömmliche Straßenbaubitumen B45, B65 und B80 sowie ein polymermodifiziertes Bindemittel PmB 45 und ein Sonderbindemittel verwendet. Die Bitumen B45, B65 und B80, das Sonderbindemittel sowie ein Teil des PmB 45 wurden von der Deutschen Shell AG zur Verfügung gestellt. Ein weiterer Teil des PmB 45 wurde von der BP für die Durchführung der Forschungsarbeiten bereitgestellt.

Allen genannten Mineralstoff- und Bitumenlieferanten sei an dieser Stelle nochmals für die kostenlose Bereitstellung der Baustoffe gedankt.

### **2.2 Asphaltarten und Asphaltzusammensetzung**

#### **2.2.1 Asphaltarten**

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden drei Deckschichtasphalte - Asphaltbeton 0/11, Splittmastixasphalt 0/11 S und Offenporiger Asphalt 0/8 - sowie ein Asphaltbinder 0/16 untersucht. Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder wurden jeweils in dreistufiger Variation der Zusammensetzung hergestellt und geprüft, für den Offenporigen Asphalt waren zwei Variationen vorgesehen. Die Klassifizierung beim Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder erfolgte durch den Verdichtungswiderstand D.

#### **2.2.2 Festlegung der Asphaltzusammensetzung (Eignungsprüfung)**

Die Zusammensetzung der Asphalte erfolgte gemäß den ZTV Asphalt-StB, Ausgabe 1994. Um die Bandbreite der in der Praxis zur Anwendung kommenden Asphalte Rechnung zu tragen wurden für die Asphaltarten AB 0/11, SMA 0/11 S und ABi 0/16

je eine aufgrund ihrer Zusammensetzung als mutmaßlich leicht, normal und schwer verdichtbar zu charakterisierende Variante gewählt und entsprechend den Anforderungen und Grenzen nach ZTV Asphalt-StB 94 rezeptiert. Die Asphalte wurden in der Eignungsprüfung auf den Hohlraumgehalt  $H'_{bit}$  am Marshall-Probekörper als Zielgröße optimiert. Auch hier sind die Grenzbereiche der ZTV Asphalt-StB 94 bewußt ausgenutzt worden.

Aus der Klassifizierung der unterschiedlichen Asphaltvarianten durch den Verdichtungswiderstand D nach „Leicht“, „Normal“ und „Schwer“ verdichtbar wurde auch die Bezeichnung der Varianten abgeleitet. Die Kennzeichnung der unterschiedlichen Asphaltvarianten erfolgt demnach durch die Buchstaben (L), (N) und (S) und wird der Bezeichnung der Asphaltart nachgestellt.

Die Rezeptierung der beiden Varianten des Offenporigen Asphalttes OPA 0/8 erfolgte zum einen aufgrund der Erfahrungen des Institutes, die beim Bau der Bundesautobahn A2 gesammelt wurden, und der Empfehlungen der Mitglieder des Betreuungsausschusses, zum anderen wurde eine Rezeptur in Anlehnung an das „Merkblatt für den Bau Offenporiger Asphaltdeckschichten, Ausgabe 1998“ gewählt. Auch hier erfolgte die Optimierung im Hinblick auf den Hohlraumgehalt.

Für die Variante I wurde - in Anlehnung an die Mischgutrezeptur der BAB A2 - das Sonderbindemittel Cariphalte RXS der Deutschen Shell AG verwendet. Der Bindemittelgehalt sollte sich an der Obergrenze des Merkblattes (maximal 6,8 M-%) orientieren. Die Dosierung des Edelsplittes erfolgte ausschließlich in der größten Kornklasse, d.h. Gabbro Edelsplitt der Kornklasse 5/8. Die Korngrößenverteilung für diese Variante wurde wie folgt festgelegt:

- Füller .....4,0 M-%,
- Edelbrechsand .....6,0 M-%,
- Edelsplitt 5/8.....90,0 M-%.

Bei der Variante II des Offenporigen Asphalttes wurde der Bindemittelgehalt mit 5,5 M-% festgelegt, was der Untergrenze des im Merkblatt für den Bau offenporiger Asphaltdeckschichten genannten Spanne entspricht. Die Mineralstoffe für diese Variante sollten innerhalb der Ober- und Untergrenzen des Merkblattes über mehrere Kornklassen dosiert werden.

Als untere Grenze für den Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper wurde für beide Varianten ein Wert von 24 Vol.-% angestrebt. Die Bestimmung des Hohlraumgehaltes erfolgte nach DIN 1996, Teil 7 (Volumenbestimmung durch Ausmessen des Probekörpers).

Die Ergebnisse der durchgeführten Eignungsprüfungen sowie die wesentlichen Kenndaten der verwendeten Baustoffe für die vier Asphaltarten sind ausführlich im Anhang in tabellarischer und graphischer Form dargestellt.

Diejenigen Asphaltrezepturen, die für das Untersuchungsprogramm ausgewählt wurden, sind in der jeweiligen Tabelle grau markiert.

Bei denjenigen Varianten, deren Eignungsprüfung wiederholt bzw. nach Absprache mit dem Betreuungsausschuß verändert wurde, ist z.T. auf die Bestimmung der Marshall-Stabilität und des Fließwertes sowie des Verdichtungswiderstandes verzichtet worden. Die entsprechenden Stellen sind in den Tabellen durch einen Strich gekennzeichnet.

Die Zusammensetzung und die Kenndaten aus den Eignungsprüfungen der für das Untersuchungsprogramm ausgewählten Asphalte sind in der Tabelle 2.1 zusammengefaßt.

Insgesamt wurden die Korngrößenverteilung und der Bindemittelgehalt innerhalb der Grenzen der ZTV Asphalt-StB 94 so gewählt, daß die angestrebten Hohlraumgehalte für die unterschiedlichen Asphaltvarianten annähernd erreicht werden konnten.

Für die Varianten des Offenporigen Asphaltes wurde der angestrebte Hohlraumgehalt von 24 Vol.-% in der Eignungsprüfung ebenfalls erreicht.

	Dim.	Asphaltbeton 0/11					Asphaltbinder 0/16					Splittmastixasphalt 0/11 S				
		L	N	S	L	N	S	L	N	S	L <sup>1)</sup>	N <sup>1)</sup>	S <sup>1)</sup>			
Bindemittelsorte	-	B80	B80	B65	B45	B45	B45	B45	PmB45	B65	B65	PmB45				
Bindemitteldichte $\rho_B$	g/cm <sup>3</sup>	1,019	1,021	1,028	1,035	1,035	1,034	1,024	1,034	1,024	1,028	1,032				
Bindemittelgehalt	M-%	6,2	5,9	5,7	4,5	4,0	4,5	7,5	4,5	7,5	7,0	6,5				
Füller	M-%	10	8	6	9	6	3	13	3	13	8	11				
Sand	M-%	40	34	34	31	26	22	17	22	17	15	12				
Edelsplitt > 2 mm	M-%	50	58	60	60	68	75	70	75	70	77	77				
Rohdichte des Mineralstoffgemisches $\rho_{R, Min}$ <sup>2)</sup>	g/cm <sup>3</sup>	2,773	2,830	2,864	2,870	2,871	2,926	2,869	2,879	2,869	2,879	2,856				
Edel- splitt	M-%	21	18	25	13	15	15	17	15	17	14	7				
	M-%	12	13	14	11	11	12	20	12	20	25	26				
	M-%	17	27	21	15	17	18	33	18	33	38	44				
	M-%	-	-	-	21	25	30	-	30	-	-	-				
Verhältnis BS : NS	-	1 : 1	3 : 1	1 : 0	1 : 1	3 : 1	1 : 0	1 : 0	1 : 0	1 : 0	1 : 0	1 : 0				
Raumdichte $\rho_A$ am MPK	g/cm <sup>3</sup>	2,497	2,544	2,473	2,539	2,444	2,440	2,485	2,474	2,485	2,474	2,474				
Rohdichte $\rho_{R, bit}$ <sup>3)</sup>	g/cm <sup>3</sup>	2,518	2,558	2,589	2,603	2,648	2,654	2,513	2,542	2,513	2,542	2,591				
angestrebter Hohlraumgehalt $H'_{bit}$	Vol.-%	1,0	3,0	5,0	3,0	5,0	7,0	2,0	3,0	2,0	3,0	4,0				
erreichter Hohlraumgehalt $H'_{bit}$ gemäß EPZ	Vol.-%	0,8	1,6	4,5	2,5	7,7	8,1	1,1	2,7	1,1	2,7	4,5				

<sup>1)</sup> 0,3 M-% Faserstoff ARBOCEL / <sup>2)</sup> berechnet / <sup>3)</sup> experimentell bestimmt

Tabelle 1: Zusammensetzung der für das Untersuchungsprogramm ausgewählten Asphalte (Ergebnisse aus der Eignungsprüfung)

Tabelle 2.2: Zusammensetzung der für das Untersuchungsprogramm verwendeten Offenporigen Asphalte 0/8

	Dim.	Offenporiger Asphalt 0/8	
		Variante I	Variante II
Bindemittelsorte	-	Cariphalte RXS	PmB45
Bindemitteldichte $\rho_B$	g/cm <sup>3</sup>	1,025	1,032
Bindemittelgehalt	M-%	6,5	5,5
Füller	M-%	3,0	3,8
Sand	M-%	4,1	5,7
Splitt > 2 mm	M-%	92,9	90,5
Rohdichte des Mineralstoffgemisches $\rho_{R, \text{Min}}$ <sup>1)</sup>	g/cm <sup>3</sup>	2,953	2,946
2 / 5	M-%	11,1	15,5
5 / 8	M-%	74,7	69,3
8 / 11	M-%	7,1	5,7
Verhältnis BS : NS	-	1 : 0	1 : 0
Raumdichte $\rho'_A$ am MPK	g/cm <sup>3</sup>	1,991	2,042
Rohdichte $\rho_{R, \text{bit}}$ <sup>2)</sup>	g/cm <sup>3</sup>	2,624	2,673
angestrebter Hohlraumgehalt $H'_{\text{bit}}$	Vol.-%	24,0	24,0
erreichter Hohlraumgehalt $H'_{\text{bit}}$ gemäß EPZ	Vol.-%	24,1	23,6

<sup>1)</sup> berechnet / <sup>2)</sup> experimentell bestimmt

### 2.3 Mischgutherstellung

Die Herstellung des Asphaltmischgutes erfolgte im Laboratorium mittels des am Institut zur Verfügung stehenden Labor-Großmischers. Der Mischer arbeitet im Gegenlaufzwangsprinzip mit geneigter Mischtrommel und exzentrisch angeordnetem, angestelltem Mischwerkzeug. Die nutzbare Mischtrommellast des Mischers beträgt 80 kg.

Nach der Temperierung im Wärmeschrank auf rund 170 °C wurden die Mineralstoffe in den vorgeheizten Labormischer gegeben und in kurzen Intervallen - jeweils eine Umdrehung des Mischwerkzeuges daran anschließend zwei Minuten Pause - ca. 45 Minuten lang „trocken“ gemischt, um ein homogenes Mineralstoffgemisch zu erhalten. Erst danach wurde das Bindemittel zugegeben und drei Minuten zusammen mit den Mineralstoffen gemischt.

Beim Splittmastixasphalt und beim Offenporigen Asphalt wurden die Faserstoffe vor der Bindemittelzugabe in die Mischtrommel gegeben und ca. eine Minute zusammen mit den Mineralstoffen gemischt.

Die Größe der Mischgutchargen betrug je nach Asphaltart und vorgesehenem Untersuchungsumfang zwischen 25 kg und 36 kg.

Nach dem Mischen wurden die für die Asphaltprobepplatten und Mischgutuntersuchungen notwendigen Mischgutmengen eingewogen und im Wärmeschrank auf die für die weitere Verarbeitung notwendige Temperatur gebracht.

Aufgrund der großen Variationsbreite der Asphalte, der umfangreichen durchzuführenden Prüfungen und um einen möglichst nahen Bezug zur Praxis zu gewährleisten, wurde von einer präparativen Aufbereitung der Mineralstoffe abgesehen. Die Mineralstoffe wurden nicht gewaschen und nach Kornklassen getrennt, sondern im Anlieferungszustand zur Herstellung der Asphaltgemische verwendet. Dazu war es notwendig, zuerst die Korngrößenverteilung der einzelnen Korngruppen (Anteil an Unter- und Überkorn) durch Naßsiegung zu bestimmen. Unter Zuhilfenahme eines Iterationsprogrammes wurden dann die Zugabeanteile der jeweiligen Korngruppen gemäß der Rezeptur aus der Eignungsprüfung berechnet.

Es hat sich gezeigt, daß diese praxisnahe Art der Asphaltherstellung im Laboratorium auch zu zielführenden Ergebnissen führt. Dies rechtfertigt sowohl den im Vorfeld höheren Rechenaufwand als auch den bei der Asphaltherstellung größeren Kontrollaufwand bei der Überwachung der Einhaltung und Gleichmäßigkeit der durch die Eignungsprüfung vorgegebenen Zusammensetzung sowie der Eigenschaften der Asphaltgemische.

Aus Kapazitätsgründen - für jede Variante wurden rund 500 kg Mineralstoffe verteilt auf die einzelnen Kornklassen benötigt - konnten nicht alle für das gesamte Untersuchungsprogramm benötigten Mineralstoffe vorgehalten werden. Die Bevorratung wurde aber dahingehend sichergestellt, daß jede einzelne Asphaltvariante mit Mineralstoffen aus einer Lieferung hergestellt wurde.

## **2.4 Probekörperherstellung**

### **2.4.1 Asphaltprobepplatten**

Die Asphaltprobepplatten mit weitestgehend praxisadäquaten mechanischen Eigenschaften wurden mittels des am Institut entwickelten Labor-Walzsektor-Verdichtungsgerätes [4] hergestellt.

Um den Einfluß des Verdichtungsgrades zu untersuchen, wurden für jede Variation Asphaltbeton, Asphaltbinder, Splittmastixasphalt sowie Offenporiger Asphalt Probepplatten unter systematischer Variation des Verdichtungsgrades in den Stufen 94 %, 96 %, 98 %, 100 % hergestellt.

97 %, 100 % und 103 % oder mit der maximal erreichbaren Raumdichte hergestellt. Zum Erreichen der unterschiedlichen Verdichtungsgrade war es notwendig, umfangreiche Vorversuche durchzuführen.

Dabei wurde das im folgenden beschriebene Verdichtungsregime zur Herstellung der Asphaltprobeplatten zugrundegelegt:

- Aufbringen einer Anzahl weggeregelter Walzübergänge mit 0,5 mm Wegzunahme je Übergang bis eine Höchstlast von 2 kN erreicht wird
- fünf Walzübergänge bei unverändertem Weg
- eine Anzahl weggeregelter Walzübergänge bei Abnahme des Weges um 0,5 mm je Walzübergang bis die Last vollständig entfernt ist
- 15 lastgeregelter Walzübergänge bei einer Last von 0,1 kN
- 15 lastgeregelter Walzübergänge bis zum Erreichen der Höchstlast von 15 kN bei einer Laststeigerung von 1 kN je Walzübergang
- 15 lastgeregelter Walzübergänge bei Reduzierung der Last in Stufen von 1 kN je Walzübergang bis die Last vollständig entfernt ist

Ausgehend von diesen Erfahrungswerten hinsichtlich des notwendigen Verdichtungsaufwandes wurden drei weitere Probeplatten mit veränderten Walzübergangszahlen im lastgeregelten Verdichtungsbereich hergestellt und die ermittelten Verdichtungsgrade durch eine Funktion approximiert. Aus der erhaltenen Kurve wurde dann die Zahl der Walzübergänge bestimmt, die zum Erreichen eines Verdichtungsgrades von 94 % und 97 % notwendig war.

Diese Vorgehensweise führte bei sämtlichen Asphalten zu zielführenden Ergebnissen.

Zur Herstellung der Asphaltprobeplatten mit einem Verdichtungsgrad von 103 % wurde in einem ersten Schritt die Anzahl der Walzübergänge erhöht. Um die Verdichtung innerhalb des für die Verdichtung optimalen Temperaturbereiches durchzuführen, wurde die maximale Walzübergangszahl - bezogen auf das Verdichtungsregime der Maschine, siehe hierzu [4] - auf maximal 24 Walzübergänge begrenzt.

Ist nach dieser Vorgehensweise der Verdichtungsgrad von 103 % nicht erreicht worden, wurde in einem zweiten Schritt die Maximalkraft sowohl des weggeregelten als auch des kraftgeregelten Verdichtungsanteiles erhöht. Für einige Varianten ist hierbei der maschinentechnisch maximal nutzbare Bereich nahezu voll ausgenutzt worden.

Bei der leicht verdichtbaren Asphaltbetonvariante 0/11 (L) führte diese Vorgehensweise - maximale Anzahl an Walzübergängen und nahezu Maximalkraft - zu deutlich erkennbaren strukturellen Schäden an der Asphaltprobeplatte.

Daraufhin wurden beide Parameter so optimiert, daß strukturelle Schäden an der maximal verdichteten Asphaltprobeplatte nicht mehr festzustellen waren, die Ver-

dichtungsarbeit aber dennoch deutlich über derjenigen für einen Verdichtungsgrad von 100 % notwendigen lag. Auf diese Art und Weise konnte gewährleistet werden, daß die Platte mit der maximal möglichen Verdichtungsarbeit hergestellt wurde und somit als gezielt maximal verdichtet bezeichnet werden konnte. Diese Vorgehensweise bei der Verdichtung wurde - bis auf die normal und schwer verdichtbare Asphaltbindervariante (hier konnten Verdichtungsgrade von 103 % und darüber erreicht werden) - bei allen nominell als „mit dem maximal erreichbaren Verdichtungsgrad“ hergestellten Probepplatten angewendet.

Je Mischgutcharge sind insgesamt vier Probepplatten mit den angestrebten Verdichtungsgraden hergestellt worden. Dabei mußten für jede Asphaltart mindestens zehn Mischungen hergestellt werden, um die nötige Anzahl an Probekörpern zu erhalten. Beim Offenporigen Asphalt wurden mindestens vier Mischungen hergestellt.

In Tabelle 2.3-1 und 2.3-2 sind die erreichten Raumdichten, Verdichtungsgrade und Hohlraumgehalte der hergestellten Probepplatten als Mittelwerte für die vier Asphaltarten dargestellt. Weiterhin ist die Bezugraumdichte - ebenfalls als Mittelwert - am Marshall-Probekörper aufgeführt.

Bei ausführlicher Betrachtung der Tabellen 2.3-1 und 2.3-2 fällt auf, daß insbesondere die leicht verdichtbaren Varianten des Asphaltbetons, Asphaltbinders und Splittmastixasphaltes trotz des oben beschriebenen Verdichtungsverfahrens kaum Unterschiede in den Verdichtungsgraden zwischen 100 % und maximal erreichtem Verdichtungsgrad aufweisen. Ähnlich verhält es sich bei der normal und schwer verdichtbaren Variante des Asphaltbetons.

Bei Zugrundelegung des erreichten Hohlraumgehaltes zeigt sich, daß bei den genannten Varianten bereits bei einem Verdichtungsgrad von 100 % ein minimaler Hohlraumgehalt erreicht ist. Durch das Aufbringen zusätzlicher Verdichtungsarbeit kann somit keine weitere Volumenverringernng und damit eine Dichtezunahme bewirkt werden.

Im weiteren wird zur Vereinfachung dennoch von einer Zunahme des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichten Verdichtungsgrad gesprochen.

Tabelle 2.3-1: Mittelwerte der Raumdichte, des Verdichtungsgrades und des Hohlraumgehaltes der für das Untersuchungsprogramm hergestellten Asphalte

	Kenngrößen der hergestellten Asphaltprobeplatten											
	94 %			97 %			100 %			max.		
	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]
AB 0/11 (L) $\rho_A = 2,510 \text{ g/cm}^3$	2,368	94,4	6,5	2,435	97,0	4,0	2,500	99,6	1,1	2,503	99,7	0,9
AB 0/11 (N) $\rho_A = 2,585 \text{ g/cm}^3$	2,441	94,4	6,7	2,532	98,0	3,0	2,581	99,8	1,3	2,587	100,1	1,1
AB 0/11 (S) $\rho_A = 2,538 \text{ g/cm}^3$	2,372	93,4	11,3	2,463	97,1	7,8	2,539	100,1	5,0	2,559	100,8	4,3
ABi 0/16 (L) $\rho_A = 2,587 \text{ g/cm}^3$	2,427	93,8	8,5	2,511	97,0	5,5	2,587	99,9	2,5	2,588	100,0	2,6
ABi 0/16 (N) $\rho_A = 2,523 \text{ g/cm}^3$	2,389	94,1	12,5	2,450	96,6	10,5	2,518	99,2	7,9	2,584	102,4	7,2
ABi 0/16 (S) $\rho_A = 2,501 \text{ g/cm}^3$	2,381	95,2	12,8	2,434	97,3	10,8	2,488	99,5	8,9	2,594	103,1	8,4

Tabelle 2.3-2: Mittelwerte der Raumdichte, des Verdichtungsgrades und des Hohlraumgehaltes der für das Untersuchungsprogramm hergestellten Asphaltte

	Kenngrößen der hergestellten Asphaltprobenplatten											
	94 %			97 %			100 %			max.		
	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]	$\rho_A$ [g/cm <sup>3</sup> ]	k [%]	H <sub>bit</sub> [Vol.-%]
SMA 0/11 S (L) $\rho_A = 2,496 \text{ g/cm}^3$	2,288	91,7	9,8	2,411	96,6	4,8	2,498	100,1	1,3	2,508	100,5	0,8
SMA 0/11 S (N) $\rho_A = 2,503 \text{ g/cm}^3$	2,336	93,3	9,2	2,423	96,8	5,9	2,506	100,1	2,6	2,530	101,1	1,6
SMA 0/11 S (S) $\rho_A = 2,481 \text{ g/cm}^3$	2,338	94,2	9,7	2,423	97,6	6,2	2,491	100,4	3,8	2,510	101,2	2,7
OPA 0/8, Var. I $\rho_A = 2,005 \text{ g/cm}^3$	1,856	92,6	28,0	1,923	96,0	25,4	1,988	99,3	22,8	2,020	100,8	21,6
OPA 0/8, Var. II $\rho_A = 2,021 \text{ g/cm}^3$	1,919	94,8	26,9	1,965	97,0	25,4	2,008	99,2	23,5	2,043	100,9	21,9

Damit der Einfluß der erwarteten - und auch aufgetretenen - Schwankungen des Verdichtungsgrades innerhalb der angestrebten Stufen auf die Untersuchungsergebnisse möglichst gering gehalten werden konnte, wurde eine Zuordnung zu den einzelnen Versuchstypen erst nach der Herstellung sämtlicher Asphaltprobeplatten einer Variante vorgenommen. Die Aufteilung erfolgte in dem Sinne, daß jeweils drei Mischungen mit annähernd vergleichbaren Verdichtungsgraden (und Raumdichten) der Probeplatten den einzelnen Versuchstypen zugeordnet wurden. Bis dahin wurde die Platten unter kontrollierten Bedingungen an Luft bei einer Temperatur von 20 °C gelagert.

Neben dem Verdichtungsgrad ist auch die Raumdichte der Probeplatten bei der Aufteilung berücksichtigt worden.

#### **2.4.2 Ergebnisse der Kontrolluntersuchungen**

Während der Asphaltherstellung war es notwendig, umfangreiche Kontrolluntersuchungen durchzuführen, um sicherzustellen, daß sämtliche Probekörper einer Asphaltvariante gleiche homogene Zusammensetzung und Eigenschaften aufweisen. Es wurden nach dem Zufallsprinzip mindestens fünf Chargen je Asphaltvariante im Vorfeld festgelegt, aus denen an Mischgutproben die Rohdichte des Asphaltgemisches, der Bindemittelgehalt und die Korngrößenverteilung der Mineralstoffe bestimmt wurden.

Die Ergebnisse aus diesen Untersuchungen sind für die einzelnen Asphaltarten und Varianten im Anhang tabellarisch und graphisch aufgeführt.

Aus den Diagrammen kann entnommen werden, daß die durch die Eignungsprüfung vorgegebene Asphaltzusammensetzung - insbesondere die Einhaltung der angestrebten Korngrößenverteilung der Mineralstoffe im Asphalt - sehr gut eingehalten wurde. Die zur Klassifizierung der jeweiligen Varianten eingestellten kompositionellen Größen finden sich in den Ergebnissen der Kontrolluntersuchungen wieder.

#### **2.4.3 Herstellung der Probekörper**

Für die Durchführung der Versuche wurden die entsprechenden Probekörper - entweder sechs Prismen oder eine Bohrkernscheibe - aus den Asphaltprobeplatten geschnitten. Die prismatischen Probekörper hatten die Abmessungen 40 x 40 x 160 mm<sup>3</sup> für den Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Offenporigen Asphalt, beim Asphaltbinder betragen die Abmessungen 40 x 50 x 160 mm<sup>3</sup>. Die Bohrkernscheiben hatten einen Durchmesser von 200 mm, die Dicke betrug beim Asphaltbeton und Splittmastixasphalt 40 mm, beim Asphaltbinder 50 mm. Die für den Spurbildungstest ausgewählten Asphaltprobeplatten wurden nicht weiter präparativ bearbeitet sondern direkt für die Prüfung verwendet.

Die Zuordnung der einzelnen aus den Asphaltprobepplatten geschnittenen Probekörper zu den jeweiligen Versuchstypen erfolgte nach dem Zufallsprinzip.

Bis zur Prüfung wurden die Asphaltprobepplatten, Prismen und Bohrkernscheiben unter kontrollierten Bedingungen an Luft bei einer Temperatur von 20 °C gelagert.

## **2.5 Untersuchungsprogramm**

In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Versuche mit den entsprechenden Versuchsrandbedingungen erläutert. Weiterhin wird ein Überblick über die erhaltenen Meßwerte gegeben und kurz dargestellt, anhand welches Kennwertes der Einfluß des Verdichtungsgrades auf die jeweilige Eigenschaft untersucht werden soll.

### **2.5.1 Versuche und Versuchsrandbedingungen**

Das Untersuchungsprogramm umfaßte die folgenden Versuche:

- Bestimmung des Verdichtungswiderstandes C und der theoretisch maximal zu erreichenden Dichte  $\rho_{\infty}$  über die Raumdichteänderung am Marshall-Probekörper
- Bestimmung des Verdichtungswiderstandes D
- Erfassung des Reißverhaltens bei Kälte durch Zug- und Abkühlversuche
- Beschreibung des Ermüdungsverhaltens mittels dynamischer Zug-Schwellversuche
- Ermittlung des Verformungsmoduls mittels dynamischer Stempelleindringversuche mit seitlichem Stützdruck
- Bestimmung der Spurrinnentiefe im Spurbildungstest

#### **2.5.1.1 Verdichtungswiderstand C und D**

Die Bestimmung des Verdichtungswiderstandes C erfolgte über die Raumdichteänderung von sechs mit unterschiedlicher Verdichtungsarbeit (5, 15, 25, 35, 50 und 100 Verdichtungsschläge je Probekörperseite) hergestellten Marshall-Probekörpern nach der „Arbeitsanleitung für die Bestimmung der Verdichtbarkeit von Walzasphalt mit Hilfe des Marshall-Verfahrens, Ausgabe 1997“.

Die Versuche wurden mit Dreifachbelegung durchgeführt, so daß je Asphaltvariante 18 Marshall-Probekörper hergestellt werden mußten. An den Probekörpern wurde die Raumdichte mittels Tauchwägung bestimmt und daraus durch Iterationsrechnung der Verdichtungswiderstand C bestimmt.

Parallel ist bei den Marshall-Probekörpern, die mit je 100 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite verdichtet wurden, der Verdichtungswiderstand D - Bestimmung

des Verdichtungswiderstandes über die Dickenänderung des Probekörpers - ermittelt worden. Die Auswertung erfolgte über einen an das Marshall-Gerät angeschlossenen Rechner.

### 2.5.1.2 Zug- und Abkühlversuche

Das Verhalten des Asphaltes bei tiefen Temperaturen wurde durch Zug- und Abkühlversuche an prismatischen Probekörpern untersucht.

Die Prismen sind im Zugversuch bei isothermem Versuchsablauf mit einer konstanten Dehngeschwindigkeit von 1 mm/min axial bis zum Bruch belastet worden. Geprüft wurde mit einer Dreifachbelegung der Versuche bei den vier Temperaturen +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C.

Als Ergebnis des Zugversuches wurden die Zugfestigkeit  $\beta_z$  und die Bruchdehnung  $\epsilon_{br}$  des Asphaltes für die jeweilige Prüftemperatur erhalten. Die Zugfestigkeit stellt die maximale mittlere Spannung bezogen auf den Ausgangsquerschnitt des Probekörpers dar, die Bruchdehnung die Längenänderung beim Bruch bezogen auf die Ausgangslänge des Asphaltprismas.

Durch eine Approximation mittels kubischer Splines wurden aus den diskreten Werten für die Zugfestigkeit  $\beta_z$  bei den vier Temperaturen die charakteristischen Zugfestigkeitskurven berechnet.

Die Abkühlversuche sind mit einer konstanten Abkühlrate von  $\Delta T = -10$  K/h durchgeführt worden. Die Temperatur zu Beginn des Versuches betrug +20 °C, der Versuch endete entweder beim Bruch des Probekörpers oder wurde bei einer Temperatur von -33 °C automatisch abgebrochen.

Der Verlauf der erhaltenen, durch den kontrollierten Abkühlvorgang bedingten kryogenen Zugspannung  $\sigma_z$  ist durch ein Polynom 3. Ordnung approximiert worden. Diese Bearbeitung der Meßwerte ermöglichte eine Weiterverarbeitung sowie Auswertung der Daten mittels PC.

Durch die Approximation wird im Anfangsbereich der angepaßten Kurve - im Temperaturbereich von ca. 0 °C bis 10 °C ein Wendepunkt generiert, der lediglich mathematisch notwendig, physikalisch bzw. technologisch aber nicht plausibel ist. Für die weiterführende Auswertung der Kälteversuche ist dieser Temperaturbereich jedoch von untergeordneter Bedeutung, so daß keine Korrekturen durchgeführt wurden.

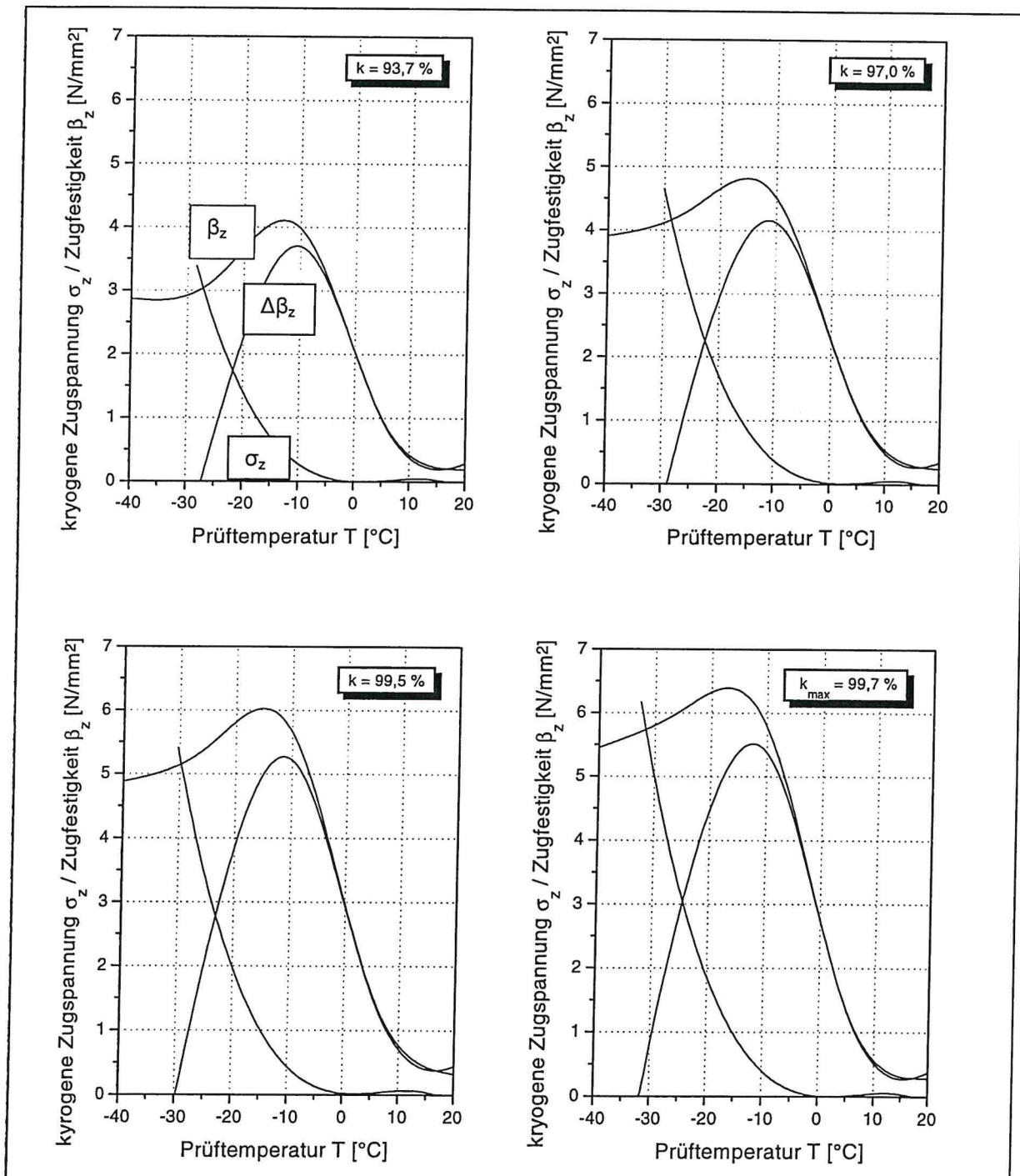
Aus dem Verlauf der Zugfestigkeit  $\beta_z$  des Asphaltes und den kryogenen Spannungen  $\sigma_z$  wurde die Zugfestigkeitsreserve  $\Delta\beta_z$  als Differenz aus beiden Kurven berechnet. Die Zugfestigkeitsreserve ist als die Spannung anzusehen, die der Asphalt zusätzlich zu den unvermeidbar auftretenden abkühlbedingten Zugspannungen aufnehmen kann, ohne daß Rißbildung zu erwarten ist.

Die Zugfestigkeitskurve sowie die Kurve der kryogenen Zugspannung wurden in Abhängigkeit vom jeweils erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper graphisch im

Anhang dargestellt. Zusätzlich ist der Verlauf der Zugfestigkeitsreserve in die Diagramme eingetragen.

Die Abbildung 2.1 zeigt die erläuterten Zusammenhänge beispielhaft für die leicht verdichtbare Asphaltbetonvariante 0/11 (L).

Abbildung 2.1: Zugfestigkeit  $\beta_z$ , kryogene Zugspannung  $\sigma_z$  und Zugfestigkeitsreserve  $\Delta\beta_z$  der Asphaltbetonvariante 0/11 (L)



Um die Frage nach dem Einfluß des Verdichtungsgrades auf das Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen beantworten zu können, wird sowohl die Zugfestigkeit als

auch die Bruchdehnung als Merkmal für das Rißverhalten bei tiefen Temperaturen mit den im Abschnitt 2.6 erläuterten Verfahren der mathematischen Statistik untersucht.

Eine Auswertung der ermittelten Größen Bruchtemperatur und Zugfestigkeitsreserve kann mittels der Statistik nicht erfolgen, da die dazu notwendige Anzahl an Einzelmeßwerten nicht vorliegt. Ohne der Beschreibung und Auswertung der Untersuchungsergebnisse vorzugreifen zu wollen, kann bereits die Aussage getroffen werden, daß sowohl die Größen Bruchdehnung, Bruchtemperatur als auch Zugfestigkeitsreserve für die weiterführende Auswertung nicht geeignet erscheinen. Eine aussagekräftige Differenzierung der Meßwerte zwischen den einzelnen Stufen des Verdichtungsgrades ist hier nicht gegeben.

### **2.5.1.3 Dynamische Zug-Schwellversuche**

Das Ermüdungsverhalten der Asphalte wurde mittels kraft geregelter dynamischer Zug-Schwellversuche an prismatischen Probekörpern untersucht. Die Versuche wurden an der am Institut entwickelten dynamischen Prüfmaschine mit einer Zweifachbelegung durchgeführt. Eine detaillierte Beschreibung der Prüfmaschine und deren Funktionsweise findet sich in [5].

Bei dem in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Untersuchungsprogramm wurden die Asphaltprobekörper - Prismen mit den mittleren Abmessungen  $40 \times 40 (50) \times 160 \text{ mm}^3$  - axial mit einer kraft geregelten Zug-Schwellbeanspruchung bis zum Bruch belastet. Die Schwellbeanspruchung erfolgte sinusförmig mit einer Frequenz  $f$  von 10 Hz. Der Versuch wurde nach der Temperierung des Probekörpers auf die Prüftemperatur unter isothermen Bedingungen durchgeführt.

Als Prüftemperatur wurde für alle Asphalte einheitlich  $0 \text{ }^\circ\text{C}$  gewählt. Diese Temperatur kann als repräsentativ für den Temperaturbereich angesehen werden, der für das Auftreten von ermüdungsbedingten Schäden an Asphaltbefestigungen in Betracht gezogen werden muß. Umfangreiche frühere Untersuchungen [7, 8] haben gezeigt, daß Risse in Asphaltfahrbahnen - ausgehend von ca.  $+15^\circ\text{C}$  - im Bereich tieferer Temperaturen auftreten.

Ober- und Unterspannung der Schwellbelastung wurden für jede Variante asphalt-spezifisch ermittelt und für alle vier Verdichtungsgrade dieser Variante verwendet.

Maßgebend für die Unterspannung der Schwellbelastung war die für jede Asphaltvariante aus den Abkühlversuchen der jeweiligen Probekörper mit einem Verdichtungsgrad von 100 % ermittelte kryogene Spannung.

Die mechanogene Spannung, d.h. die Spannung aus Verkehrslasten, wurde in Anlehnung an das Bemessungsprogramm BISAR asphalt- und systemabhängig bestimmt.

Die Summe aus kryogener und mechanogener Zugspannung wurde als Oberspannung angesetzt und anschließend dahingehend optimiert, daß die Ergebnisse eine für die Auswertung notwendige Spreizung aufwiesen. Diese Vorgehensweise der Bestimmung der Ober- und Unterspannung der Schwellbelastung läßt eine praxisnahe Ansprache der Ermüdungseigenschaften zu und hat sich in zahlreichen vorangegangenen Forschungsvorhaben bewährt.

Ein direkter Vergleich der einzelnen Asphaltvarianten untereinander ist durch die Verwendung unterschiedlicher Unterspannungen allerdings nicht möglich.

Als Ergebnis wurde die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bis zum Bruch des Probekörpers erhalten. Weiterhin sind die Bruchdehnung sowie der Phasenwinkel des Materials aufgezeichnet worden.

#### **2.5.1.4 Dynamische Stempelleindringversuche**

Die dynamischen Stempelleindringversuche mit seitlichem Stützdruck wurden an der am Institut zur Verfügung stehenden dynamischen Prüfmaschine mit einer Dreifachbelegung durchgeführt.

Als Probekörper wurden Bohrkernscheiben mit einem Durchmesser von 200 mm verwendet. Der seitliche Stützdruck im Asphalt wird dabei durch das Material selbst erzeugt. Der Laststempel mit einem Durchmesser von 80 mm wurde zentrisch auf die Bohrkernscheibe aufgesetzt, so daß neben dem Stempel noch ca. 60 mm Asphalt als Stützmaterial verbleibt.

Die Prüftemperatur betrug für alle Asphaltvarianten einheitlich  $T = 50 \text{ °C}$ , als Scheitelwert der Spannung wurde  $\sigma = 0,8 \text{ N/mm}^2$  für alle Asphalte bei einer Frequenz von 10 Hz verwendet. Aus maschinentechnischen Gründen ist bei der Versuchsdurchführung eine Mindestspannung von  $0,1 \text{ N/mm}^2$  erforderlich.

Als Ergebnis liefert der Versuch die relative dynamische Stempelleindringtiefe - d.h. die Einsenkung des Stempels unter Last - nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen. Aus diesem Wert wurde dann durch Multiplikation mit der jeweiligen Probekörperhöhe die absolute Stempelleindringtiefe berechnet.

Bei einigen Versuchen zeigten sich im Anfangsbereich der Dehnungskurven unplausible Meßwerte. Dies wird auf maschinentechnisch bedingte Einschwingvorgänge des Hydrauliksystems zurückgeführt. Um die betroffenen Datensätze für die weitere Auswertung verwenden zu können, wurde ein theoretischer Startwert als Korrekturwert ermittelt. Zur Ermittlung dieses Wertes wurde bei rational-skaliertem Darstellung der dynamischen Stempelleindringtiefe auf der Ordinate und bei logarithmisch-

skalierter Darstellung der Anzahl der Lastwechsel auf der Abszisse der Kurve im oberen, fast geradlinig verlaufenden Teil eine Sekante angepaßt. Durch eine Verlängerung der Sekante zum ersten Lastwechsel wird eine theoretische dynamische Stempelleindringtiefe während des ersten Lastwechsels ermittelt. Diese ist der Korrekturwert, um den alle Ergebnisse der Eindringtiefe verringert werden müssen.

#### **2.5.1.5 Spurbildungsversuche**

Das Verformungsverhalten bei Wärme wurde im Spurbildungstest untersucht. Die Prüfung erfolgte in Anlehnung an die „Technischen Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau (TP A-StB), Teil: Spurbildungsversuch - Bestimmung der Spurrinntiefe im Wasserbad, Ausgabe 1997“ [9]. Die Klimatisierung und Prüfung der Asphaltprobenplatten erfolgte aber im Luftbad, damit mögliche Affinitätsmängel infolge Wassereinwirkung - insbesondere bei den gering verdichteten Probekörpern - die Verformungskennwerte nicht überlagern.

Als Prüftemperatur wurde für alle Versuche (Asphaltarten, -varianten und Stufen des Verdichtungsgrades) einheitlich  $T = 50 \text{ °C}$  gewählt.

### **2.6 Instrumentarien zur Auswertung der Untersuchungsergebnisse**

Die in dieser Forschungsarbeit experimentell ermittelten Meßwerte liegen im Regelfall als Rohdatensätze mit bis zu drei Einzelwerten vor. Aus diesem Grunde ist es nicht möglich, die Einzelwerte der Teilkollektive auf das Vorhandensein von Ausreißern (abweichenden Meßwerten) zu untersuchen. Es können in diesem Fall lediglich Plausibilitätsbetrachtungen der Einzelwerte durchgeführt werden. Diese Plausibilitätskontrollen werden in Anlehnung an das „Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen, Teil 2: Behandlung von abweichenden Meßwerten (Ausreißern), Ausgabe 1978“ [10] durchgeführt.

Zur Beantwortung der Fragestellung, ob und wie stark der Verdichtungsgrad einen Einfluß auf die Nutzungsdauer von Asphaltsschichten - ausgedrückt durch die Merkmale Verformungsverhalten bei Wärme, Verhalten bei tiefen Temperaturen und Ermüdungsbeständigkeit - ausübt, werden die Meßwerte mit Hilfe multipler Mittelwertvergleiche und daran anschließenden modifizierten LSD-Tests unterzogen. Dieser Auswertung vorgeschaltet sind Varianzanalysen der mehrfachen Klassifikation.

#### **2.6.1 Prüfung auf abweichende Meßwerte**

Die Prüfung auf einen abweichenden Meßwert erfolgt mittels eines varianzabhängigen Verfahrens. Hierbei werden zur Ermittlung der Prüfgröße  $T$  Mittelwert und Standardabweichung der Meßreihe herangezogen. Es wird überprüft, ob entweder der größte oder der kleinste Wert der Meßreihe als Ausreißer angesehen werden kann (einseitige Prüfung).

### Vorgehensweise

Die Meßwerte der Meßreihe werden nach zunehmender Größe  $x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$  geordnet. Wird der größte Wert  $x_n$  als ausreißerverdächtig angesehen, lautet die Prüfgröße  $T_n$ :

$$T_n = \frac{(x_{(n)} - \bar{x})}{s}$$

Ist der kleinste Wert ausreißerverdächtig, lautet die Prüfgröße  $T_1$ :

$$T_1 = \frac{(\bar{x} - x_{(1)})}{s}$$

Für die Prüfgröße  $T_n$  bzw.  $T_1$  ist der Schwellenwert für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5 % zugrundegelegt worden. Für die einseitige Prüfung lautet dieser bei einer Anzahl von drei Meßwerten 1,15.

Die Entscheidung, ob ein Meßwert als Ausreißer für die weitere Auswertung ausgeschlossen wird, ist nicht allein aus der Anwendung des Tests heraus getroffen worden. In erster Linie standen Plausibilitätsüberlegungen, der oben beschriebene Test wurde lediglich als Entscheidungshilfe herangezogen.

### **2.6.2 Varianzanalyse der mehrfachen Klassifikation**

Mit Hilfe multipler Varianzanalysen können die Einflüsse von zwei oder mehr Faktoren auf die Gesamtvariabilität einer Merkmalsgröße und gleichzeitig die Wechselwirkung zwischen den Faktoren erkannt und quantitativ ermittelt werden. Das Berechnungsprinzip besteht darin, die Faktoren so einzusetzen, daß sich ihre Effekte und Wechselwirkungen sowie die Variabilität dieser Effekte messen, untereinander vergleichen und gegen die zufällige Variabilität abgrenzen lassen.

Gemäß der Klassifikation von Eisenhart [11] können zur Lösung von Problemen mit varianzanalytischen Methoden grundsätzlich drei Modelle unterschieden werden:

- Modell I mit festen Effekten, wobei die Stufen der Einflußfaktoren gezielt ausgewählt und festgelegt werden,
- Modell II mit zufälligen Effekten, wobei die Stufen der Einflußfaktoren auf Zufallsstichproben aus einer Grundgesamtheit beruhen sowie
- Modell III mit gemischten Effekten, wobei sich die Einflußfaktoren sowohl aus dem Modell I als auch aus dem Modell II ergeben.

Ferner unterscheidet man bei multiplen Varianzanalysen zwischen einer Kreuzklassifikation und einer hierarchischen Klassifikation. Bei der Kreuzklassifikation treten alle Stufen des einen Einflußfaktors in allen Stufen aller anderen Einflussfaktoren auf. Bei der hierarchischen Klassifikation hingegen treten alle Stufen einer Einflußgröße gemeinsam auf.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche sind so angelegt, daß stets eine Varianzanalyse mit Kreuzklassifikation nach dem Modell I ( mit festen Effekten) auf das vorliegende Datenmaterial angewendet werden kann.

### 2.6.3 Multipler Mittelwertvergleich und modifizierter LSD-Test

Mit Hilfe des multiplen Mittelwertvergleiches mit anschließendem LSD-Test kann festgestellt werden, welche Mittelwerte zu homogenen Gruppen zusammengefaßt werden dürfen, das heißt, der gleichen Grundgesamtheit entstammen [Sachs]. Dazu werden die k Mittelwerte der Größe nach absteigend geordnet und es wird geprüft, ob benachbarte Mittelwerte eine größere Differenz  $\Delta$  aufweisen als die kleinste signifikante Differenz ( Least Significant Difference = LSD )

Die kleinste signifikante Differenz berechnet sich bei gleichen Stichprobenumfängen einer Messreihe zu:

$$LSD = t_{n-k, \alpha} * \sqrt{\frac{2}{n_i}} * MQ_{innerhblb}$$

- mit  $t$  = Schwellenwert der t-Verteilung bei der Irrtumswahrscheinlichkeit  $\alpha = 0,05$ ,  
 $n_i$  = Stichprobenumfang  
 $MQ_{innerhblb}$  = Varianz der Einzelwerte um die Gruppenmittelwerte.

Bei ungleichen Stichprobenumfängen gilt für die kleinste signifikante Differenz benachbarter Mittelwerte:

$$LSD_{(a,b)} = t_{n-k, \alpha} * \sqrt{\frac{n_a + n_b}{n_a * n_b}} * MQ_{innerhalb}$$

mit  $n_a, n_b$  = Stichprobenumfang der benachbarten Mittelwerte.

Wenn  $\Delta \leq LSD$  ist, läßt sich die Hypothese der Gleichheit benachbarter Mittelwerte nicht ablehnen. Die Grenzen homogener Gruppen von Mittelwerten werden in den entsprechenden Anlagen kenntlich gemacht.

### 3 Untersuchungsergebnisse

Im folgenden werden die Untersuchungsergebnisse der durchgeführten Versuche nach Asphaltarten getrennt dargestellt.

Die Ergebnisse der statistischen Auswertung - Varianzanalysen der mehrfachen Klassifikation sowie multiple Mittelwertvergleiche und modifizierte LSD-Tests - werden im Anschluß an die Darstellung und Beschreibung der erhaltenen Meßwerte in einem eigenen Kapitel vorgestellt.

#### 3.1 Asphaltbeton 0/11

Zusammensetzung und Eigenschaften der für das Untersuchungsprogramm verwendeten Varianten (L), (N) und (S) des Asphaltbetonmischgutes sind in den Tabellen 2.1 und 2.3 aufgelistet.

##### 3.1.1 Verdichtungswiderstand

###### 3.1.1.1 Verdichtungswiderstand C

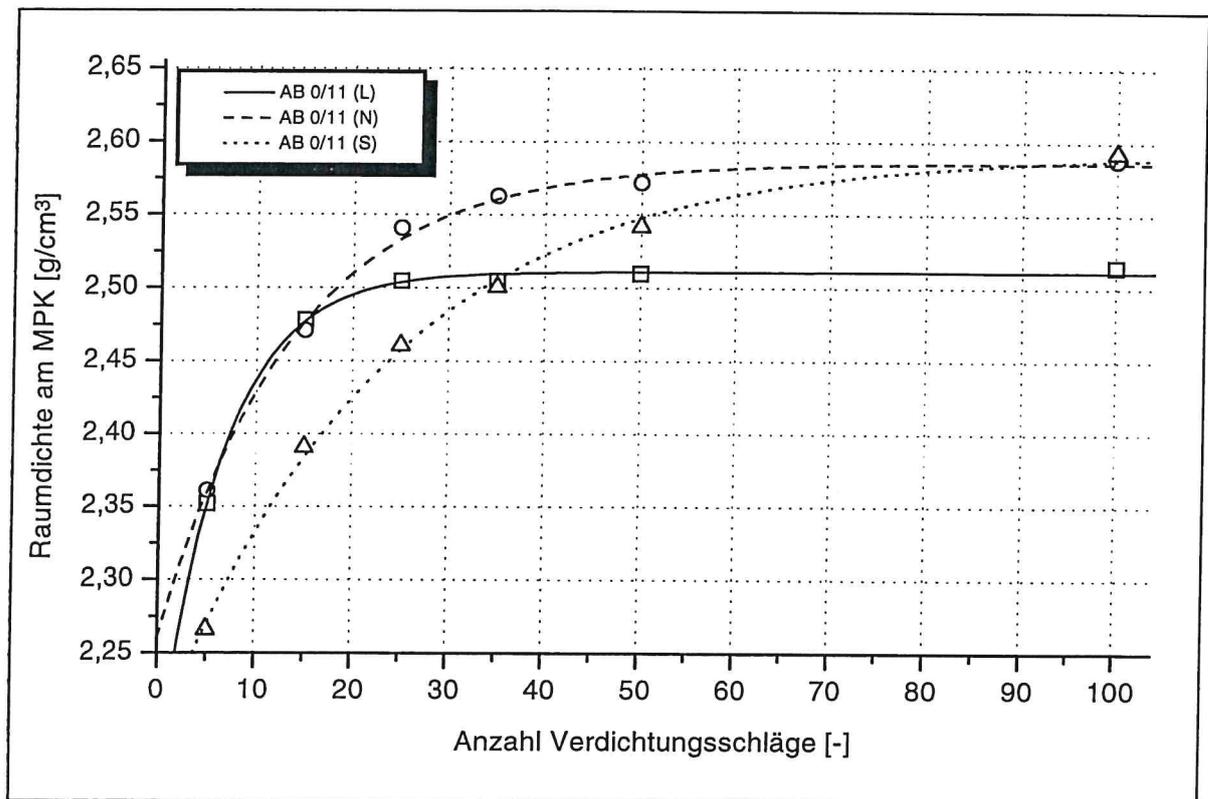
Tabelle 3.1 zeigt die Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes C der drei Asphaltbetonvarianten, bestimmt aus der Raumdichteänderung an mit unterschiedlicher Anzahl an Verdichtungsschlägen hergestellten Marshall-Probekörpern. Weiterhin sind die Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion als Mittelwert dargestellt. Der Parameter a stellt die rechnerisch maximal erreichbare Raumdichte  $\rho_{A\infty}$  des Asphaltgemisches dar.

Tabelle 3.1: Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes C sowie der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion für die drei Asphaltbetonvarianten 0/11

	C [42 Nm]	a	b
Asphaltbeton 0/11 (L)	6,5	2,511	0,3473
Asphaltbeton 0/11 (N)	13,8	2,586	0,3258
Asphaltbeton 0/11 (S)	22,9	2,593	0,4032
Verdichtungsfunktion (mathematische Schreibweise)			
$\rho_A(S) = a - b \cdot e^{-S/C}$			

In Abbildung 3.1 ist die Raumdichte der Marshall-Probekörper in Abhängigkeit von der jeweiligen Verdichtungsarbeit - d.h. der Anzahl der Verdichtungsschläge je Probekörperseite - graphisch aufgetragen.

Abbildung 3.1: Raumdichte der drei Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit von der Anzahl der Verdichtungsschläge je Probekörperseite



Der Abbildung kann deutlich der unterschiedliche Verlauf der Raumdichteänderung je Verdichtungsschlag entnommen werden.

Am Anfang des Verdichtungsprozesses verlaufen die Kurven für die leicht und normal verdichtbar rezeptierte Variante bis zu rund 15 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite nahezu gleich, d.h. die Raumdichtezunahme je Verdichtungsschlag ist annähernd identisch. Im weiteren Verlauf erreicht die leicht verdichtbare Variante bereits bei rund 30 Verdichtungsschlägen ihre rechnerisch maximale Raumdichte - gekennzeichnet durch den horizontalen Verlauf der Kurve - von  $2,511 \text{ g/cm}^3$ , wohingegen bei der normal verdichtbaren Variante eine weitere Dichtezunahme bis zu ca. 65 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite zu erkennen ist. Die schwer verdichtbar rezeptierte Variante hingegen ist durch eine stetige Zunahme der Raumdichte bis zum Erreichen der rechnerisch maximal erreichbaren Raumdichte von  $2,593 \text{ g/cm}^3$  bei rund 100 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite gekennzeichnet.

### 3.1.1.2 Verdichtungswiderstand D

Tabelle 3.2 zeigt die Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes D - bestimmt über die Dickenänderung am Marshall-Probekörper - sowie die Mittelwerte der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion.

Tabelle 3.2: Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes D sowie der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion für die drei Asphaltbetonvarianten 0/11S)

	D [21 Nm]	a * 100	b * 100
Asphaltbeton 0/11 (L)	14,4	1,590	0,1422
Asphaltbeton 0/11 (N)	22,8	1,602	0,1647
Asphaltbeton 0/11 (S)	36,3	1,592	0,2538
Verdichtungsfunktion (mathematische Schreibweise)			
$1/d(S) = a - b \cdot e^{-S/D}$			

Die Ergebnisse zeigen, daß ebenso wie beim Verdichtungswiderstand C eine Klassifizierung der einzelnen Gemische durch den Verdichtungswiderstand D vorgenommen werden kann.

Ein Vergleich der Verdichtungswiderstände C und D untereinander läßt erkennen, daß beim Asphaltbeton der Verdichtungswiderstand D - bestimmt über die Dickenänderung am Marshall-Probekörper - für alle drei Varianten größer ist als der Verdichtungswiderstand C.

Insgesamt bestätigen die gewonnenen Untersuchungsergebnisse den derzeitigen Kenntnisstand zum Verdichtungswiderstand bei Asphaltbetonen. Es hat sich erwartungsgemäß gezeigt, daß die unter systematischer Variation der Zusammensetzung hergestellten Asphaltbetonvarianten durch den Verdichtungswiderstand charakterisiert bzw. klassifiziert werden können.

### 3.1.2 Zug- und Abkühlversuche

In den Tabellen 3.3 bis 3.5 auf den folgenden Seiten sind als Ergebnis der Versuche zum Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen der untersuchten Asphaltbetone die Zugfestigkeit  $\beta_z$ , die Bruchdehnung  $\epsilon_{br}$ , sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur  $T_{br}$  aufgeführt.

Die Werte für die Zugfestigkeit und Bruchdehnung wurden jeweils als Mittelwert aus drei Einzelwerten gebildet. Die vermutliche Bruchtemperatur kennzeichnet den Schnittpunkt der Zugfestigkeitskurve mit der Kurve der abkühlungsbedingten kryogenen Zugspannungen, ihr Wert geht aus der Berechnung der Zugfestigkeitsreserve  $\Delta\beta_z$  für ein  $\Delta\beta_z$  von 0 N/mm<sup>2</sup> hervor.

Die Dokumentation der gemessenen Einzelwerte sowie der daraus berechneten Werte erfolgt im Anhang. Weiterhin sind dort die Ergebnisse der erweiterten Auswertung in Form der charakteristischen Zugfestigkeits- und Abkühlkurven graphisch dargestellt.

In der Abbildung 3.2 sind die Zugfestigkeiten der drei Asphaltbetonvarianten in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für jede Prüftemperatur graphisch aufgetragen.

Aufgrund der ausgeprägten Temperaturabhängigkeit der Zugfestigkeit ist es nicht sinnvoll, eine einheitliche Skalierung der Ordinate für alle vier Diagramme vorzunehmen, obwohl dies einen Vergleich der Werte untereinander einfacher machen würde. Es wurde daher eine Skalierung gewählt, die eine bestmögliche Darstellung der Meßwerte gestattet.

Den Diagrammen ist zu entnehmen, daß die Zugfestigkeit tendenziell mit Zunahme des Verdichtungsgrades von rund 94 % auf 100 % ansteigt; dies gilt für jede der vier Prüftemperaturen. Bei einer weiteren Zunahme des Verdichtungsgrades auf den maximal erreichbaren Wert nimmt die Zugfestigkeit in einigen Fällen wieder leicht ab. Dies ist bei der leicht und normal verdichtbaren Variante bei den Prüftemperaturen  $T = +20\text{ °C}$  und  $T = +5\text{ °C}$  der Fall. Gleiches trifft auch bei der schwer verdichtbaren Variante bei der Prüftemperatur  $T = +5\text{ °C}$  zu. Aufgrund der nur geringen Unterschiede zwischen den Zugfestigkeitswerten bei 100 % Verdichtungsgrad und maximal erreichtem Verdichtungsgrad liegt die Vermutung nahe, daß es sich hierbei um zufallsbedingte Streuungen der Meßwerte handelt und kein systematisches Verhalten vorliegt. Inwieweit signifikante Einflüsse vorhanden sind, wird im Kapitel 4 eingehend untersucht.

Die Werte für die Zugfestigkeit der leicht und normal verdichtbaren Variante liegen bei den Prüftemperaturen  $+20\text{ °C}$  und  $+5\text{ °C}$  nahezu auf einem Niveau, die Zugfe-

stigkeit der schwer verdichtbaren Variante ist bei diesen Temperaturen deutlich größer.

Bei den Prüftemperaturen  $< 0^{\circ}\text{C}$  kehrt sich dieses Verhältnis um, die Zugfestigkeitswerte der schwer verdichtbaren Variante sind hier geringer als die der leicht und normal verdichtbaren. Dieses Verhalten tritt bei der Temperatur von  $-25^{\circ}\text{C}$  noch deutlicher hervor als bei  $T = -10^{\circ}\text{C}$ .

Hierin findet sich anschaulich die Tatsache wieder, daß sich Bindemittel mit einer höheren Viskosität hinsichtlich der Zugfestigkeit bei hohen Temperaturen günstiger verhalten als es bei Bindemitteln mit einer vergleichsweise geringeren Viskosität bei der gleichen Prüftemperatur der Fall ist. Bei tiefen Temperaturen kehrt sich dieser Vorteil dann um.

Für das Verhalten bei tiefen Temperaturen kann für die mit dem maximal erreichten Verdichtungsgrad hergestellten Probepplatten auch bei den Temperaturen  $< 0^{\circ}\text{C}$  keine für alle Asphaltbetonvarianten einheitliche Aussage getroffen werden.

Die Zugfestigkeit der einzelnen Varianten verhält sich bei der Temperatur von  $-10^{\circ}\text{C}$  vielmehr generell entgegengesetzt im Vergleich zum Verhalten bei  $T = -25^{\circ}\text{C}$ .

Bei der leicht und schwer verdichtbaren Variante nimmt die Zugfestigkeit mit Zunahme des Verdichtungsgrades auf den maximal erreichbaren Wert ab, bei  $T = -25^{\circ}\text{C}$  dagegen weiter zu. Bei der normal verdichtbaren Variante zeigt sich ein genau entgegengesetztes Verhalten. Auch dies wird auf zufallsbedingte Streuungen der Meßwerte zurückgeführt und später näher erläutert.

Tabelle 3.3: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Asphaltbetonvariante 0/11 (L)

Asphaltbeton 0/11 (L) Zugversuche														
Verdichtungsgrad k [%]		T = + 20 °C			T = + 5 °C			T = -10 °C			T = - 25 °C			T <sub>br</sub>
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [‰]	[°C]										
94	$\bar{X}$	0,1959	12,2733	$\bar{X}$	0,9992	6,8046	$\bar{X}$	3,9820	1,1390	$\bar{X}$	3,1867	0,1486		- 27,4
	$\sigma$	0,0207	1,2191	$\sigma$	0,0691	0,7468	$\sigma$	0,3334	0,1068	$\sigma$	0,1469	0,0069		
97	$\bar{X}$	0,2479	9,1634	$\bar{X}$	1,1678	5,3811	$\bar{X}$	4,4114	0,9530	$\bar{X}$	4,3404	0,1855		- 28,9
	$\sigma$	0,0349	0,8914	$\sigma$	0,1218	0,2900	$\sigma$	0,1773	0,0318	$\sigma$	0,4961	0,0207		
100	$\bar{X}$	0,3254	10,0236	$\bar{X}$	1,5770	5,3161	$\bar{X}$	5,9281	1,1651	$\bar{X}$	5,4227	0,2555		- 29,8
	$\sigma$	0,0080	1,0682	$\sigma$	0,1021	0,5242	$\sigma$	0,4618	0,3998	$\sigma$	0,3289	0,0380		
max.	$\bar{X}$	0,2791	10,1209	$\bar{X}$	1,3275	5,9856	$\bar{X}$	5,7829	1,1034	$\bar{X}$	6,0576	0,2187		- 31,9
	$\sigma$	0,0021	1,4625	$\sigma$	0,1496	0,7553	$\sigma$	0,1251	0,1458	$\sigma$	0,0544	0,0353		

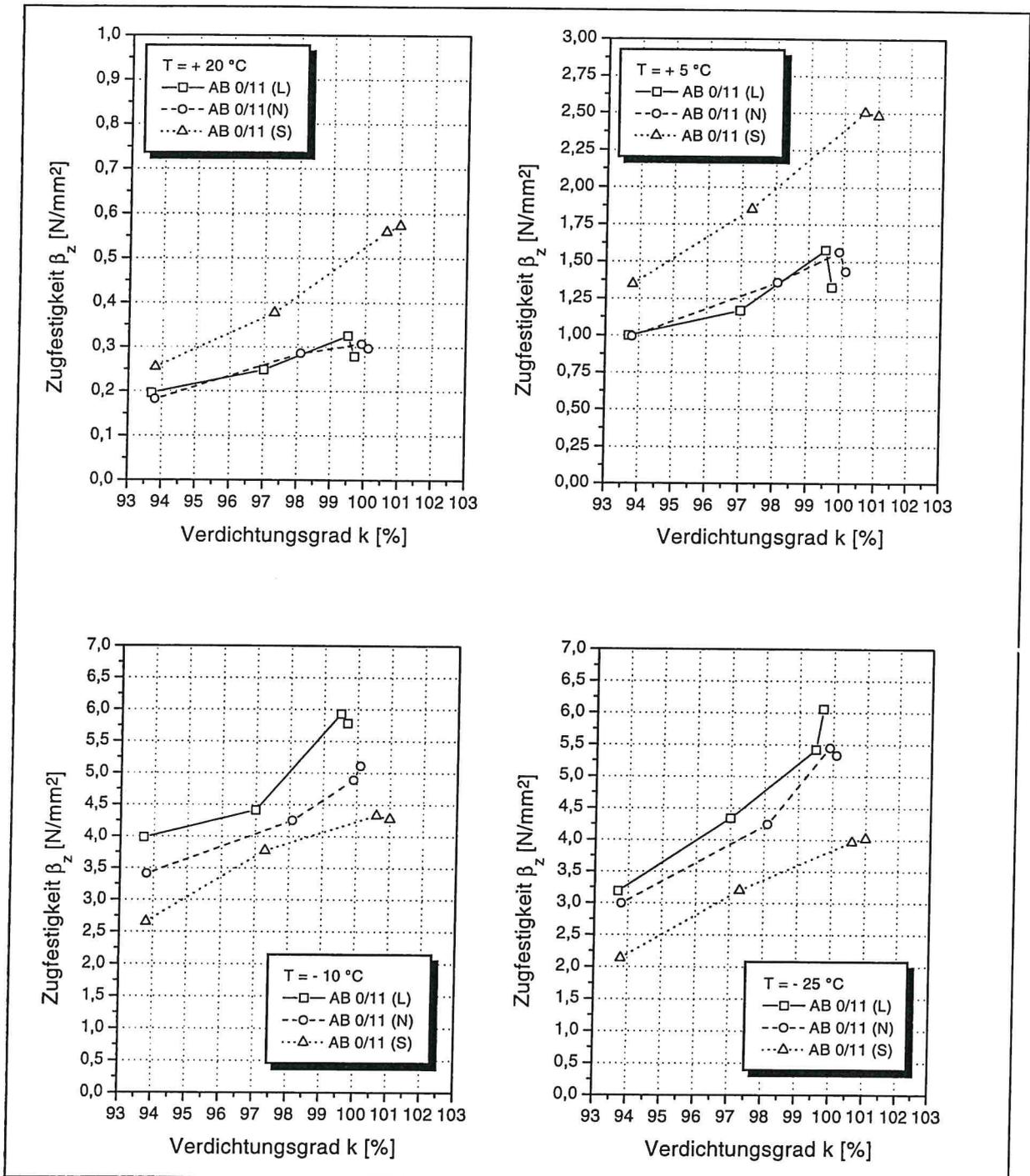
Tabelle 3.4: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Asphaltbetonvariante 0/11 (N)

Asphaltbeton 0/11 (N)																			
Zugversuche																			
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$																			
Verdichtungsgrad k [%]		T = + 20 °C				T = + 5 °C				T = - 10 °C				T = - 25 °C				$T_{br}$	
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [%]																
94	$\bar{X}$ 93,8	$\bar{X}$ 0,1813	10,5577	$\bar{X}$ 0,9921	6,0714	$\bar{X}$ 3,4088	0,6479	$\bar{X}$ 2,9918	0,1851	- 28,0									
		$\sigma$ 0,0064	1,1631	$\sigma$ 0,1330	1,3772	$\sigma$ 0,3262	0,1210	$\sigma$ 0,2192	0,0575										
97	$\bar{X}$ 97,0	$\bar{X}$ 0,2851	8,0106	$\bar{X}$ 1,3589	4,6386	$\bar{X}$ 4,2490	0,7432	$\bar{X}$ 4,2426	0,2335	$\bar{X}$ 4,2490	0,7432	$\bar{X}$ 4,2426	0,2335	$\bar{X}$ 4,2426	0,2335	- 29,2			
		$\sigma$ 0,0406	0,3969	$\sigma$ 0,0398	0,1544	$\sigma$ 0,4225	0,1489	$\sigma$ 0,5164	0,0543	$\sigma$ 0,4225	0,1489	$\sigma$ 0,5164	0,0543	$\sigma$ 0,5164	0,0543				
100	$\bar{X}$ 99,5	$\bar{X}$ 0,3067	7,8966	$\bar{X}$ 1,5631	4,4774	$\bar{X}$ 4,8874	0,7424	$\bar{X}$ 5,4469	0,2085	$\bar{X}$ 4,8874	0,7424	$\bar{X}$ 5,4469	0,2085	$\bar{X}$ 5,4469	0,2085	- 30,7			
		$\sigma$ 0,1000	0,6477	$\sigma$ 0,1378	0,1934	$\sigma$ 0,3227	0,0574	$\sigma$ 0,2312	0,0274	$\sigma$ 0,3227	0,0574	$\sigma$ 0,2312	0,0274	$\sigma$ 0,2312	0,0274				
max.	$\bar{X}$ 99,7	$\bar{X}$ 0,2967	8,5080	$\bar{X}$ 1,4332	4,9708	$\bar{X}$ 5,1056	0,8097	$\bar{X}$ 5,3286	0,1802	$\bar{X}$ 5,1056	0,8097	$\bar{X}$ 5,3286	0,1802	$\bar{X}$ 5,3286	0,1802	- 30,1			
		$\sigma$ 0,0386	1,7976	$\sigma$ 0,0673	0,3998	$\sigma$ 0,1305	0,0663	$\sigma$ 0,3597	0,0480	$\sigma$ 0,1305	0,0663	$\sigma$ 0,3597	0,0480	$\sigma$ 0,3597	0,0480				

Tabelle 3.5: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Asphaltbetonvariante 0/11 (S)

Asphaltbeton 0/11 (S)																
Zugversuche																
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$																
Verdichtungsgrad		T = + 20 °C				T = + 5 °C				T = - 10 °C				T = - 25 °C		T <sub>br</sub>
k [%]	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [%]													
94	$\bar{x}$ 93,7	$\bar{x}$ 0,2542	7,8715	$\bar{x}$ 1,3457	4,4515	$\bar{x}$ 2,6516	0,4338	$\bar{x}$ 2,1315	0,1461	$\bar{x}$ 3,2008	0,1356	$\bar{x}$ 3,9661	0,1675		- 23,5	
		$\sigma$ 0,0304	1,5015	$\sigma$ 0,0474	0,3272	$\sigma$ 0,3919	0,1001	$\sigma$ 0,3720	0,0216	$\sigma$ 3,2008	0,0285	$\sigma$ 0,2124	0,0323			
97	$\bar{x}$ 97,3	$\bar{x}$ 0,3763	8,2489	$\bar{x}$ 1,8507	4,1267	$\bar{x}$ 3,7739	0,4708	$\bar{x}$ 3,2008	0,1356	$\bar{x}$ 4,3306	0,3608	$\bar{x}$ 4,2766	0,3896		- 24,7	
		$\sigma$ 0,0242	0,3772	$\sigma$ 0,1343	0,5686	$\sigma$ 0,3328	0,0598	$\sigma$ 0,2937	0,0285	$\sigma$ 4,3306	0,3608	$\sigma$ 0,1768	0,0304			
100	$\bar{x}$ 100,5	$\bar{x}$ 0,5592	6,3567	$\bar{x}$ 2,5043	4,2523	$\bar{x}$ 4,3306	0,3608	$\bar{x}$ 3,9661	0,1675	$\bar{x}$ 4,3306	0,3608	$\bar{x}$ 4,2766	0,3896		- 24,1	
		$\sigma$ 0,0332	0,3239	$\sigma$ 0,1245	1,1634	$\sigma$ 0,1768	0,0304	$\sigma$ 0,2124	0,0323	$\sigma$ 4,3306	0,3608	$\sigma$ 0,1768	0,0304			
max.	$\bar{x}$ 101,1	$\bar{x}$ 0,5731	6,3534	$\bar{x}$ 2,4824	3,5369	$\bar{x}$ 4,2766	0,3896	$\bar{x}$ 4,0188	0,1566	$\bar{x}$ 4,2766	0,3896	$\bar{x}$ 4,0188	0,1566		- 25,0	
		$\sigma$ 0,0249	0,1477	$\sigma$ 0,2144	0,3781	$\sigma$ 0,2592	0,0248	$\sigma$ 0,2716	0,0401	$\sigma$ 0,2592	0,0248	$\sigma$ 0,2716	0,0401			

Abbildung 3.2: Zugfestigkeit der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 bei den vier Prüftemperaturen +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



### 3.1.3 Dynamische Zug – Schwellversuche

Zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens der drei Asphaltbetonvarianten 0/11 wurden dynamische Zug - Schwellversuche mit den in der Tabelle 3.6 aufgeführten Spannungen durchgeführt.

Die Unterspannung der Schwellbeanspruchung ist aus den zu der jeweiligen Variante gehörigen Abkühlversuchen bestimmt worden, die mechanogene Spannung wurde in Anlehnung an das Bemessungsprogramm BISAR ermittelt. Die Oberspannung wurde durch Superposition aus Unterspannung und mechanogener Spannung bestimmt.

Tabelle 3.6: Unterspannung und mechanogene Spannung sowie durch Superposition bestimmte Oberspannung der Schwellbelastung zur Prüfung der Asphaltbetonvarianten 0/11

	Unterspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Mechanogene Spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Oberspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
Asphaltbeton 0/11 (L)	0,026	1,5	1,526
Asphaltbeton 0/11 (N)	0,102		1,602
Asphaltbeton 0/11 (S)	0,240		1,740

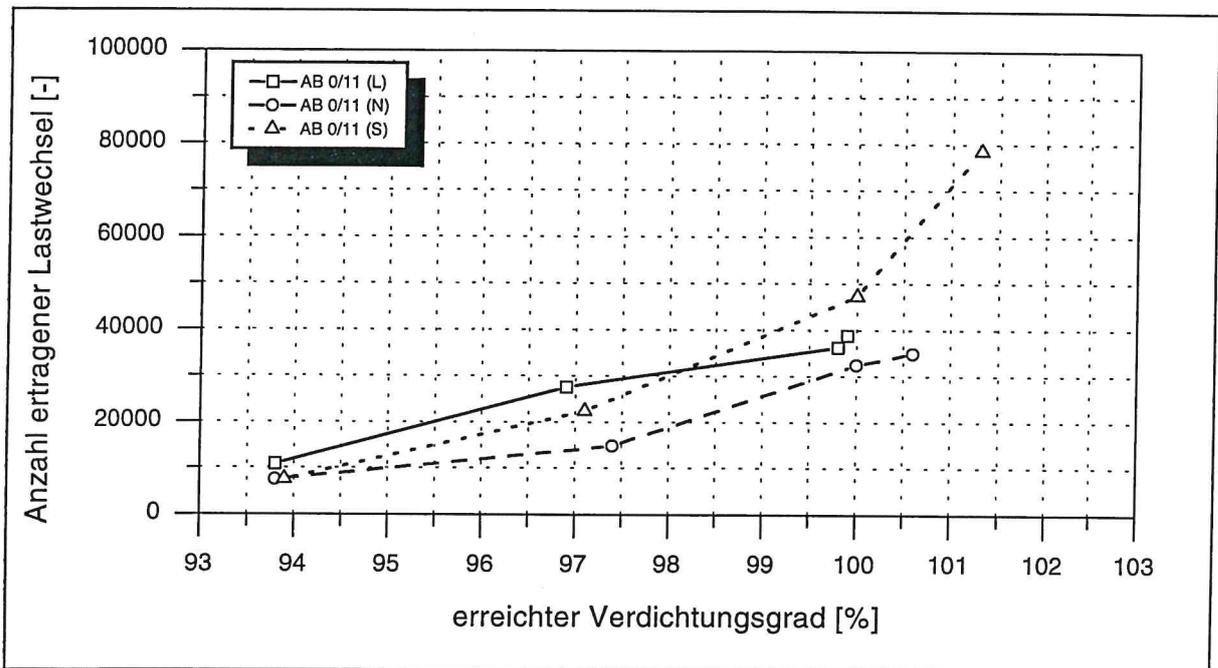
Als Ergebnis der Ermüdungsversuche wurden die in der Tabelle 3.7 als Mittelwerte aufgeführten ertragenen Lastwechselzahlen erhalten. Neben diesen Werten sind die Mittelwerte der erreichten Verdichtungsgrade der untersuchten prismatischen Probekörper dargestellt.

Tabelle 3.7: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Asphaltbeton 0/11						
Dynamische Zug-Schwellversuche						
Anzahl ertragener Lastwechsel Lw						
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	AB 0/11 (L)		AB 0/11 (N)		AB 0/11 (S)	
	k [%]	Lw [-]	k [%]	Lw [-]	k [%]	Lw [-]
94	93,8	10.894	93,8	7.487	94,0	7.554
97	96,9	27.627	97,3	14.832	97,0	22.400
100	99,8	36.289	100,0	32.482	100,0	47.293
max.	100,1	38.905	100,7	34.961	101,3	78.560

Die Abbildung 3.3 zeigt die graphische Darstellung ertragenen Lastwechselzahlen in Abhängigkeit vom mittleren erreichten Verdichtungsgrad der Prismen.

Abbildung 3.3: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



Es ist zu erkennen, daß eine Steigerung des Verdichtungsgrades von 94 % bis zum jeweils maximal erreichten Verdichtungsgrad bei allen Asphaltbetonvarianten eine Zunahme der ertragenen Lastwechsel zur Folge hat.

Für die leicht verdichtbare Variante verläuft diese Zunahme über den gesamten Bereich von  $k = 93,8 \%$  bis  $k_{\max} = 100,1 \%$  nahezu linear. Für die normal und schwer verdichtbare Variante des Asphaltbetons ist die Zunahme der ertragenen Lastwechsel leicht überproportional.

Am deutlichsten ist dies bei der schwer verdichtbar rezeptierten Variante zu erkennen. Hier steigt die Anzahl der ertragenen Lastwechsel von rund 47.300 Lw auf rund 78.550 Lw an. Beim leicht bzw. normal verdichtbar rezeptierten Asphaltbeton ist bei einer Steigerung des Verdichtungsgrades von ca. 100 % auf den maximal erreichbaren Verdichtungsgrad von 100,1 % bzw. 100,7 % eine vergleichsweise geringere Zunahme der ertragenen Lastwechselzahlen zu erkennen.

Eine Erklärung für dieses unterschiedliche Verhalten der Asphaltbetonvariante kann aus der Zusammensetzung des Asphaltmischgutes abgeleitet werden.

Bei den leicht und normal verdichtbaren Varianten haben die Kontrolluntersuchungen mittlere Hohlraumgehalte  $H'_{\text{bit}}$  von 0,7 Vol.-% (L-Variante) bzw. 1,3 Vol.-% (N-

Variante) am normgerecht hergestellten Marshall-Probekörper ergeben; d.h. beide Varianten weisen einen äußerst geringen Hohlraumgehalt auf.

Weiterhin kann aus dem Verlauf der Verdichtungsfunktion (vgl. Abschnitt 3.1.1) entnommen werden, daß die maximal erreichbare Raumdichte der leicht und normal verdichtbaren Variante bei 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite - per Definition also bei einem Verdichtungsgrad von 100 % - nahezu erreicht ist. Das Aufbringen weiterer Verdichtungsarbeit führt also nicht mehr bzw. nur geringfügig zu einer Dichtezunahme des Asphaltes. Folglich dürfte bei den bis zum „maximal erreichbaren Verdichtungsgrad“ verdichteten Probekörpern auch kein grundlegend unterschiedliches Verhalten gegenüber wiederholten Belastungen zu erkennen sein.

Das Verhalten der schwer verdichtbaren Asphaltbetonvariante (deutlich überproportionaler Anstieg der ertragenen Lastwechsel) mag auf den ersten Blick unplausibel erscheinen, eine Überprüfung der Einzelmeßwerte zeigt aber ebenfalls den überproportionalen Anstieg für den Bereich von  $k = 100\%$  bis zum maximal erreichten Verdichtungsgrad von  $k = 101,3\%$ .

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß ein Vergleich der drei Asphaltbetonvarianten untereinander aufgrund der unterschiedlichen Zusammensetzung sowie der asphalt- und systemabhängig verschiedenen Beanspruchung nicht uneingeschränkt vorgenommen werden darf.

Als mögliche Ansätze zur Erklärung des beobachteten Verhaltens seien hier der Einfluß von Bindemittel- und Füllergehalt sowie der Viskosität des verwendeten Bitumens auf die Anzahl der ertragenen Lastwechselzahlen genannt.

#### **3.1.4 Dynamische Stempelleindringversuche**

Die Tabelle 3.8 enthält als Ergebnis der dynamischen Stempelleindringversuche die Mittelwerte und Standardabweichung der dynamischen Stempelleindringtiefe nach 20.000 Lastwechseln für die drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11. Weiterhin sind in die Mittelwerte und Standardabweichung des erreichten Verdichtungsgrades der untersuchten Probekörper aufgeführt.

Tabelle 3.8: Dynamische Stempelerindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Asphaltbeton 0/11									
Dynamische Stempelerindringversuche									
Dynamische Stempelerindringtiefe s									
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	AB 0/11 (L)			AB 0/11 (N)			AB 0/11 (S)		
	k [%]	$\bar{x}$ [mm]	$\sigma$ [mm]	k [%]	$\bar{x}$ [mm]	$\sigma$ [mm]	k [%]	$\bar{x}$ [mm]	$\sigma$ [mm]
94	94,6	$\bar{x}$ 2,98	$\sigma$ 0,47	95,1	$\bar{x}$ 1,99	$\sigma$ 0,39	93,4	$\bar{x}$ 1,78	$\sigma$ 0,19
97	97,2	$\bar{x}$ 2,41	$\sigma$ 0,47	98,5	$\bar{x}$ 1,28	$\sigma$ 0,01	97,2	$\bar{x}$ 1,06	$\sigma$ 0,27
100	100,0	$\bar{x}$ 1,96	$\sigma$ 0,43	100,3	$\bar{x}$ 1,19	$\sigma$ 0,03	100,3	$\bar{x}$ 0,77	$\sigma$ 0,07
max.	100,3	$\bar{x}$ 2,40	$\sigma$ 0,75	100,4	$\bar{x}$ 1,41	$\sigma$ 0,16	100,9	$\bar{x}$ 0,81	$\sigma$ 0,12

Die graphische Darstellung der Ergebnisse aus Tabelle 3.8 erfolgt in Abbildung 3.4.

Aus beiden Darstellungen läßt sich sowohl eine Abhängigkeit der dynamischen Stempelerindringtiefe von der Asphaltbetonvariante ableiten als auch ein Einfluß des Verdichtungsgrades auf die Einsenkungswerte erkennen.

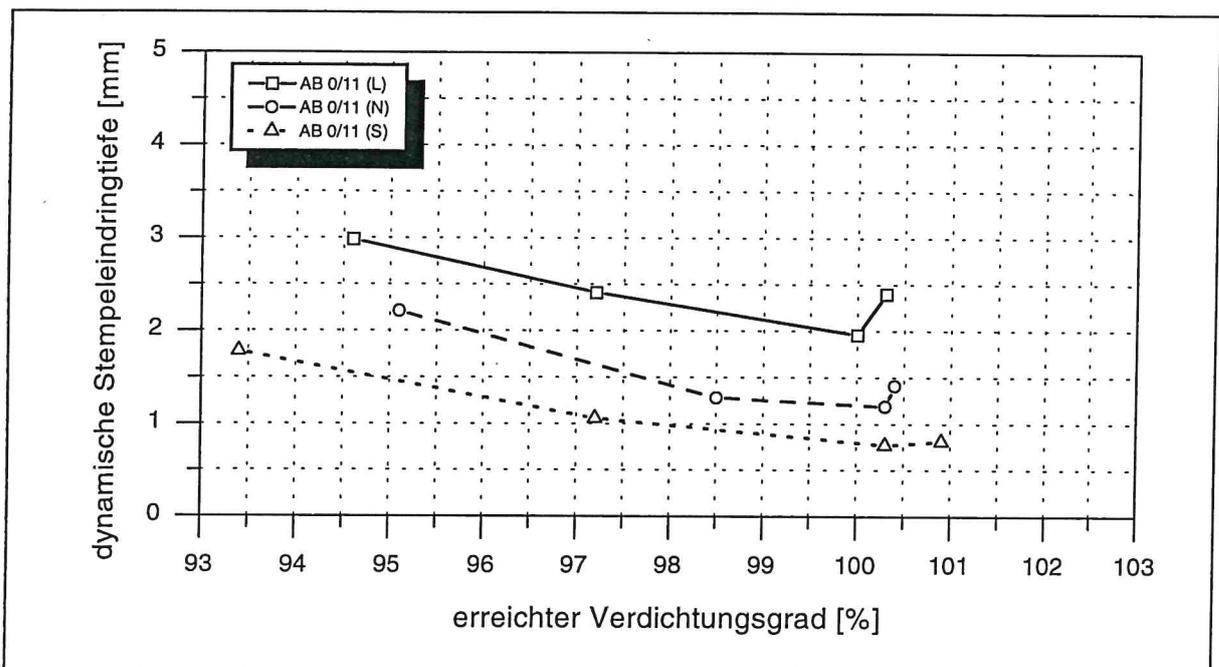
Die Abhängigkeit der dynamischen Stempelerindringtiefe von der Asphaltbetonvariante - gekennzeichnet durch unterschiedliche Verdichtungswiderstände und damit unterschiedliches Verdichtungsverhalten - bestätigt den Erfahrungsstand, daß Asphaltgemische, die der Verdichtung einen hohen Widerstand entgegensetzen gleichzeitig einen relativ größeren Widerstand gegenüber bleibenden Verformungen aufweisen. Werden beispielsweise die Einsenkungswerte für einen Verdichtungsgrad von 100 % gegenübergestellt, weist - bei sonst gleichen Versuchs- und Randbedingungen - der schwer verdichtbare Asphaltbeton eine Stempelerindringtiefe von rund 0,8 mm auf. Bei der normal verdichtbar rezeptierten Variante beträgt die Einsenkung ca. 1,2 mm, bei der leicht verdichtbaren Variante rund 2,0 mm.

Des weiteren zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit der dynamischen Stempelerindringtiefe vom erreichten Verdichtungsgrad der untersuchten Asphaltprobekörper.

Eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 100 % hat bei allen drei geprüften Asphaltbetonvarianten eine Verringerung der dynamischen Stempelleindringtiefe zur Folge. Bei einer weiteren Steigerung auf den jeweils maximal erreichbaren Verdichtungsgrad nimmt die Eindringtiefe dann wieder zu.

Inwieweit dieses Verhalten als statistisch signifikant vom Verdichtungsgrad abhängig bezeichnet werden kann, wird im Abschnitt 4.5 untersucht.

Abbildung 3.4: Dynamische Stempelleindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



### 3.1.5 Spurbildungsversuche

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Spurbildungsversuche an den drei Asphaltbetonvarianten 0/11 (L), (N) und (S) dargestellt.

Der Tabelle 3.9 ist zu entnehmen, daß bei der leicht und der normal verdichtbar rezeptierten Asphaltbetonvariante als Ergebnis des Versuches bei 20.000 Überrollungen eine Spurrinnentiefe von zum Teil deutlich mehr als 20 mm für alle vier Stufen des Verdichtungsgrades erreicht wird. Beim schwer verdichtbaren Asphaltbeton treten Spurrinnentiefen von mehr als 20 mm nur bei Verdichtungsgraden von  $k = 94\%$  und  $k = 97\%$  auf.

Da anhand dieser Werte eine differenzierte Auswertung zur Standfestigkeit bzw. zum Verformungsverhalten der Asphaltbetonvarianten nicht möglich ist, wurde die Auswertung für eine Spurrinnentiefe zusätzlich bei unterschiedlichen Überrollungszahlen von 2.000, 4.000 und 10.000 Überrollungen weiter ausgewertet. Weiterhin ist die Überrollungszahl ermittelt worden, bei der eine Spurrinnentiefe von 20 mm erreicht wurde. Die Darstellung dieser Werte erfolgt in den Tabellen 3.10 bis 3.12 sowie graphisch in den Abbildungen 3.5 bis 3.7.

Die erhaltenen Einzelwerte wurden - wie auch bei den Meßwerten der übrigen Versuchstypen - hinsichtlich des Auftretens abweichender Meßwerte untersucht. Sofern einzelne Meßwerte als Ausreißer identifiziert wurden, fanden sie bei der weiterführenden Auswertung keine Berücksichtigung.

Tabelle 3.9: Spurrinnentiefe nach 20.000 Überrollungen der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Asphaltbeton 0/11 Spurbildungsversuche Spurrinnentiefe s									
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	AB 0/11 (L)			AB 0/11 (N)			AB 0/11 (S)		
	k [%]	$\bar{x}$ $\sigma$	s [mm]	k [%]	$\bar{x}$ $\sigma$	s [mm]	k [%]	$\bar{x}$ $\sigma$	s [mm]
94	94,5	$\bar{x}$ 0,87	28,1	94,5	$\bar{x}$ 1,15	25,1	93,4	$\bar{x}$ 2,12	28,2
97	97,5	$\bar{x}$ 1,21	26,1	98,5	$\bar{x}$ 1,08	23,2	97,1	$\bar{x}$ 2,20	27,0
100	99,7	$\bar{x}$ 1,15	28,3	100,0	$\bar{x}$ 2,55	21,2	100,0	$\bar{x}$ 0,70	4,5
max.	99,8	$\bar{x}$ 2,11	26,8	100,2	$\bar{x}$ 1,25	20,4	101,0	$\bar{x}$ 0,87	4,0

Tabelle 3.10: Spurrinntiefe nach unterschiedlichen Überrollungszahlen sowie die Anzahl der Überrollungen bei einer Spurrinntiefe von 20 mm in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbetonvariante 0/11 (L)

Asphaltbeton 0/11 (L)										
Verdichtungsgrad k [%]			Spurrinntiefe s nach n Überrollungen [mm]						Anzahl n an Überrollungen bei s = 20 mm Spurrinntiefe	
angestrebt	erreicht		n = 2.000		n = 4.000		n = 10.000			
94	$\bar{x}$	94,5	$\bar{x}$	16,2	$\bar{x}$	26,8	$\bar{x}$	27,8	$\bar{x}$	2.266
	$\sigma$		1,01	$\sigma$	0,65	$\sigma$	0,95	$\sigma$	233,26	
97	$\bar{x}$	97,5	$\bar{x}$	11,0	$\bar{x}$	18,5	$\bar{x}$	25,7	$\bar{x}$	4.403
	$\sigma$		0,68	$\sigma$	1,88	$\sigma$	0,98	$\sigma$	578,89	
100	$\bar{x}$	99,7	$\bar{x}$	7,7	$\bar{x}$	12,2	$\bar{x}$	27,3	$\bar{x}$	6.697
	$\sigma$		1,08	$\sigma$	2,32	$\sigma$	0,92	$\sigma$	1.186,35	
max.	$\bar{x}$	99,8	$\bar{x}$	8,4	$\bar{x}$	14,1	$\bar{x}$	25,2	$\bar{x}$	6.397
	$\sigma$		0,97	$\sigma$	2,73	$\sigma$	2,25	$\sigma$	1.113,38	

Abbildung 3.5: Spurrinntiefe nach unterschiedlichen Überrollungszahlen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbetonvariante 0/11 (L)

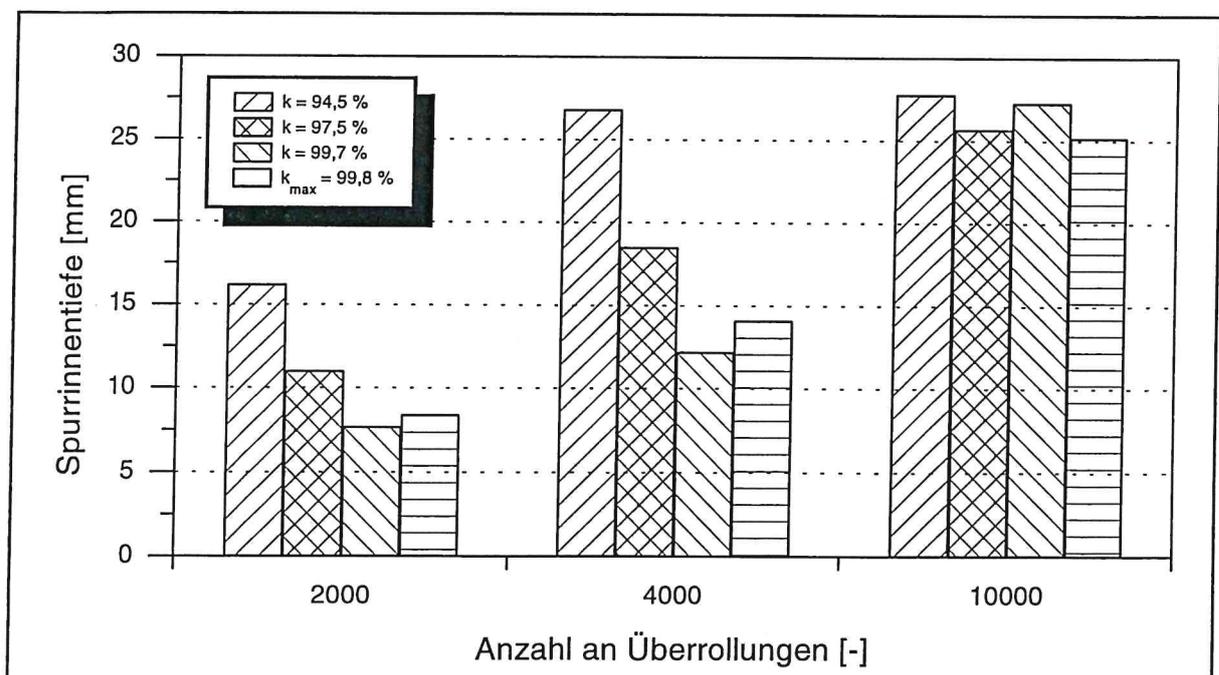


Tabelle 3.11: Spurrinntiefe nach unterschiedlichen Überrollungszahlen sowie die Anzahl der Überrollungen bei einer Spurrinntiefe von 20 mm in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbetonvariante 0/11 (N)

Asphaltbeton 0/11 (N)										
Verdichtungsgrad k [%]			Spurrinntiefe s nach n Überrollungen [mm]						Anzahl n an Überrollungen bei s = 20 mm Spurrinntiefe	
angestrebt	erreicht		n = 2.000		n = 4.000		n = 10.000			
94	$\bar{x}$	94,5	$\bar{x}$	9,3	$\bar{x}$	14,6	$\bar{x}$	24,5	$\bar{x}$	5.905
			$\sigma$	0,92	$\sigma$	2,15	$\sigma$	1,01	$\sigma$	1.012,62
97	$\bar{x}$	98,5	$\bar{x}$	5,7	$\bar{x}$	8,0	$\bar{x}$	17,5	$\bar{x}$	12.422
			$\sigma$	0,62	$\sigma$	1,19	$\sigma$	4,30	$\sigma$	3.290,12
100	$\bar{x}$	100,0	$\bar{x}$	4,5	$\bar{x}$	6,3	$\bar{x}$	12,9	$\bar{x}$	15.060
			$\sigma$	0,47	$\sigma$	0,99	$\sigma$	3,18	$\sigma$	n.b.
max.	$\bar{x}$	100,2	$\bar{x}$	4,5	$\bar{x}$	6,7	$\bar{x}$	12,1	$\bar{x}$	16.384
			$\sigma$	0,45	$\sigma$	1,22	$\sigma$	2,46	$\sigma$	n.b.

n.b. nicht berechnet

Abbildung 3.6: Spurrinntiefe nach unterschiedlichen Überrollungszahlen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbetonvariante 0/11 (N)

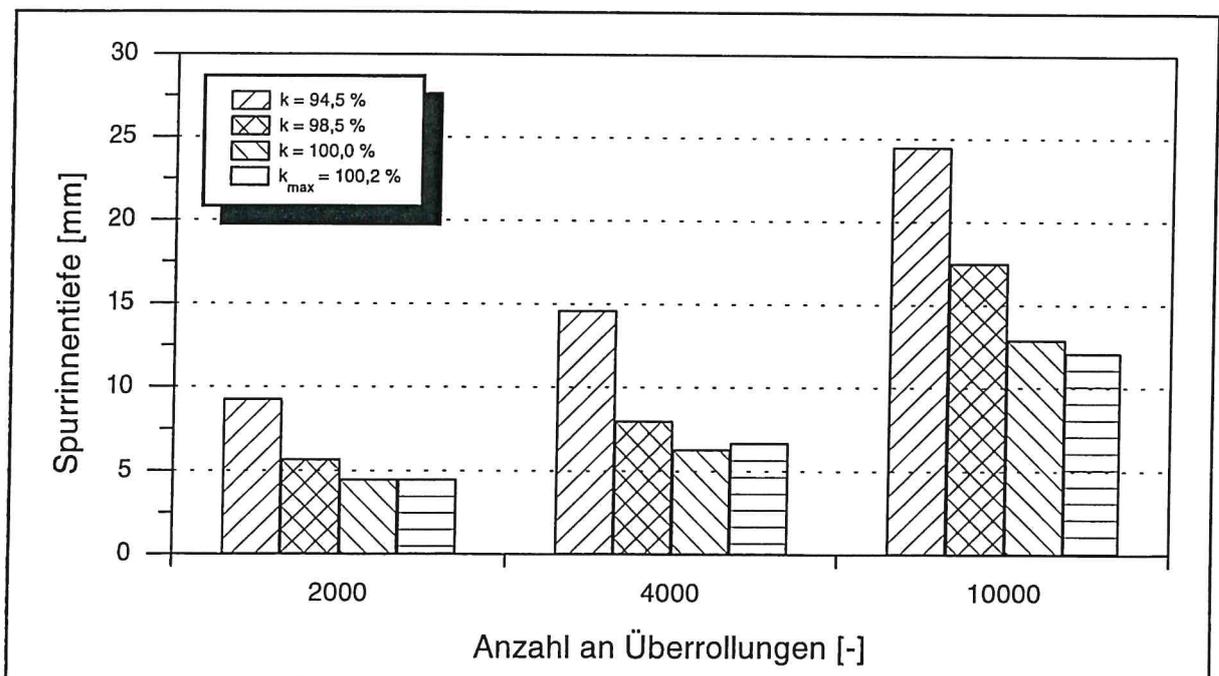
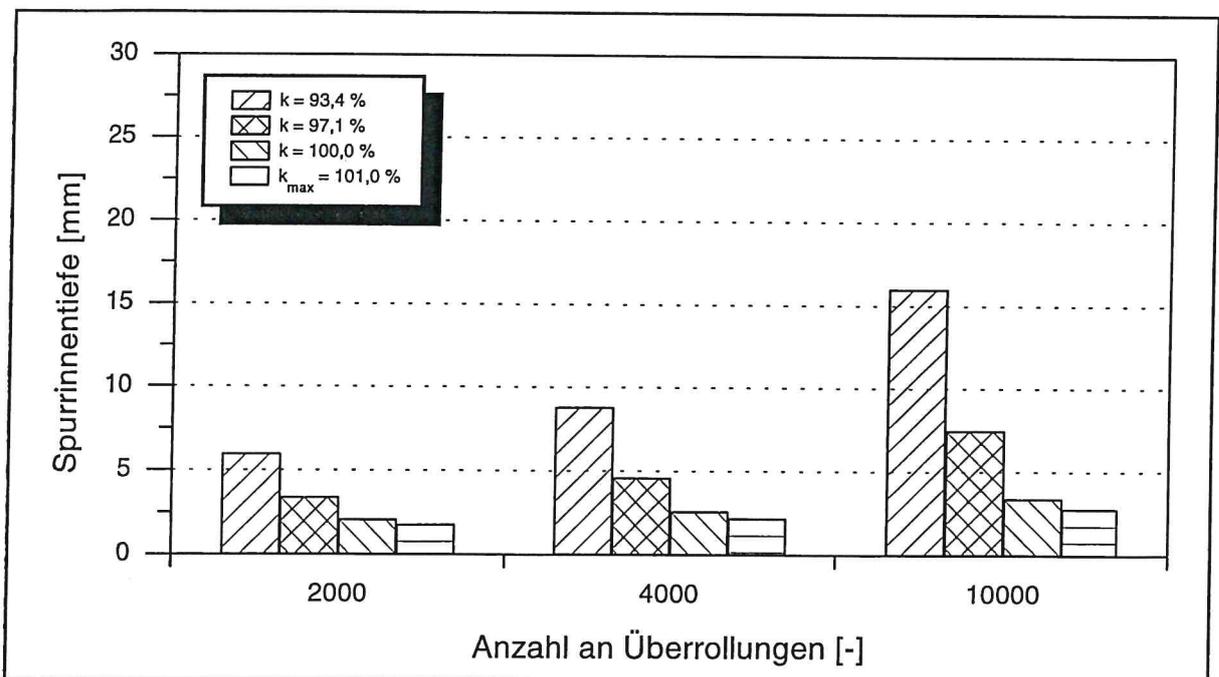


Tabelle 3.12: Spurrinntiefe nach unterschiedlichen Überrollungszahlen sowie die Anzahl der Überrollungen bei einer Spurrinntiefe von 20 mm in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbetonvariante 0/11 (S)

Asphaltbeton 0/11 (S)										
Verdichtungsgrad k [%]			Spurrinntiefe s nach n Überrollungen [mm]						Anzahl n an Überrollungen bei s = 20 mm Spurrinntiefe	
angestrebt	erreicht		n = 2.000		n = 4.000		n = 10.000			
94	$\bar{x}$	93,4	$\bar{x}$	6,0	$\bar{x}$	8,8	$\bar{x}$	16,0	$\bar{x}$	9.782
			$\sigma$	1,00	$\sigma$	2,35	$\sigma$	8,14	$\sigma$	
97	$\bar{x}$	97,1	$\bar{x}$	3,4	$\bar{x}$	4,6	$\bar{x}$	7,5	$\bar{x}$	13.957
			$\sigma$	0,21	$\sigma$	0,51	$\sigma$	5,04	$\sigma$	
100	$\bar{x}$	100,0	$\bar{x}$	2,1	$\bar{x}$	2,6	$\bar{x}$	3,4	$\bar{x}$	n.e.
			$\sigma$	0,10	$\sigma$	0,20	$\sigma$	0,40	$\sigma$	
max.	$\bar{x}$	101,0	$\bar{x}$	1,8	$\bar{x}$	2,2	$\bar{x}$	2,8	$\bar{x}$	n.e.
			$\sigma$	0,00	$\sigma$	0,06	$\sigma$	0,10	$\sigma$	

n.e. 20 mm Spurrinntiefe nicht erreicht

Abbildung 3.7: Spurrinntiefe nach unterschiedlichen Überrollungszahlen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbetonvariante 0/11 (S)



Die Abbildungen 3.5 bis 3.7 zeigen bei diesem die Standfestigkeit und damit das Verformungsverhalten bei Wärme beschreibenden Versuch zum einen die Abhängigkeit der Spurrinntiefe von der Asphaltbetonvariante, zum anderen läßt sich der Einfluß des Verdichtungsgrades auf die Spurrinntiefe ableiten.

Der Verlauf der Spurrinntiefe der leicht verdichtbaren Asphaltbetonvariante ist durch eine äußerst starke Zunahme im Anfangsbereich gekennzeichnet. Die mit rund 94 % Verdichtungsgrad verdichteten Asphaltprobepplatten weisen nach 2.000 Überrollungen bereits eine Spurrinntiefe von 16,2 mm auf, nach 4.000 Überrollungen beträgt die Spurrinntiefe 26,8 mm.

Bei den stärker verdichteten Probekörpern ist diese Zunahme weniger stark ausgeprägt, bei einer Überrollungszahl von 10.000 weisen sämtliche Probepplatten jedoch auch hier eine Spurrinntiefe von z.T. deutlich mehr als 25 mm auf.

Das bei der leicht verdichtbaren Variante festgestellte Verhalten läßt sich auch bei der normal verdichtbar rezeptierten Variante erkennen; die Zunahme der Spurrinntiefe ist hier jedoch weniger stark. Die Maximalwerte betragen z.T. auch deutlich mehr als 20 mm, werden aber erst nach über 10.000 Überrollungen erreicht.

Bei der schwer verdichtbaren Variante weisen nur die mit einem Verdichtungsgrad von 94 % und 97 % hergestellten Probepplatten Spurrinntiefen von deutlich über 25 mm nach 20.000 Überrollungen auf. Nach einer Überrollungszahl von rund 10.000 beträgt die Spurrinntiefe bei der mit 94 % Verdichtungsgrad verdichteten Platte bereits 16,0 mm, bei der mit 97 % verdichteten 7,5 mm.

Im Gegensatz zu der leicht und normal verdichtbaren Variante beträgt die Spurrinntiefe bei dieser Variante bei den mit 100 % Verdichtungsgrad bzw. mit dem maximal erreichten Verdichtungsgrad hergestellten Probepplatten nach 20.000 Überrollungen lediglich 4,5 mm bzw. 4,0 mm.

Tendenziell kann auch aus den Ergebnissen der Spurbildungsversuche die These bestätigt werden, daß mutmaßlich schwer verdichtbare Asphaltgemische einen vergleichsweise größeren Widerstand gegenüber bleibenden Verformungen aufweisen. Für die leicht und normal verdichtbaren Varianten kann darüber keine Aussage getroffen werden.

Eine Bestätigung der im dynamischen Stempelleindringversuch gefundenen tendenziellen Verschlechterung im Verformungsverhalten - insbesondere bei den leicht und normal verdichtbar rezeptierten Asphaltvarianten - kann aus den Ergebnissen jedoch nicht abgeleitet werden. In diesem Zusammenhang sei auf die Tatsache verwiesen, daß der Spurbildungstest mit dem Ziel entwickelt wurde, Asphaltbinderschichten hin-

sichtlich ihrer zu erwartenden Standfestigkeit zu beurteilen. Eine Übertragung der Versuchsrandbedingungen auf andere Asphaltarten - insbesondere Deckschichtasphalte - ohne Berücksichtigung der asphaltspezifischen Merkmale bzw. eine generelle Eignung des Versuches für diese Asphalte muß erst noch überprüft werden.

Vor diesem Hintergrund sind auch die Ergebnisse der schwer verdichtbaren Variante bei den Verdichtungsgraden von 100 % und maximal erreichtem Verdichtungsgrad zu sehen.

Eine Wiederholungsprüfung an Reserveprobepplatten (Einfachbelegung) mit vergleichbaren Raumdichten und Hohlraumgehalten (allerdings nach ca. 12-monatiger Lagerung der Platten an Luft) konnte die gefundenen Ergebnisse nicht bestätigen.

## 3.2 Splittmastixasphalt 0/11 S

Zusammensetzung und Eigenschaften der für das Untersuchungsprogramm verwendeten Varianten (L), (N) und (S) des Splittmastixasphaltgemisches sind in den Tabellen 2.1 und 2.3 aufgelistet.

### 3.2.1 Verdichtungswiderstand

#### 3.2.1.1 Verdichtungswiderstand C

Die Ergebnisse der Bestimmung des Verdichtungswiderstandes C der drei Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S sind im folgenden tabellarisch und graphisch dargestellt.

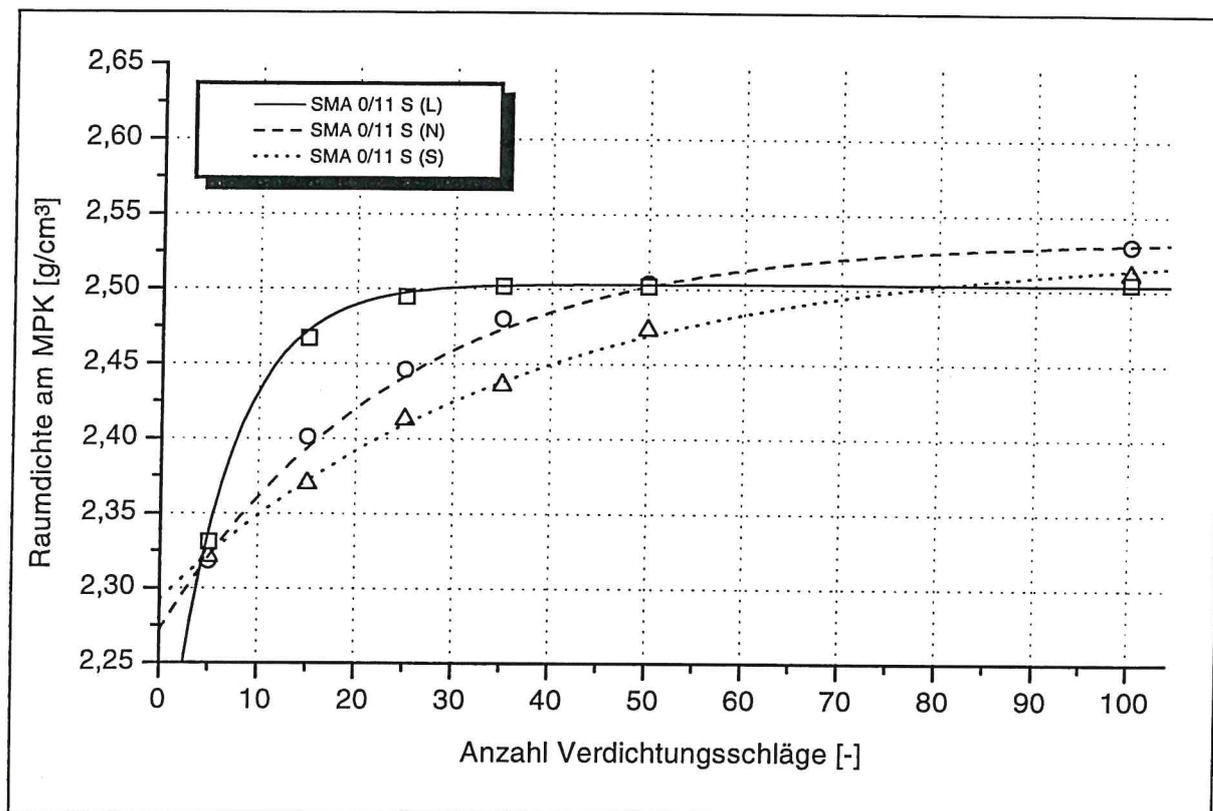
Tabelle 3.13: Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes C sowie der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion für die drei Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S

	C [42 Nm]	a	b
Splittmastixasphalt 0/11 (L)	6,5	2,503	0,3800
Splittmastixasphalt 0/11 (N)	24,1	2,535	0,2634
Splittmastixasphalt 0/11 (S)	36,7	2,530	0,2376
Verdichtungsfunktion (mathematische Schreibweise)			
$\rho_A(S) = a - b \cdot e^{-S/C}$			

Die Abbildung 3.8 zeigt deutlich den unterschiedlichen Verlauf der Raumdichteänderung der drei Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S.

Die leicht verdichtbare Variante - gekennzeichnet durch einen Verdichtungswiderstand C von 6,5 [42 Nm] - erreicht die maximale Raumdichte von 2,503 g/cm<sup>3</sup> bereits nach rund 35 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite. Bei der normal und schwer verdichtbar rezeptierten Variante wird die maximale Raumdichte von 2,535 g/cm<sup>3</sup> bzw. 2,530 g/cm<sup>3</sup> erst nach 100 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite (N-Variante) bzw. nach mehr als 100 Verdichtungsschlägen (S-Variante) erreicht.

Abbildung 3.8: Raumdichte der drei Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit von der Anzahl der Verdichtungsschläge je Probekörperseite



### 3.2.1.2 Verdichtungswiderstand D

Die Tabelle 3.14 zeigt die Ergebnisse der Bestimmung des Verdichtungswiderstandes D als Mittelwert für die drei Splittmastixasphaltvarianten sowie die Mittelwerte der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion.

Tabelle 3.14: Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes D sowie der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion für die drei Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S

	D [21 Nm]	a * 100	b * 100
Splittmastixasphalt 0/11 (L)	16,9	1,588	0,2762
Splittmastixasphalt 0/11 (N)	35,8	1,593	0,2679
Splittmastixasphalt 0/11 (S)	41,7	1,578	0,2530
Verdichtungsfunktion (mathematische Schreibweise)			
$1/d(S) = a - b \cdot e^{-S/D}$			

Grundsätzlich können die verwendeten Splittmastixasphaltgemische durch den Verdichtungswiderstand D klassifiziert werden.

Die Werte des Verdichtungswiderstandes D liegen hier – wie auch schon bei den untersuchten Asphaltbetonvarianten – über den Werten für den Verdichtungswiderstand C.

Bei den schwerer verdichtbar rezeptierten Varianten (N) und (S) ist die Differenz zwischen beiden Werten im Vergleich zum Asphaltbeton aber deutlich geringer.

### **3.2.2 Zug- und Abkühlversuche**

Die Darstellung der Meßergebnisse der Zug- und Abkühlversuche erfolgt in der gleichen Weise wie bei den Asphaltbetonvarianten mit einer unterschiedlichen Skalierung der Ordinate.

Die Darstellungen zeigen, daß auch bei den untersuchten Splittmastixasphaltvarianten eine Erhöhung des Verdichtungsgrades der Asphaltprobekörper fast ausnahmslos eine Zunahme der Zugfestigkeit des Materials bewirkt. Lediglich bei der leicht verdichtbaren Variante ist bei den Prüftemperaturen +20 °C und +5 °C bei einer Erhöhung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichbaren Wert eine leichte Verschlechterung der Zugfestigkeit zu erkennen.

Ähnlich dem Asphaltbeton weist die schwer verdichtbare Variante bei den Prüftemperaturen +20 °C und +5 °C größere Zugfestigkeitswerte auf als die normal und leicht verdichtbaren Varianten. Als Ursache dafür kann der positive Einfluß auf die Zugfestigkeit der gegenüber dem B65 höheren Viskosität des verwendeten PmB 45 gesehen werden.

Bei den Prüftemperaturen -10 °C und -25 °C liegen die Werte der Zugfestigkeit für die jeweiligen Stufen des Verdichtungsgrades annähernd auf gleichem Niveau. Die Annäherung der Werte - die Kurven liegen bei diesen Temperaturen enger beieinander - kann hier gleichsam mit dem positiven Einfluß des polymermodifizierten Bindemittels auf die Zugfestigkeit plausibel erklärt werden.

Tabelle 3.15: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Splittmastixasphaltvariante 0/11 S (L)

Splittmastixasphalt 0/11 S (L)														
Zugversuche														
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$														
Verdichtungsgrad k [%]		T = + 20 °C			T = + 5 °C			T = - 10 °C			T = - 25 °C			$T_{br}$
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [%]	$T_{br}$ [°C]										
94	$\bar{X}$ 92,4	$\bar{X}$ 0,1721	12,0974	$\bar{X}$ 1,4908	4,6561	$\bar{X}$ 2,5861	0,2562	$\bar{X}$ 2,3223	0,1581	$\bar{X}$ 2,3223	0,1581	- 24,0		
		$\sigma$ 0,0092	1,4602	$\sigma$ 0,0194	0,2748	$\sigma$ 0,2331	0,0236	$\sigma$ 0,2817	0,0426	$\sigma$ 0,2817	0,0426			
97	$\bar{X}$ 96,9	$\bar{X}$ 0,2575	10,1414	$\bar{X}$ 2,0610	4,7464	$\bar{X}$ 3,5049	0,3024	$\bar{X}$ 2,8537	0,1015	$\bar{X}$ 2,8537	0,1015	- 22,7		
		$\sigma$ 0,0302	1,1214	$\sigma$ 0,2398	0,7781	$\sigma$ 0,3528	0,0531	$\sigma$ 0,0522	0,0097	$\sigma$ 0,0522	0,0097			
100	$\bar{X}$ 100,3	$\bar{X}$ 0,3547	8,8216	$\bar{X}$ 2,7409	4,2230	$\bar{X}$ 4,6732	0,3730	$\bar{X}$ 3,7398	0,1415	$\bar{X}$ 3,7398	0,1415	- 23,7		
		$\sigma$ 0,0095	0,5076	$\sigma$ 0,0302	0,2307	$\sigma$ 0,0897	0,0295	$\sigma$ 0,1577	0,0093	$\sigma$ 0,1577	0,0093			
max.	$\bar{X}$ 100,5	$\bar{X}$ 0,2996	10,4805	$\bar{X}$ 2,6852	4,9050	$\bar{X}$ 5,0743	0,4013	$\bar{X}$ 4,2686	0,1470	$\bar{X}$ 4,2686	0,1470	- 26,0		
		$\sigma$ 0,0180	0,4981	$\sigma$ 0,0696	0,1671	$\sigma$ 0,4143	0,0625	$\sigma$ 0,1091	0,0150	$\sigma$ 0,1091	0,0150			

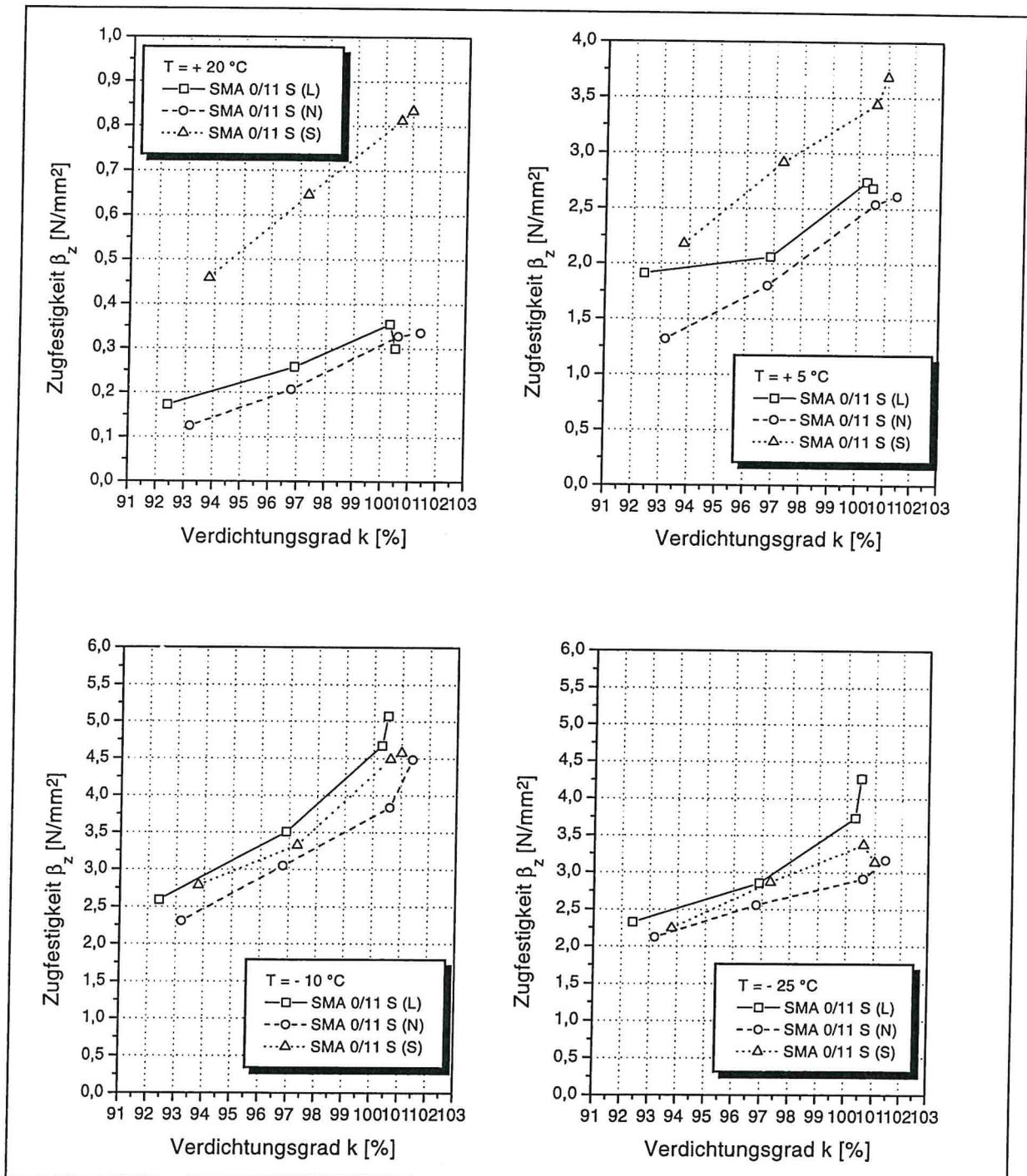
Tabelle 3.16: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Splittmastixasphaltvariante 0/11 S (N)

Splittmastixasphalt 0/11 S (N)																
Zugversuche																
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$																
Verdichtungsgrad k [%]		T = + 20 °C				T = + 5 °C				T = - 10 °C				T = - 25 °C		$T_{br}$
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]			[°C]
94	$\bar{X}$	93,2	$\bar{X}$	0,1245	12,0172	$\bar{X}$	1,3195	5,0515	$\bar{X}$	2,3039	0,2573	$\bar{X}$	2,1202	0,1033	- 24,3	
	$\sigma$		$\sigma$	0,115	1,2493	$\sigma$	0,0594	0,3513	$\sigma$	0,0515	0,0995	$\sigma$	0,0948	0,0139		
97	$\bar{X}$	96,8	$\bar{X}$	0,2069	10,1839	$\bar{X}$	1,8005	4,5892	$\bar{X}$	3,0436	0,3644	$\bar{X}$	2,5562	0,1330	- 23,6	
	$\sigma$		$\sigma$	0,0111	0,7442	$\sigma$	0,1166	0,3320	$\sigma$	0,1002	0,1085	$\sigma$	0,1554	0,0367		
100	$\bar{X}$	100,6	$\bar{X}$	0,3270	7,0550	$\bar{X}$	2,5424	3,8817	$\bar{X}$	3,8357	0,3021	$\bar{X}$	2,9143	0,1387	- 21,9	
	$\sigma$		$\sigma$	0,0215	0,3239	$\sigma$	0,1126	0,0917	$\sigma$	0,1335	0,0769	$\sigma$	0,1796	0,0257		
max.	$\bar{X}$	101,4	$\bar{X}$	0,3353	6,6622	$\bar{X}$	2,6106	3,7734	$\bar{X}$	4,4836	0,3642	$\bar{X}$	3,1679	0,1179	- 22,8	
	$\sigma$		$\sigma$	0,0237	0,2318	$\sigma$	0,2709	0,2315	$\sigma$	0,2743	0,0252	$\sigma$	0,1149	0,0509		

Tabelle 3.17: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Splittmastixasphaltvariante 0/11 S (S)

Splittmastixasphalt 0/11 S (S)															
Zugversuche															
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$															
Verdichtungsgrad k [%]		T = + 20 °C			T = + 5 °C			T = -10 °C			T = - 25 °C			$T_{br}$	
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [%]	$T_{br}$ [°C]											
94	$\bar{x}$	93,6	$\bar{x}$	0,4580	6,2867	$\bar{x}$	2,1768	2,6424	$\bar{x}$	2,7832	0,2686	$\bar{x}$	2,2398	0,1342	- 22,3
	$\sigma$		$\sigma$	1,1956	0,3173	$\sigma$	0,1040	0,3173	$\sigma$	0,2819	0,0443	$\sigma$	0,1375	0,0225	
97	$\bar{x}$	97,1	$\bar{x}$	0,6454	5,7004	$\bar{x}$	2,9150	2,4107	$\bar{x}$	3,3239	0,2588	$\bar{x}$	2,8680	0,1739	- 21,2
	$\sigma$		$\sigma$		0,3106	$\sigma$	0,1869	0,2376	$\sigma$	0,1229	0,0303	$\sigma$	0,2008	0,0337	
100	$\bar{x}$	99,6	$\bar{x}$	0,8120	4,5547	$\bar{x}$	3,4402	2,4532	$\bar{x}$	4,4903	0,3133	$\bar{x}$	3,3728	0,1538	- 22,2
	$\sigma$		$\sigma$	0,1044	0,3900	$\sigma$	0,0549	0,1646	$\sigma$	0,4621	0,0252	$\sigma$	0,2722	0,0277	
max.	$\bar{x}$	100,3	$\bar{x}$	0,8340	4,6443	$\bar{x}$	3,6841	2,3967	$\bar{x}$	4,5740	0,3061	$\bar{x}$	3,1356	0,1871	- 20,7
	$\sigma$		$\sigma$		0,2074	$\sigma$	0,1416	0,1375	$\sigma$	0,4745	0,0475	$\sigma$	0,2432	0,0629	

Abbildung 3.9: Zugfestigkeit der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S bei den vier Prüftemperaturen +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



### 3.2.3 Dynamische Zug-Schwellversuche

Im folgenden werden die Ergebnisse der dynamischen Zug-Schwellversuche an den drei Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S tabellarisch und graphisch dargestellt.

Die Bestimmung der verwendeten Scheitelwerte der Schwellbelastung wurden - wie bereits bei den Versuchen zum Asphaltbeton erläutert - asphalt- und systemabhängig bestimmt und superponiert.

Tabelle 3.18: Unterspannung und mechanogene Spannung sowie durch Superposition bestimmte Oberspannung der Schwellbelastung zur Prüfung der Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S

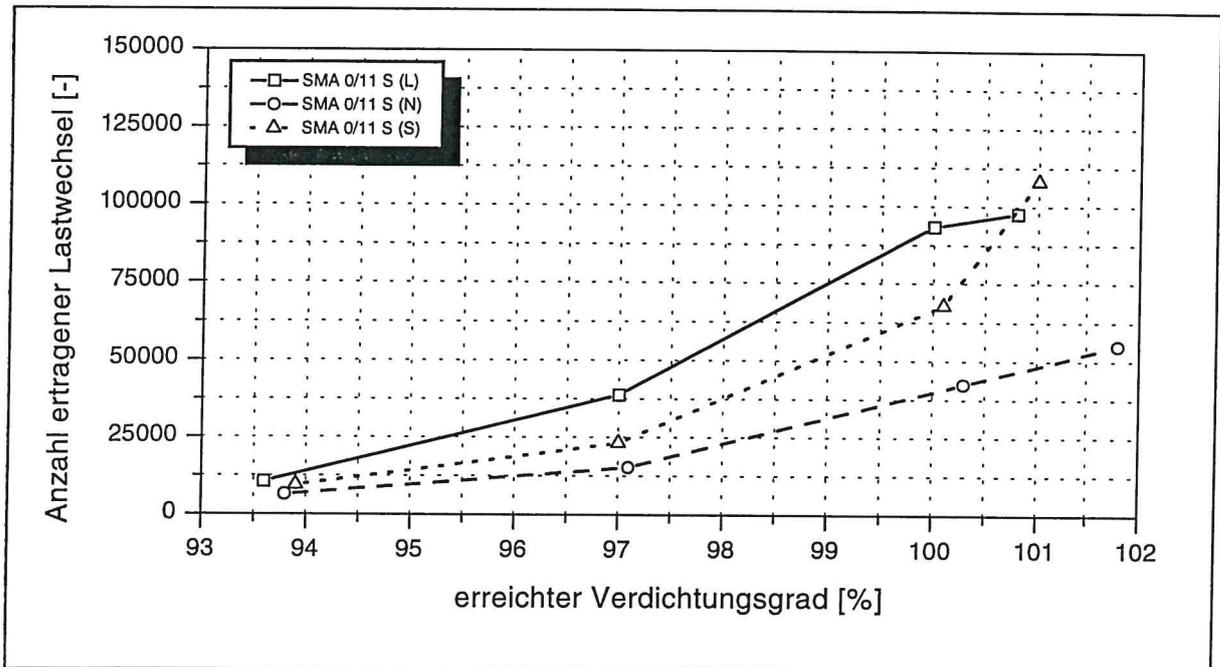
	Unterspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Mechanogene Spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Oberspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
Splittmastixasphalt 0/11 S (L)	0,088	1,5	1,588
Splittmastixasphalt 0/11 S (N)	0,122		1,622
Splittmastixasphalt 0/11 S (S)	0,278		1,778

Die Mittelwerte der Anzahl der ertragenen Lastwechselzahlen der untersuchten Splittmastixasphalte ist in Tabelle 3.19 zusammen mit den Mittelwerten der erreichten Verdichtungsgrade der Probekörper dargestellt. Die Abbildung 3.10 zeigt die graphische Darstellung dieser Ergebnisse.

Tabelle 3.19: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Splittmastixasphalt 0/11 S						
Dynamische Zug-Schwellversuche						
Anzahl ertragener Lastwechsel Lw						
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	SMA 0/11 S (L)		SMA 0/11 S (N)		SMA 0/11 S (S)	
	k [%]	Lw [-]	k [%]	Lw [-]	k [%]	Lw [-]
94	93,4	10.584	93,9	6.463	93,8	9.496
97	97,0	38.790	97,1	15.282	97,0	23.216
100	100,1	93.356	100,4	42.372	100,0	67.835
maxi.	100,9	97.755	101,8	54.857	101,1	108.174

Abbildung 3.10: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



Ein Vergleich der einzelnen Varianten untereinander kann auch hier - wie beim Asphaltbeton - nur bedingt erfolgen, da die einzelnen Varianten unterschiedlich zusammengesetzt sind und die Prüfung ebenfalls mit für jede Variante unterschiedlichen Scheitelwerten der Schwellbelastung durchgeführt worden ist.

Eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von rund 94 % auf den maximal erreichten Wert hat bei allen drei Splittmastixasphaltvarianten eine Zunahme der ertragenen Lastwechselanzahl zur Folge.

Aus dem Verlauf der Kurven der Anzahl ertragener Lastwechsel in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper (Abbildung 3.10) ist zu erkennen, daß die Zunahme nicht streng linear erfolgt. Sämtliche drei Kurven weisen bei rund 97 % Verdichtungsgrad einen Knick auf. Dies zeigt, daß eine Erhöhung des Verdichtungsgrades über 97 % hinaus eine überproportionale Zunahme der Anzahl der ertragenen Lastwechsel bewirkt. Bei der schwer verdichtbar rezeptierten Variante ist dieses Verhalten tendenziell auch bei einer Steigerung des Verdichtungsgrades über 100 % hinaus zu beobachten. Bei der leicht und normal verdichtbaren Variante ist dies dagegen nicht der Fall, hier ist die Zunahme der ertragenen Lastwechsel bei einer Steigerung des Verdichtungsgrades von rund 100 % bis zum maximal erreichten Verdichtungsgrad nahezu linear.

Ähnlich wie bei den Ergebnissen der Ermüdungsuntersuchungen am Asphaltbeton 0/11 (S) könnte der überproportionale Anstieg der Lastwechselanzahl der schwer verdichtbaren Splittmastixasphaltvariante zunächst unplausibel erscheinen. Aus der Überprüfung der Einzelwerte ist der überproportionale Anstieg ebenfalls erkennbar.

Die Tatsache, daß bei den hier untersuchten Splittmastixasphaltvarianten die Anzahl der ertragenen Lastwechsel beider leicht verdichtbaren Variante über der Anzahl der normal verdichtbaren liegt, kann aus der Zusammensetzung der einzelnen Varianten erklärt werden. Beim leicht verdichtbaren Splittmastixasphalt ist die Mörtelphase vergleichsweise stärker ausgeprägt - manifestiert in einem höheren Bindemittel- und Füllergehalt als bei der normal verdichtbaren Variante - als bei der normal verdichtbar rezeptierten Variante.

Des weiteren kann der positive Einfluß der im Vergleich zum B65 höheren Bindemittelviskosität sowie die stärker ausgeprägten elastischen Eigenschaften des verwendeten PmB45 bei der schwer verdichtbaren Variante auf das Ermüdungsverhalten bei der Interpretation herangezogen werden.

#### **3.2.4 Dynamische Stempeleindringversuche**

Die Ergebnisse der dynamischen Stempeleindringversuche an den drei Splittmastixasphaltvarianten sind in Tabelle 3.20 dargestellt. Es sind jeweils die dynamische Stempeleindringtiefe nach 20.000 Lastwechseln als Mittelwert sowie die Standardabweichung angegeben. Weiterhin ist der Mittelwert des erreichten Verdichtungsgrades der untersuchten Probekörpern aufgeführt.

Tabelle 3.20: Dynamische Stempfeindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Splittmastixasphalt 0/11 S									
Dynamische Stempfeindringversuche									
Dynamische Stempfeindringtiefe s									
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	SMA 0/11 S (L)			SMA 0/11 S (N)			SMA 0/11 S (S)		
	k [%]		s [mm]	k [%]		s [mm]	k [%]		s [mm]
94	93,0	$\bar{x}$ $\sigma$	4,89 0,21	94,1	$\bar{x}$ $\sigma$	2,11 0,21	94,8	$\bar{x}$ $\sigma$	1,94 0,16
97	97,6	$\bar{x}$ $\sigma$	2,08 0,07	97,4	$\bar{x}$ $\sigma$	1,20 0,06	98,0	$\bar{x}$ $\sigma$	1,07 0,04
100	100,5	$\bar{x}$ $\sigma$	1,45 0,19	100,6	$\bar{x}$ $\sigma$	0,90 0,06	100,6	$\bar{x}$ $\sigma$	0,78 0,01
max.	100,8	$\bar{x}$ $\sigma$	2,05 0,02	101,5	$\bar{x}$ $\sigma$	0,96 0,07	101,6	$\bar{x}$ $\sigma$	0,70 0,03

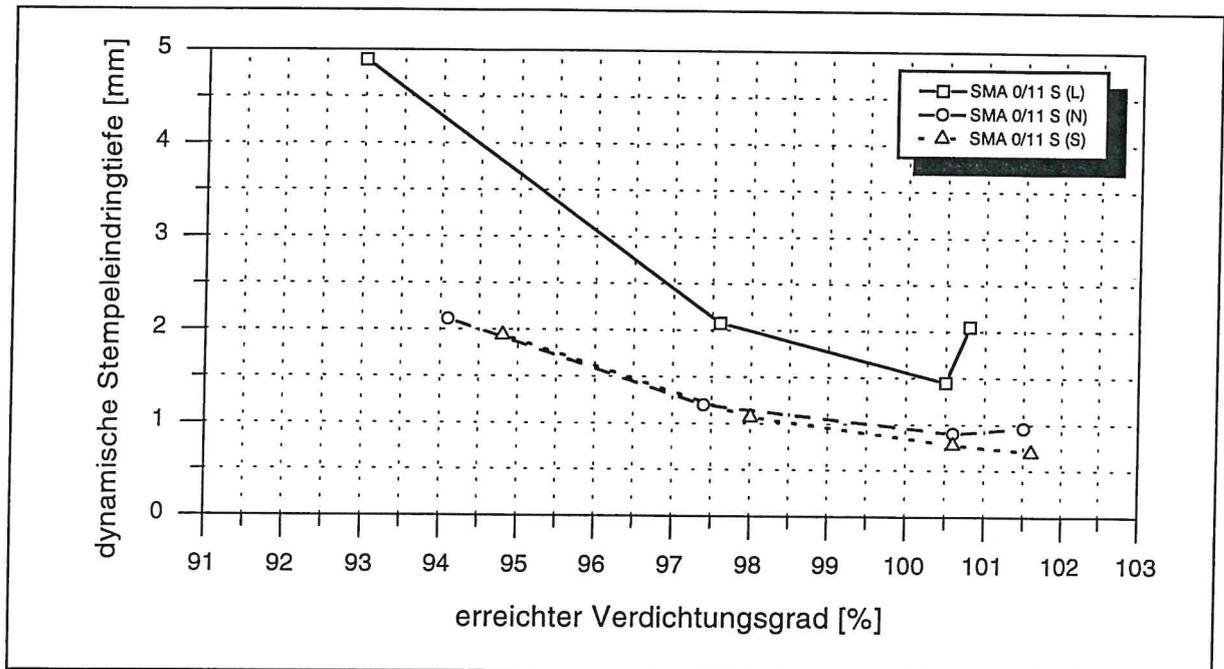
Die Meßwerte der dynamischen Stempfeindringtiefe lassen wiederum eine Abhängigkeit sowohl von der Splittmastixasphaltvariante als auch vom Verdichtungsgrad der Probekörper erkennen.

Die deutlich größere Einsenkung nach 20.000 Lastwechseln bei der leicht verdichtbaren Variante im Vergleich zur schwer verdichtbaren ist auch hier aus dem Erfahrungsstand plausibel erklärbar, denn „verdichtungswilligere“ Asphaltgemische weisen einen geringeren Widerstand gegenüber bleibenden Verformungen auf.

Die Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % bis auf 100 % bewirkt bei allen drei Splittmastixasphaltvarianten eine Verringerung der dynamischen Stempfeindringtiefe.

Bei der schwer verdichtbaren Variante zeigt sich diese Verringerung auch bei der Steigerung auf den maximal erreichten Verdichtungsgrad von 101,6 %. Die Verformungswerte der leicht und normal verdichtbaren Variante nehmen dagegen bei einer Steigerung auf die maximal erreichten Werte von 100,8 % bzw. 101,5 % wieder zu.

Abbildung 3.11: Dynamische Stempelindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



### 3.2.5 Spurbildungsversuche

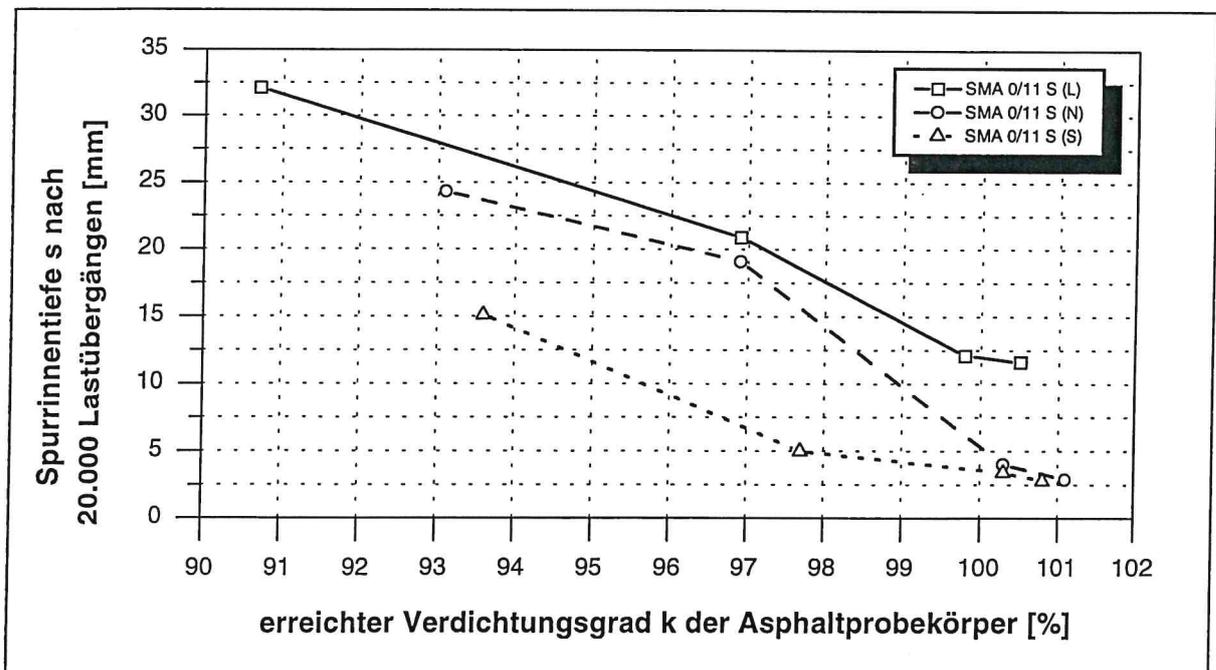
Die tabellarische Darstellung der Ergebnisse der Spurbildungsversuche an den drei Splittmastixasphaltvarianten (vgl. Tabelle 3.21) zeigt, daß auch beim Splittmastixasphalt - bei den leicht und normal verdichtbaren Varianten bei den gering verdichteten Probekörpern- Spurrinnentiefen von z.T. deutlich mehr als 20 mm auftreten. Für die darüber hinaus verdichteten Probekörpern läßt sich allerdings eine Differenzierung hinsichtlich des Verdichtungsgrades erkennen, so daß auf eine zusätzliche Auswertung bei unterschiedlichen Überrollungszahlen verzichtet wird.

Die Ergebnisse sind im folgenden für die drei Varianten tabellarisch und graphisch dargestellt.

Tabelle 3.21: Spurrinnentiefe nach 20.000 Überrollungen der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Splittmastixasphalt 0/11 S									
Spurbildungsversuche									
Spurrinnentiefe s									
angestrebter Verdichtungsgrad k	SMA 0/11 S (L)			SMA 0/11 S (N)			SMA 0/11 S (S)		
	k [%]	$\bar{x}$	s [mm]	k [%]	$\bar{x}$	s [mm]	k [%]	$\bar{x}$	s [mm]
94	90,7	$\bar{x}$ 32,1	$\sigma$ 0,44	93,1	$\bar{x}$ 24,3	$\sigma$ 3,44	93,6	$\bar{x}$ 15,1	$\sigma$ 2,78
97	96,9	$\bar{x}$ 20,9	$\sigma$ 8,16	96,9	$\bar{x}$ 19,1	$\sigma$ 9,11	97,7	$\bar{x}$ 5,0	$\sigma$ 0,15
100	99,8	$\bar{x}$ 12,1	$\sigma$ 2,90	100,3	$\bar{x}$ 4,0	$\sigma$ 0,30	100,3	$\bar{x}$ 3,4	$\sigma$ 0,57
max.	100,5	$\bar{x}$ 11,6	$\sigma$ 3,82	101,1	$\bar{x}$ 2,9	$\sigma$ 0,44	100,8	$\bar{x}$ 2,8	$\sigma$ 0,10

Abbildung 3.12: Spurrinnentiefe nach 20.000 Lastübergängen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Splittmastixasphaltvarianten



Die Meßwerte der Spurrinnentiefe zeigen neben der Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad der Probekörper auch eine Abhängigkeit von der Splittmastixasphaltvariante und damit von den Verdichtungseigenschaften des jeweiligen Gemisches.

Mit zunehmendem Verdichtungsgrad von 94 % auf den maximal erreichten Wert von 100,5 % bei der leicht verdichtbaren Variante ist für die drei ausgewerteten Überrollungszahlen ein Minimum der Spurrinnentiefe bei einem Verdichtungsgrad von 100 % zu erkennen.

Bei der normal und schwer verdichtbaren Variante tritt dieses Minimum nicht auf, eine Steigerung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichten Wert bewirkt hier eine weitere Abnahme der Spurrinnentiefe.

Bei Betrachtung der Absolutwerte der Spurrinnentiefe wird auch bei dem Splittmastixasphalt die Abhängigkeit des Verformungsverhaltens von der Variante und damit den Verdichtungseigenschaften deutlich. Die mutmaßlich schwerer verdichtbar rezeptierten Varianten (N) und (S) weisen z.T. deutlich geringere Spurrinnentiefen auf als das leichter verdichtbare Splittmastixasphaltgemisch.

### 3.3 Asphaltbinder 0/16

Zusammensetzung und Eigenschaften der für das Untersuchungsprogramm verwendeten Varianten (L), (N) und (S) des Asphaltbindermischgutes sind in den Tabellen 2.1 und 2.3 aufgelistet.

#### 3.3.1 Verdichtungswiderstand

##### 3.3.1.1 Verdichtungswiderstand C

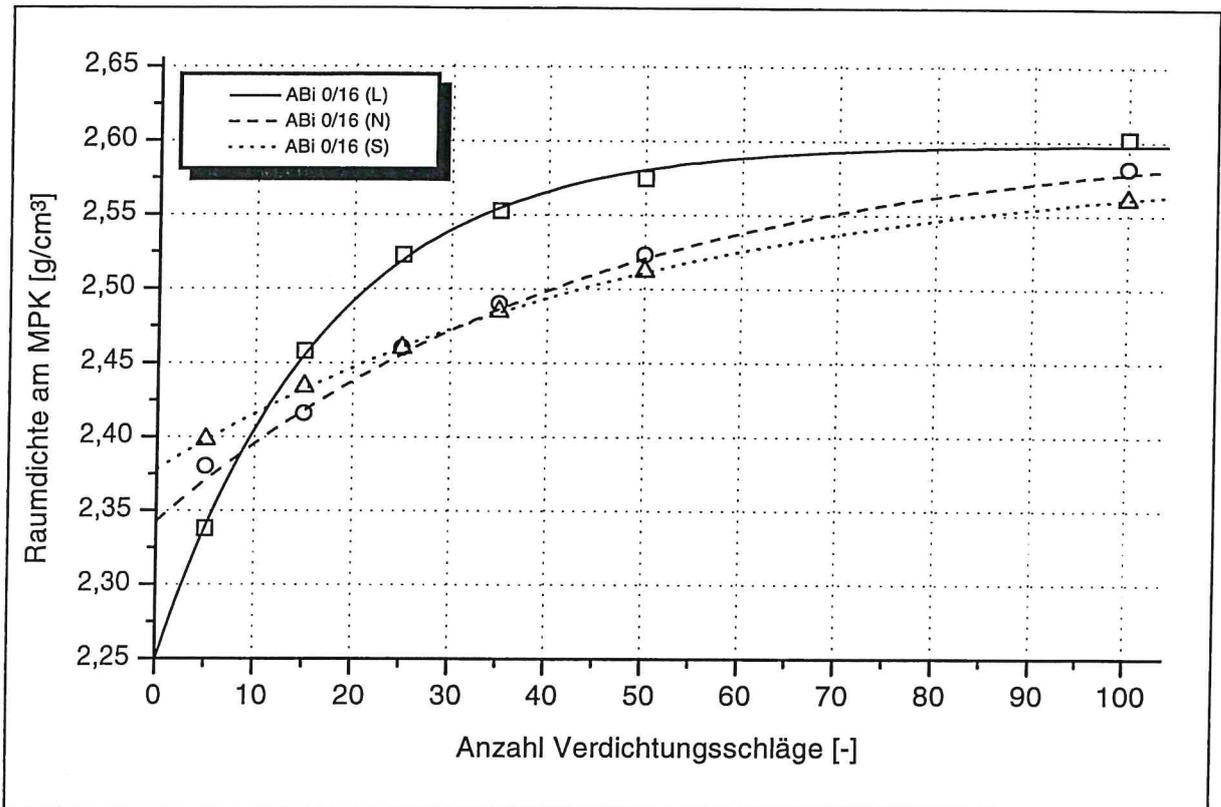
Die Bestimmung des Verdichtungswiderstandes C für die drei Asphaltbindervarianten 0/16 hat die in der Tabelle 3.22 aufgeführten Ergebnisse ergeben. Eine graphische Darstellung der ermittelten Werte sowie den Verlauf der Verdichtungsfunktion zeigt die Abbildung 3.13.

Tabelle 3.22: Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes C sowie der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion für die drei Asphaltbindervarianten 0/16 (L), 0/16 (N) und 0/16 (S)

	C [42 Nm]	a	b
Asphaltbinder 0/16 (L)	16,8	2,598	0,3501
Asphaltbinder 0/16 (N)	47,6	2,615	0,2641
Asphaltbinder 0/16 (S)	50,9	2,591	0,2130
Verdichtungsfunktion (mathematische Schreibweise)			
$\rho_A(S) = a - b \cdot e^{-S/C}$			

Wie schon bei den bereits vorgestellten Ergebnissen zum Verdichtungswiderstand der Asphaltbeton- und Splittmastixasphaltvarianten zeigt auch der leicht verdichtbar rezeptierte Asphaltbinder 0/16 (L) ein im Vergleich zur normal und schwer verdichtbaren Variante deutlich unterschiedliches Verhalten. Die maximal erreichbare Raumdichte von 2,598 g/cm<sup>3</sup> wird nach rund 80 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite erreicht. Bei der normal und schwer verdichtbaren Variante tritt die maximale Raumdichte erst nach deutlich mehr als 100 Schlägen je Probekörperseite auf.

Abbildung 3.13: Raumdichte der drei Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit von der Anzahl der Verdichtungsschläge je Probekörperseite



### 3.3.1.2 Verdichtungswiderstand D

Die Ergebnisse zur Bestimmung des Verdichtungswiderstandes D sind in Tabelle 3.23 als Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes sowie der Mittelwerte der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion dargestellt.

Tabelle 3.23: Mittelwerte des Verdichtungswiderstandes D sowie der Parameter a und b der exponentiellen Verdichtungsfunktion für die drei Asphaltbindervarianten 0/16 (L), 0/16 (N) und 0/16 (S)

	D [21 Nm]	a * 100	b * 100
Asphaltbinder 0/16 (L)	25,1	1,599	0,250
Asphaltbinder 0/16 (N)	43,1	1,565	0,231
Asphaltbinder 0/16 (S)	46,4	1,576	0,242
Verdichtungsfunktion (mathematische Schreibweise)			
$1/d(S) = a - b \cdot e^{-S/D}$			

Auch beim Asphaltbinder lassen die Ergebnisse erkennen, daß die Klassifizierung des Mischgutes sowohl durch den Verdichtungswiderstand D als auch durch den Verdichtungswiderstand C erfolgen kann.

Anders als bei den untersuchten Deckschichtasphalten Asphaltbeton 0/11 und Splittmastixasphalt 0/11 S sind die Werte für den Verdichtungswiderstand D deutlich geringer als die des Verdichtungswiderstandes C.

Die Differenz zwischen der (N)- und (S)-Variante beträgt hier lediglich 3,3 [21 Nm], was darauf schließen läßt, daß sich relativ schwerer verdichtbar rezeptierten Asphalten - wie auch bei der (N)- und (S)-Variante des Splittmastixasphaltes zu erkennen – in ihren Verdichtungseigenschaften ähneln. Dies läßt sich auch in den Abbildungen 3.8 und 3.13 anschaulich erkennen. Die Verdichtungskurven der (N)- und (S)-Varianten beider Asphaltarten – insbesondere die des Asphaltbinders verlaufen auf annähernd gleichem Niveau.

### 3.3.2 Zug- und Abkühlversuche

Bei Betrachtung der Tabelle 3.24 fällt auf, daß bei den mit dem maximal erreichten Verdichtungsgrad hergestellten Asphaltprobekörper der leicht verdichtbaren Variante Verdichtungsgrade von nur rund 100 % erreicht wurden. Für die Herstellung der Probenplatten für diese Probekörper sind die Aussagen aus Abschnitt 2.4 zugrunde zu legen. Hinsichtlich der Verdichtung bzw. des Verdichtungsregimes sowie der aufgetragenen Verdichtungsarbeit sind diese Asphaltprobekörper des leicht verdichtbaren Asphaltbinders 0/16 (L) als überverdichtet einzuordnen.

Die Verdichtungsgrade der für die übrigen Versuche (Zug-Schwellversuche, dynamische Stempleindringversuche, Spurbildungsversuche) verwendeten Probekörper mit der maximal erreichbaren Verdichtung weisen ebenfalls Verdichtungsgrade von nur rund 100 % auf. Hier gelten sinngemäß die im ersten Absatz dieses Abschnittes getroffenen Ausführungen.

In Abbildung 3.14 sind die Ergebnisse der Zugversuche an den drei Asphaltbindervarianten 0/16 dargestellt. Wie schon bei den untersuchten Deckschichtasphalten wurden bei der Darstellung auch hier unterschiedlich skalierte Ordinaten verwendet.

Erwartungsgemäß zeigen die Ergebnisse der Zugversuche an den Asphaltbindervarianten ein vom Verdichtungsgrad abhängiges Verhalten.

Die Steigerung des Verdichtungsgrades von 94 % auf den maximal erreichten Wert bewirkt in den meisten Fällen eine Zunahme der Zugfestigkeit bei allen vier Prüftemperaturen.

Bei der leicht verdichtbaren Asphaltbindervariante ist bei einer Steigerung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichbaren Wert - ebenfalls rund 100 % (s.o.) - keine Veränderung der Zugfestigkeit zu verzeichnen. Es scheint, daß die Mehrleistung an Verdichtungsarbeit in diesem Fall keinen Einfluß auf die mechanische Eigenschaft „Rißverhalten bei tiefen Temperaturen“ hat.

Im Gegensatz zu den Deckschichtasphalten sind bei den Prüftemperaturen +20 °C und +5 °C die Zugfestigkeitswerte der leicht verdichtbaren Variante im Vergleich mit den Werten der normal und schwer verdichtbaren am größten; die Werte für die normal und schwer verdichtbare Asphaltbindervariante dagegen liegen auf einem geringeren Niveau in annähernd gleicher Größenordnung.

Im Tieftemperaturbereich bei -10 °C und -25 °C zeigt sich das gleiche Verhalten. Die Zugfestigkeit der leicht verdichtbaren Variante liegt deutlich über dem der normal und schwer verdichtbaren.

Die Ursache für das hier festgestellte Verhalten ist physikalisch plausibel aus der unterschiedlichen Zusammensetzung durch den Einfluß des Hohlraumgehaltes erklärbar.

Die Lastübertragung bei Zugbeanspruchung erfolgt nur innerhalb der Mörtelphase des Asphalttes. Die Mineralstoffe üben nur hinsichtlich des Haftverhaltens einen Einfluß aus, der im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen nicht näher berücksichtigt werden muß, da ausschließlich Mineralstoffe einer Art und Provenienz verwendet worden sind.

Bei gleichem theoretisch zur Lastübertragung nutzbaren Querschnitt von 40 x 50 mm<sup>2</sup> ist der Anteil der Mörtelphase bei hohlraumreicheren Gemischen relativ gesehen geringer, d.h. die nutzbare Querschnittsfläche kleiner als bei hohlraumärmeren Gemischen.

Unter Zugrundelegung der in der Tabelle 2.3 im Kapitel 2 dokumentierten Hohlraumgehalte für die Asphaltbindervarianten bei den jeweiligen Stufen des Verdichtungsgrades ist das festgestellte Verhalten im Zugversuch plausibel.

Die Hohlraumgehalte der leicht verdichtbar rezeptierten Variante liegen mit 8,5 Vol.-% ( $k = 94\%$ ) und 2,5 Vol.-% (maximal erreichter Verdichtungsgrad) deutlich unter denen der normal und schwer verdichtbaren mit rund 12,8 Vol.-% bis 8,9 Vol.-%. Bei der (L)-Variante kann also von einer deutlich größeren Querschnittsfläche zur Lastübertragung ausgegangen werden.

Tabelle 3.24: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Asphaltbindervariante 0/16 (L)

Asphaltbinder 0/16 (L)													
Zugversuche													
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$													
Verdichtungsgrad		T = + 20 °C				T = -10 °C				T = - 25 °C			
k [%]	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [%]	$T_{br}$ [°C]									
94	$\bar{X}$	0,4211	2,5482	$\bar{X}$	1,1072	$\bar{X}$	2,5740	$\bar{X}$	0,4094	$\bar{X}$	2,2373	$\bar{X}$	0,1647
	$\sigma$	0,0512	0,9887	$\sigma$	0,1338	$\sigma$	0,5728	$\sigma$	0,0697	$\sigma$	0,2583	$\sigma$	0,0058
97	$\bar{X}$	0,6457	3,2284	$\bar{X}$	1,6920	$\bar{X}$	3,6503	$\bar{X}$	0,4308	$\bar{X}$	3,9342	$\bar{X}$	0,1623
	$\sigma$	0,0915	0,3778	$\sigma$	0,3341	$\sigma$	0,5520	$\sigma$	0,1188	$\sigma$	0,8375	$\sigma$	0,0348
100	$\bar{X}$	0,8276	3,4269	$\bar{X}$	2,6482	$\bar{X}$	5,4271	$\bar{X}$	0,5536	$\bar{X}$	5,2277	$\bar{X}$	0,2066
	$\sigma$	0,0340	0,3516	$\sigma$	0,0658	$\sigma$	0,9588	$\sigma$	0,1348	$\sigma$	0,4415	$\sigma$	0,0414
max.	$\bar{X}$	0,8072	3,5020	$\bar{X}$	2,5722	$\bar{X}$	5,3103	$\bar{X}$	0,5642	$\bar{X}$	4,9676	$\bar{X}$	0,2017
	$\sigma$	0,0501	0,3147	$\sigma$	0,1862	$\sigma$	1,2407	$\sigma$	0,2752	$\sigma$	0,8882	$\sigma$	0,0335

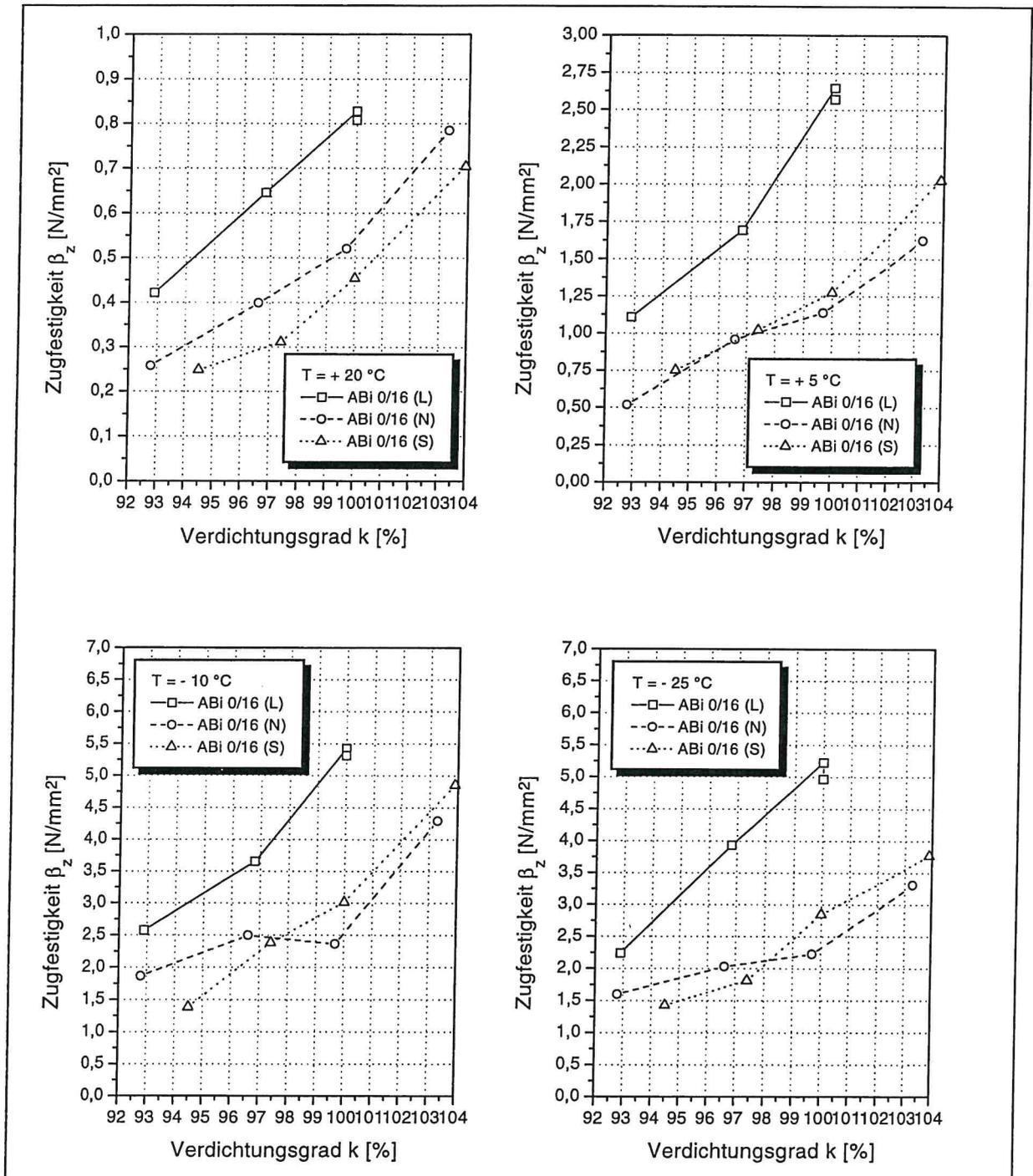
Tabelle 3.25: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Asphaltbindervariante 0/16 (N)

Asphaltbinder 0/16 (N)														
Zugversuche														
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$														
Verdichtungsgrad		T = + 20 °C				T = - 10 °C				T = - 25 °C				$T_{br}$
k [%]		$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]		$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]		$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\epsilon_{br}$ [‰]		[°C]
angestrebt	erreicht	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X}$	$\sigma$	
94	$\bar{X}$ 92,8	$\bar{X}$ 0,2577	$\sigma$ 0,0254	$\bar{X}$ 4,5826	$\sigma$ 0,8675	$\bar{X}$ 0,5170	$\sigma$ 0,0739	$\bar{X}$ 1,5292	$\sigma$ 0,5245	$\bar{X}$ 1,8645	$\sigma$ 0,2812	$\bar{X}$ 1,5959	$\sigma$ 0,0225	- 29,9
97	$\bar{X}$ 96,6	$\bar{X}$ 0,3982	$\sigma$ 0,0213	$\bar{X}$ 3,3182	$\sigma$ 0,4664	$\bar{X}$ 0,9587	$\sigma$ 0,0550	$\bar{X}$ 1,6964	$\sigma$ 0,2622	$\bar{X}$ 2,4956	$\sigma$ 0,5019	$\bar{X}$ 2,0306	$\sigma$ 0,6957	- 28,4
100	$\bar{X}$ 99,7	$\bar{X}$ 0,5199	$\sigma$ 0,0954	$\bar{X}$ 2,7240	$\sigma$ 0,6094	$\bar{X}$ 1,1377	$\sigma$ 0,2849	$\bar{X}$ 1,3657	$\sigma$ 0,1417	$\bar{X}$ 2,3641	$\sigma$ 0,7754	$\bar{X}$ 2,2258	$\sigma$ 0,5038	- 30,5
max.	$\bar{X}$ 103,3	$\bar{X}$ 0,7849	$\sigma$ 0,0325	$\bar{X}$ 2,7118	$\sigma$ 0,1162	$\bar{X}$ 1,6245	$\sigma$ 0,1741	$\bar{X}$ 1,4120	$\sigma$ 0,3760	$\bar{X}$ 4,2938	$\sigma$ 0,8195	$\bar{X}$ 3,3124	$\sigma$ 1,0492	- 28,6

Tabelle 3.26: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Asphaltbindervariante 0/16 (S)

Asphaltbinder 0/16 (S)													
Zugversuche													
Zugfestigkeit $\beta_z$ , Bruchdehnung $\epsilon_{br}$ und mutmaßliche Bruchtemperatur $T_{br}$													
Verdichtungsgrad		T = + 20 °C			T = + 5 °C			T = -10 °C			T = - 25 °C		
k [%]	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [‰]	$T_{br}$ [°C]									
94	$\bar{X}$ 94,5	$\bar{X}$ 0,2484 $\sigma$ 0,0236	5,0099	$\bar{X}$ 0,7505 $\sigma$ 0,1268	3,0574	$\bar{X}$ 1,3814 $\sigma$ 0,3801	0,4222	$\bar{X}$ 1,4259 $\sigma$ 0,3664	0,1631	$\bar{X}$ 1,8120 $\sigma$ 0,6751	0,0370	- 26,0	
97	$\bar{X}$ 97,4	$\bar{X}$ 0,3104 $\sigma$ 0,0430	4,3106	$\bar{X}$ 1,0222 $\sigma$ 0,0912	2,7698	$\bar{X}$ 2,3854 $\sigma$ 0,3350	0,4633	$\bar{X}$ 1,8120 $\sigma$ 0,6751	0,1353	$\bar{X}$ 1,8120 $\sigma$ 0,6751	0,0370	- 24,6	
100	$\bar{X}$ 100,0	$\bar{X}$ 0,4540 $\sigma$ 0,0330	4,8717	$\bar{X}$ 1,2745 $\sigma$ 0,0875	2,7169	$\bar{X}$ 3,0134 $\sigma$ 0,2143	0,4434	$\bar{X}$ 2,8469 $\sigma$ 0,2679	0,1714	$\bar{X}$ 2,8469 $\sigma$ 0,2679	0,0092	- 27,8	
max.	$\bar{X}$ 103,9	$\bar{X}$ 0,7042 $\sigma$ 0,0435	4,0132	$\bar{X}$ 2,0253 $\sigma$ 0,1259	2,4147	$\bar{X}$ 4,8526 $\sigma$ 0,9213	0,5531	$\bar{X}$ 3,7669 $\sigma$ 0,1478	0,2041	$\bar{X}$ 3,7669 $\sigma$ 0,1478	0,0017	- 26,4	

Abbildung 3.14: Zugfestigkeit der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 bei den vier Prüftemperaturen +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



### 3.3.3 Dynamische Zug-Schwellversuche

Die dynamischen Zug-Schwellversuche zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens der drei Asphaltbindervarianten 0/16 (L), (N) und (S) wurden mit den in der Tabelle 3.27 dargestellten Scheitelwerten der Zug-Schwellbelastung durchgeführt. Ebenso wie bei den beiden untersuchten Deckschichtasphalten (Asphaltbeton und Splittmastixasphalt) wurde die Unterspannung aus den zu der jeweiligen Variante gehörigen Abkühlversuchen bestimmt; die mechanogene Spannung ist wiederum in Anlehnung an das Bemessungsprogramm BISAR ermittelt worden.

Im Gegensatz zu den untersuchten Asphaltbeton- und Splittmastixasphaltvarianten wurde aber keine für alle drei Varianten einheitliche mechanogene Spannung gewählt. In dem Fall der Asphaltbindervarianten mußte die mechanogene Spannung sowohl aus auswertetechnischen als auch aus forschungsökonomischen Gesichtspunkten heraus optimiert werden: Bei der Durchführung der ersten Versuchsreihe hatte sich gezeigt, daß mit den zuerst gewählten mechanogenen Spannungen und den sich daraus ergebenden Oberspannungen eine differenzierte Ansprache der Ermüdungseigenschaften nicht möglich war. Die erreichten Lastwechselzahlen lagen bei allen Varianten fast ausnahmslos in einer Größenordnung, die zum einen aufgrund fehlender Spreizung der Meßwerte keine differenzierte Ansprache der Ermüdungseigenschaften möglich machten, zum anderen aufgrund der langen Laufzeit der Einzelversuche die Durchführung des Versuchsprogramm stark verlängert hätten. Aus diesem Grunde mußten die zu verwendenden mechanogenen Spannungen dahingehend in Vorversuchen optimiert werden, daß eine Auswertung möglich wurde ohne den erwarteten Einfluß des Verdichtungsgrades auf die Eigenschaften des Asphalttes auszuschließen.

Tabelle 3.27: Unterspannung und mechanogene Spannung sowie durch Superposition bestimmte Oberspannung der Schwellbelastung zur Prüfung der Asphaltbindervarianten 0/16

	Unterspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Mechanogene Spannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Oberspannung [N/mm <sup>2</sup> ]
Asphaltbinder 0/16 (L)	0,166	0,8	0,966
Asphaltbinder 0/16 (N)	0,122	0,5	0,622
Asphaltbinder 0/16 (S)	0,302	0,7	1,002

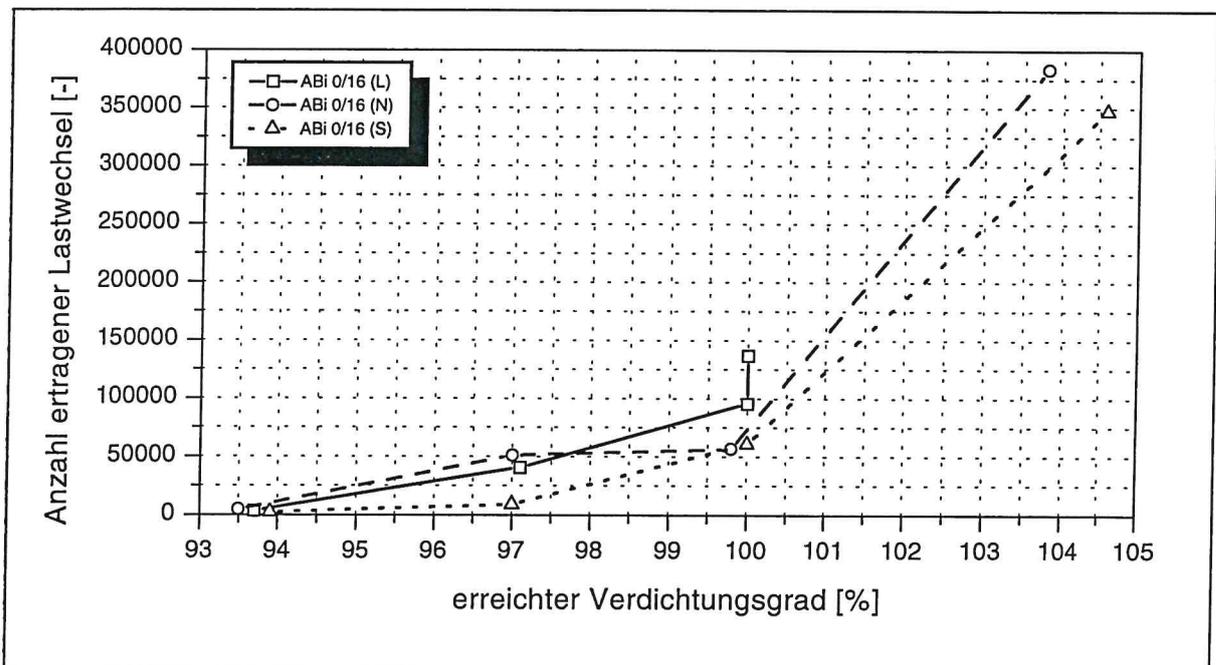
In Tabelle 3.28 sind die ertragenen Lastwechselzahlen der drei Asphaltbindervarianten aufgeführt, die Abbildung 3.15 zeigt die graphische Darstellung in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Asphaltprismen.

In Gegensatz zu den Deckschichtasphalten wurden bei den Asphaltbindervarianten Probekörper mit den Abmessungen 40 x 50 x 160 mm<sup>3</sup> geprüft.

Tabelle 3.28: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Asphaltbinder 0/16						
Dynamische Zug-Schwellversuche						
Anzahl ertragener Lastwechsel Lw						
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	ABi 0/16 (L)		ABi 0/16 (N)		ABi 0/16 (S)	
	k [%]	Lw [-]	k [%]	Lw [-]	k [%]	Lw [-]
94	93,7	3.789	93,3	4.899	93,9	2.429
97	97,1	40.521	97,0	51.181	97,1	8.985
100	100,0	95.824	99,7	56.812	100,0	61.038
max.	100,0	136.963	103,7	> 382.684	104,5	347.584

Abbildung 3.15: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



Der Tabelle wie auch der Abbildung ist zu entnehmen, daß bei den Asphaltbindervarianten eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von ca. 94 % bis auf den jeweils maximal erreichbaren Wert eine Zunahme der Anzahl der ertragenen Lastwechselzahlen zur Folge hat. Dies trifft für alle drei Varianten zu.

Bei der leicht verdichtbaren Variante fällt wiederum auf, daß der maximal erreichbare Verdichtungsgrad der untersuchten Probekörper 100 % nicht übersteigt. Die Anzahl

ertragener Lastwechsel nimmt aber dennoch zu. Hier scheint es - im Gegensatz zu den Zugversuchen -, daß das Aufbringen weiterer Verdichtungsarbeit über 100 % hinaus die mechanische Eigenschaft „Widerstand gegen Dauerbelastung“ positiv beeinflusst.

Außergewöhnlich deutlich tritt eine Zunahme der ertragenen Lastwechselzahlen bei der normal und schwer verdichtbaren Variante bei der Steigerung von  $k = 100,5\%$  auf einen Verdichtungsgrad von  $103,7\%$  (N-) bzw.  $104,5\%$  (S-Variante) auf. Bei diesen Varianten findet eine Zunahme von ca. 60.000 Lastwechsel auf rund 380.000 bzw. 350.000 Lastwechsel statt.

### 3.3.4 Dynamische Stempeleindringversuche

Die Ergebnisse der an den Asphaltbindervarianten 0/16 (L), (N) und (S) durchgeführten dynamischen Stempeleindringversuche sind in Tabelle 3.29 sowie graphisch in Abbildung 3.16 dargestellt.

Tabelle 3.29: Mittelwert und Standardabweichung der dynamischen Stempeleindringtiefe in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der untersuchten Probekörper für die drei Asphaltbindervarianten 0/16

<b>Asphaltbinder 0/16</b>									
Dynamische Stempeleindringversuche									
Dynamische Stempeleindringtiefe $s$									
angestrebter Verdichtungsgrad $k$ [%]	ABi 0/16 (L)			ABi 0/16 (N)			ABi 0/16 (S)		
	$k$ [%]	$\bar{x}$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$k$ [%]	$\bar{x}$ [mm]	$\sigma$ [mm]	$k$ [%]	$\bar{x}$ [mm]	$\sigma$ [mm]
94	96,2	$\bar{x}$ 1,53	$\sigma$ 0,05	93,8	$\bar{x}$ 1,85	$\sigma$ 0,02	93,4	$\bar{x}$ 2,27	$\sigma$ 0,25
97	98,5	$\bar{x}$ 1,29	$\sigma$ 0,02	97,0	$\bar{x}$ 1,2	$\sigma$ 0,19	97,0	$\bar{x}$ 1,32	$\sigma$ 0,15
100	100,4	$\bar{x}$ 2,21	$\sigma$ 0,18	100,0	$\bar{x}$ 0,84	$\sigma$ 0,22	100,0	$\bar{x}$ 0,84	$\sigma$ 0,04
max.	100,7	$\bar{x}$ 1,92	$\sigma$ 0,15	103,2	$\bar{x}$ 0,94	$\sigma$ 0,22	103,7	$\bar{x}$ 0,77	$\sigma$ 0,08

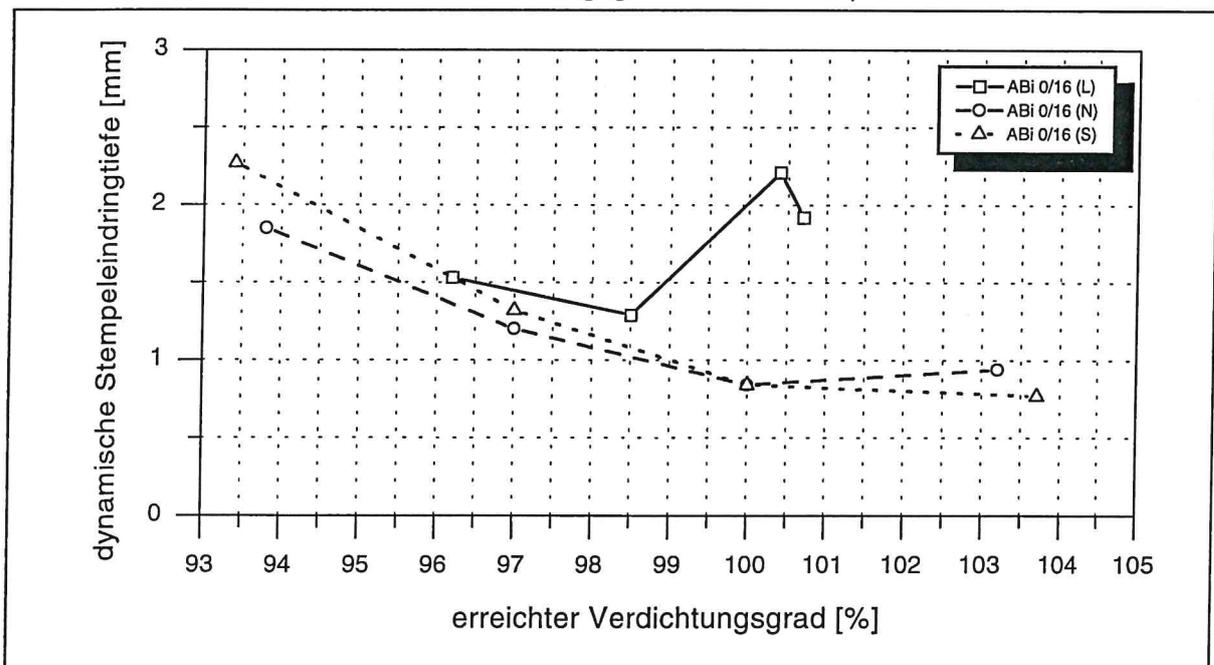
Die Darstellungen zeigen, daß bei dem untersuchten Asphaltbinder eine Erhöhung des Verdichtungsgrades in den Stufen 94 %, 97 % bis auf 100 % eine Verringerung der dynamischen Stempeleindringtiefe bei der normal und schwer verdichtbaren Variante zur Folge. Eine weitere Erhöhung auf den maximal erreichten Wert bewirkt bei

der normal verdichtbar rezeptierten Variante auch hier wieder eine leichte Zunahme der Stempel Eindringtiefe. Bei der schwer verdichtbaren Variante wird die Stempel Eindringtiefe dagegen geringer.

Bei der leicht verdichtbaren Variante ist der Verlauf der Stempel Eindringtiefe im Bereich von 94 % bis 97 % ebenfalls abnehmend. Bei einer weiteren Steigerung auf den Verdichtungsgrad von 100 % steigt die dynamische Stempel Eindringtiefe dagegen sprunghaft auf ein Maximum von rund 2,2 mm an. Eine Erhöhung des Verdichtungsgrades auf den maximal erreichten Wert von  $k = 100,7\%$  (vgl. Ausführungen zu den zug- sowie Zug-Schwellversuchen) läßt die Stempel Eindringtiefe dann wieder leicht abfallen. Der beschriebene sprunghafte Anstieg kann sich weder aus der Mischgutzusammensetzung noch aus der Herstellung der verwendeten Asphaltprobenplatten noch aus der Meßapparatur plausibel erklären.

Aus der Tatsache, daß die drei ermittelten Einzelwerte der Stempel Eindringtiefe der 100 % Variante mit denen der mit dem maximal erreichten Verdichtungsgrad hergestellten Variante nahezu in einer Größenordnung liegen, liegt die Vermutung nahe, daß es sich hier um zufallsbedingte Einflüsse handelt.

Abbildung 3.16: Dynamische Stempel Eindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



### 3.3.5 Spurbildungsversuche

Im folgenden werden die Ergebnisse der Spurbildungsversuche an den drei Asphaltbindervarianten 0/16 dargestellt.

Tabelle 3.30: Spurrinnentiefe nach 20.000 Überrollungen der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper

Asphaltbinder 0/16 Spurbildungsversuche Spurrinnentiefe s									
angestrebter Verdichtungsgrad k [%]	ABi 0/16 (L)			ABi 0/16 (N)			ABi 0/16 (S)		
	k [%]	$\bar{x}$ $\sigma$	s [mm]	k [%]	$\bar{x}$ $\sigma$	s [mm]	k [%]	$\bar{x}$ $\sigma$	s [mm]
94	92,9	$\bar{x}$ $\sigma$	10,8 1,22	94,4	$\bar{x}$ $\sigma$	7,9 10,65	96,3	$\bar{x}$ $\sigma$	9,4 2,14
97	97,2	$\bar{x}$ $\sigma$	5,5 5,89	96,5	$\bar{x}$ $\sigma$	6,06 8,64	97,6	$\bar{x}$ $\sigma$	4,9 0,58
100	100,0	$\bar{x}$ $\sigma$	4,0 0,20	99,3	$\bar{x}$ $\sigma$	3,8 1,01	99,6	$\bar{x}$ $\sigma$	4,6 0,93
max.	99,9	$\bar{x}$ $\sigma$	4,4 0,51	102,4	$\bar{x}$ $\sigma$	2,2 0,32	102,7	$\bar{x}$ $\sigma$	1,8 0,20

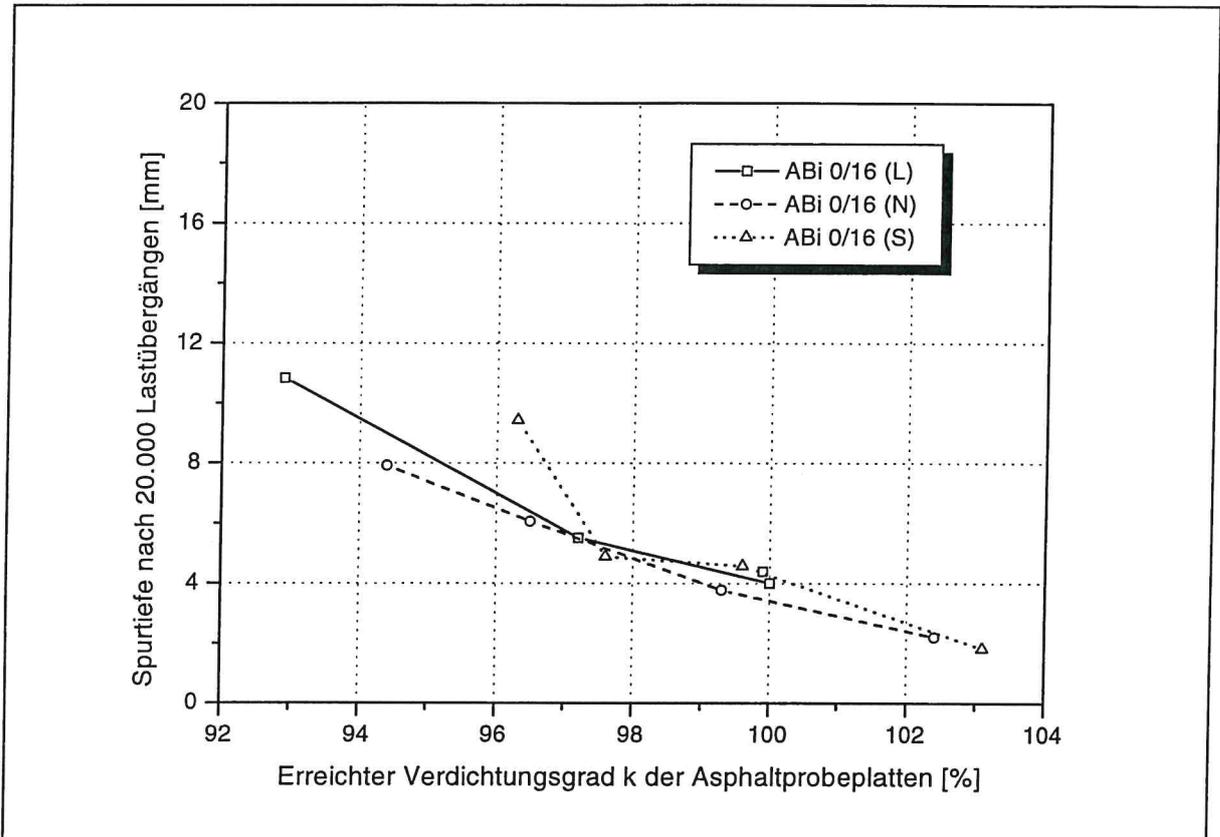
Bei der normal verdichtbar rezeptierten Variante hat es sich gezeigt, daß bei den mit einem angestrebten Verdichtungsgrad von  $k = 94\%$  und  $k = 97\%$  hergestellten Probekörpern zum Teil Spurrinnentiefen von mehr als 20 mm aufgetreten sind. Hinsichtlich der Auswertung gelten auch hier die für die Asphaltbeton- und Splittmastixasphaltvarianten getroffenen Ausführungen. Aus Plausibilitätsgründen wurden diese Meßwerte für die weitere Auswertung nicht berücksichtigt.

Hinsichtlich der Veränderung der Spurrinnentiefe bei einer Steigerung des Verdichtungsgrades von 94 % auf den maximal erreichten Wert zeigen die Asphaltbindervarianten das erwartete Verhalten. Die Erhöhung des Verdichtungsgrades in den vier Stufen bewirkt eine stetige Abnahme der Spurrinnentiefe bei allen drei Varianten (siehe Abbildung 3.17).

Dies trifft auch für die leicht verdichtbar rezeptierte Variante zu. Hinsichtlich des Verdichtungsgrades der Asphaltprobekörper, die mit dem maximal erreichbaren Verdichtungsgrad hergestellt wurden, gelten die bei den übrigen Versuchstypen getroffenen Aussagen. Der Umstand, daß der maximal erreichte Verdichtungsgrad hier mit 99,9 % um 0,1 % geringer ausgewiesen wird als derjenige der mit 100 %

99,9 % um 0,1 % geringer ausgewiesen wird als derjenige der mit 100 % hergestellten Probeplatten ist auf Rundungseinflüsse zurückzuführen.

Abbildung 3.17: Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper für die Asphaltbindervarianten 0/16



### **3.4 Offenporiger Asphalt 0/8**

An den beiden Varianten des offenporigen Asphalt 0/8 wurde nur das Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen mittels Zug- und Abkühlversuchen untersucht. Versuche zum Verformungsverhalten sowie zur Ermüdungsbeständigkeit waren nicht vorgesehen, da diese Anforderungen - insbesondere Verformungsbeständigkeit - bei offenporigen Asphalten erfahrungsgemäß von untergeordneter Bedeutung angesehen werden können.

#### **3.4.1 Zug- und Abkühlversuche**

Die Darstellung der Ergebnisse der Zug- und Abkühlversuche an den beiden Varianten des Offenporigen Asphalt 0/8 erfolgt in den Tabellen 3.31 und 3.32 sowie graphisch in der Abbildung 3.18. Auch hier konnte aufgrund der Temperaturabhängigkeit der Zugfestigkeit keine einheitliche Skalierung der Ordinate vorgenommen werden.

Aus dem Verlauf der Kurven kann deutlich die Abhängigkeit der Zugfestigkeit von erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper abgelesen werden. Eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf den maximal erreichten Wert bewirkt bei beiden Varianten des Offenporigen Asphalt eine Zunahme der Zugfestigkeit.

Bei den Prüftemperaturen +20 °C und +5 °C liegen die Werte der Variante I (hergestellt mit dem Sonderbindemittel) leicht über dem Niveau der Zugfestigkeit der Variante II (hergestellt mit PmB 45). Dieses Verhalten kehrt sich bei den Prüftemperaturen -10 °C und -25 °C um; hier weist die Variante I die größere Zugfestigkeit auf.

Als eine Ursache für diese Verschiebung innerhalb der Varianten kann auch hier die unterschiedliche Viskosität der verwendeten Bindemittel angesehen werden.

Das Sonderbindemittel weist mit 46/10 mm eine größere Penetration auf als das PmB 45 mit 31/10 mm. Die größere Zugfestigkeit der Variante II des Offenporigen Asphalt bei den Prüftemperaturen > 0 °C kann z.T. auf den positiven Einfluß dieser geringeren Penetration des PmB 45 - bestimmt bei 25 °C - zurückgeführt werden. Bei den Prüftemperaturen < 0 °C wirkt sich dann der Einfluß des verwendeten Sonderbindemittels positiv auf die Zugfestigkeit aus.

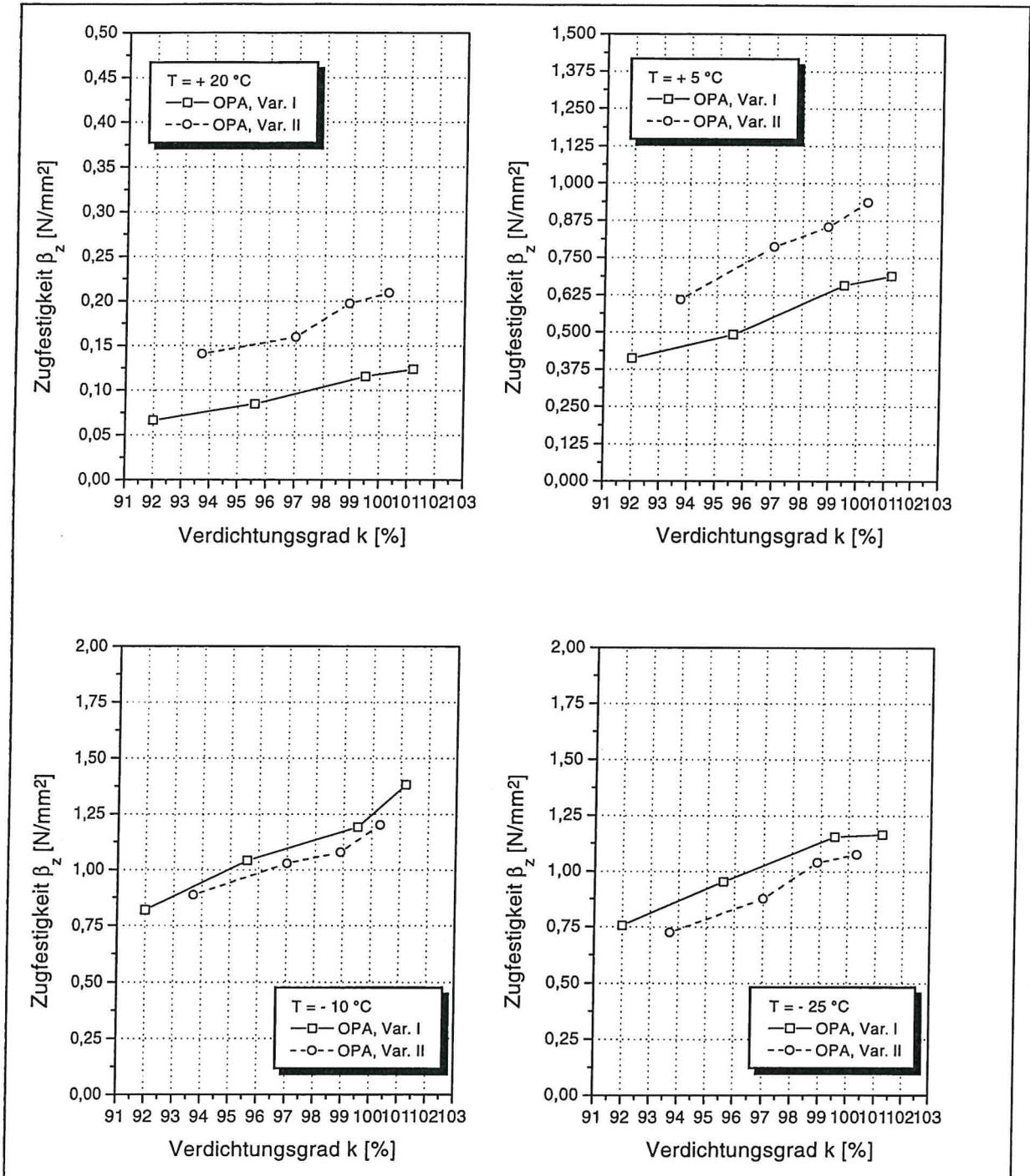
Tabelle 3.31: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Variante I des Offenporigen Asphalt 0/8

Offenporiger Asphalt 0/8, Variante I Zugversuche														
Verdichtungsgrad k [%]		T = + 20 °C			T = + 5 °C			T = -10 °C			T = - 25 °C			T <sub>br</sub>
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [‰]											
94	$\bar{X}$ 92,0	$\bar{X}$ 0,0665	6,9253	$\bar{X}$ 0,4119	2,6624	$\bar{X}$ 0,8189	0,3459	$\bar{X}$ 0,7563	0,2336	S 0,1010	0,0221		- 29,3	
		S 0,0084	0,4824	S 0,0328	0,3594	S 0,0786	0,0184	S 0,1248	0,0307					
97	$\bar{X}$ 95,6	$\bar{X}$ 0,0847	6,5744	$\bar{X}$ 0,4914	2,3009	$\bar{X}$ 1,0414	0,4160	$\bar{X}$ 0,9538	0,1744	S 0,1179	0,0750		- 27,9	
		S 0,0079	1,4261	S 0,0471	0,1628	S 0,1179	0,0750	S 0,1248	0,0307					
100	$\bar{X}$ 99,5	$\bar{X}$ 0,1156	4,8674	$\bar{X}$ 0,6581	2,2135	$\bar{X}$ 1,1913	0,4324	$\bar{X}$ 1,1552	0,2147	S 0,2198	0,0838		- 27,9	
		S 0,0181	0,7944	S 0,0502	0,4101	S 0,2198	0,0838	S 0,0270	0,0231					
max.	$\bar{X}$ 101,2	$\bar{X}$ 0,1236	5,7306	$\bar{X}$ 0,6888	2,2275	$\bar{X}$ 1,3825	0,2951	$\bar{X}$ 1,1651	0,1042	S 0,0819	0,0407		- 25,8	
		S 0,0120	0,7935	S 0,0729	0,1437	S 0,0819	0,0407	S 0,1009	0,0336					

Tabelle 3.32: Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei den vier Prüftemperaturen in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper sowie die mutmaßliche Bruchtemperatur für die Variante I; des Offenporigen Asphalt 0/8

Offenporiger Asphalt 0/8, Variante II															
Zugversuche															
Verdichtungsgrad		T = + 20 °C			T = + 5 °C			T = - 10 °C			T = - 25 °C			T <sub>br</sub>	
angestrebt	erreicht	$\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{br}$ [%]	[°C]											
94	$\bar{X}$ 93,7	$\bar{X}$ 0,1404	3,9736	$\bar{X}$ 0,6089	1,5236	$\bar{X}$ 0,8859	0,2587	$\bar{X}$ 0,7250	0,1414	S	0,0033	0,3276	S	0,0570	- 25,4
97	$\bar{X}$ 97,0	$\bar{X}$ 0,1595	4,6886	$\bar{X}$ 0,7863	1,5695	$\bar{X}$ 1,0281	0,2577	$\bar{X}$ 0,8762	0,1194	S	0,0653	0,5956	S	0,0828	- 23,8
100	$\bar{X}$ 98,9	$\bar{X}$ 0,1970	3,5098	$\bar{X}$ 0,8532	1,5659	$\bar{X}$ 1,0779	0,2453	$\bar{X}$ 1,0401	0,1662	S	0,0034	0,6573	S	0,1846	- 26,2
max.	$\bar{X}$ 100,3	$\bar{X}$ 0,2093	3,1116	$\bar{X}$ 0,9356	1,5347	$\bar{X}$ 1,2011	0,0863	$\bar{X}$ 1,0757	0,1898	S	0,0170	0,4651	S	0,0807	- 24,9
				S	0,0204	S	0,0478	S	0,0450						

Abbildung 3.18: Zugfestigkeit der untersuchten Varianten des Offenporigen Asphalts 0/8 bei den vier Prüftemperaturen +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C in Abhängigkeit vom erreichten Verdichtungsgrad der Probekörper



## **4 Statistische Auswertung**

Aus der Darstellung der Untersuchungsergebnisse in Kapitel 3 läßt sich tendenziell ein Einfluß des Verdichtungsgrades auf die jeweils untersuchten Eigenschaften der Asphalte erkennen.

In diesem Kapitel wird nun anhand statistischer Methoden untersucht, inwieweit erkannte Tendenzen signifikant auf den Einfluß des Verdichtungsgrades zurückgeführt werden können oder ob Einflüsse aus den übrigen systematisch variierten Größen wie Asphaltart und -sorte sowie Asphaltvariante bei der Interpretation der festgestellten Unterschiede ebenfalls Berücksichtigung finden müssen.

Dazu wird in einem ersten Schritt eine Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation über sämtliche Meßwerte mit den Parametern Asphaltart, Asphaltvariante und Verdichtungsgrad durchgeführt, um zu ermitteln, wie groß der Einfluß (relativ) dieser systematisch variierten Größen auf das jeweils untersuchte Merkmal zur Beschreibung der Nutzungsdauer, d.h. der Gebrauchseigenschaften, der Asphalte ist.

Anschließend wird im zweiten Schritt eine Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation für jede Asphaltart getrennt durchgeführt, d.h. mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad. Diese differenzierte Betrachtungsweise ist aufgrund des stark unterschiedlichen Verhaltens der einzelnen Asphaltarten sinnvoll und notwendig.

Die statistische Auswertung wird durch multiple Mittelwertvergleiche mit modifizierten LSD-Tests abgeschlossen. Hiermit kann ermittelt werden, ob die erwartungsgemäß durch die vier Stufen des Verdichtungsgrades gekennzeichneten Gruppen signifikant unterschiedlich sind, d.h. als einzelne homogene Gruppen betrachtet werden dürfen. Werden Grenzen homogener Gruppen gefunden, darf davon ausgegangen werden, daß die Gebrauchseigenschaften - beschrieben durch das jeweils untersuchte Merkmal - durch die systematische Veränderung des Verdichtungsgrades signifikant verändert werden.

Die Auswertung wurde jeweils mit einem auf abweichende Meßwerte (Ausreißer) bereinigten Datenkollektiv durchgeführt. Um die für die Berechnung notwendige gleiche Zellenbesetzung von drei Einzelwerte dennoch gewährleisten zu können, wurde im Bedarfsfall anstelle des nicht verträglichen Meßwertes das arithmetische Mittel aus den verbleibenden zwei Meßwerten verwendet.

### **4.1 Varianzanalyse der mehrfachen Klassifikation**

Die Varianzanalyse wird zunächst über die Gesamtheit der Meßwerte durchgeführt, d.h. es werden sämtliche variierten Parameter (Asphaltart in drei dreistufiger Variati-

on, Asphaltvariante in dreistufiger Variation, Verdichtungsgrad in vierstufiger Variation) berücksichtigt.

In Tabelle 4.1 sind die Ergebnisse der Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation für das Merkmal Zugfestigkeit für die vier Temperaturen +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C zusammengefaßt. Es sind hier die Varianzanteile in [%] (relativ) des jeweiligen Parameters gemessen an der Gesamtvariabilität dargestellt.

Die detaillierte Darstellung der Ergebnisse der Varianzanalyse ist im Anhang dokumentiert.

Tabelle 4.1: Ergebnis der Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation (Varianzanteile in [%] (relativ)) für das Merkmal Zugfestigkeit bei den vier Prüftemperaturen mit den Parametern Asphaltart, Asphaltvariante und Verdichtungsgrad

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>AB</b>	<b>AC</b>	<b>BC</b>	<b>ABC</b>	<b>Fehler</b>
<b>T=+20°C</b>	k. E.	k. E.	28,11	56,56	6,32	2,26	4,88	1,88
<b>T=+5°C</b>	28,59	4,22	30,41	26,74	2,07	k. E.	4,75	3,21
<b>T=-10°C</b>	13,07	11,37	51,60	7,54	2,70	1,73	3,40	8,58
<b>T=-25°C</b>	20,92	13,55	38,73	13,02	1,74	0,46	4,48	7,09
Faktor A: Asphaltart (3 Stufen: AB, ABi, SMA) Faktor B: Asphaltvariante (3 Stufen: (L), (N), (S)) Faktor C: Verdichtungsgrad (4 Stufen: 94 %, 97 %, 100 %, max.) sowie Wechselwirkung aus den entsprechenden Parametern k. E.: kein Einfluß								

Das Ergebnis der Varianzanalyse über die Gesamtheit der Meßwerte zeigt, daß für die Prüftemperaturen +5°C, -10°C und -25 °C der Einfluß aus dem Verdichtungsgrad (Parameter C) erwartungsgemäß den größten Anteil (relativ) an der Gesamtvariabilität aufweist. Für die Prüftemperatur +20°C ergibt sich hingegen aus der Wechselwirkung der Faktoren Asphaltart und Asphaltvariante der deutlich größte Anteil an der Gesamtvariabilität.

Als zweitgrößte Ursache für die Variabilität wurde für die Temperaturen +5°C, -10°C und -25 °C der Einfluß aus der Asphaltart ermittelt. Bei der Temperatur +20 °C wird der Einfluß des Verdichtungsgrades mit rund 28 % (relativ) als zweitgrößte Ursache gefunden.

Für diese Temperatur liegen im weiteren weder Einflüsse aus der Asphaltart oder Asphaltvariante noch nennenswerte Einflüsse aus der Wechselwirkung der Parameter oder zufallsbedingte Einflüsse vor.

Bei den übrigen drei Prüftemperaturen kann der Einfluß aus der Asphaltvariante sowie aus der Wechselwirkung der Parameter untereinander im Vergleich zu den Varianzanteilen der Parameter Verdichtungsgrad und Asphaltart vernachlässigt werden.

Dieser Sachverhalt stellt sich auch bei den Versuchen zur Ansprache der Verformungseigenschaften sowie des Ermüdungsverhaltens dar. Die detaillierte Darstellung dieser Ergebnisse kann dem Anhang entnommen werden.

Da die untersuchten Asphaltarten aufgrund ihrer Zusammensetzung und damit den mechanischen Eigenschaften sowie in ihrem Verhalten als völlig unterschiedlich eingestuft werden müssen, wird es aus Plausibilitätsgründen als sinnvoll erachtet, die weitere Auswertung nicht über die Gesamtheit aller Meßwerte durchzuführen, sondern die einzelnen Asphaltarten getrennt zu betrachten.

Für die weitere Auswertung werden daher Varianzanalysen der zweifachen Klassifikation mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad durchgeführt.

#### **4.1.1 Zugversuche**

Die Ergebnisse dieser Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation werden für die Zugversuche in Tabelle 4.2 dargestellt (Varianzanteile in [%] (relativ) der jeweiligen Parameter bezogen auf die Gesamtvariabilität).

Für den Bereich der Prüftemperaturen  $< 0\text{ °C}$  zeigt es sich, daß - bis auf eine Ausnahme - vom Verdichtungsgrad (Parameter B) erwartungsgemäß der dominierende Einfluß auf die Gesamtvariabilität ausgeht. Bei der Temperatur  $-25\text{ °C}$  beträgt die Differenz zwischen den Varianzanteilen der Parameter Asphaltvariante und Verdichtungsgrad beim Asphaltbinder nur rund 1,5, so daß der Einfluß aus den beiden Parametern nahezu gleichwertig als Ursache angesehen werden kann.

Für den Bereich der Prüftemperaturen  $> 0\text{ °C}$  geht der größte Einfluß auf die Gesamtvariabilität dagegen von der Asphaltvariante aus.

Der Einfluß aus der Wechselwirkung aus Asphaltvariante und Verdichtungsgrad darf fast ausnahmslos unberücksichtigt bleiben. Diese Varianzanteile sind bezogen auf den Varianzanteil des Parameters mit dem größten Einfluß von deutlich untergeordneter Bedeutung bzw. weisen Varianzanteile von deutlich unter 10 % (relativ) auf.

Beim Splittmastixasphalt werden bei den Prüftemperaturen  $-10\text{ °C}$  und  $-25\text{ °C}$  Varianzanteile für den Parameter Asphaltvariante von 6,30 % (relativ) bzw. 14,93 % (relativ) ermittelt. Im Vergleich zu den Varianzanteilen der beiden anderen Asphaltarten mit deutlich über 20 % (relativ) kann demnach beim Splittmastixasphalt der Einfluß der Asphaltvariante bei den Prüftemperaturen  $< 0\text{ °C}$  als vernachlässigbar angesehen werden.

Tabelle 4.2: Ergebnis der Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation (Varianzanteile in [%]) für das Merkmal Zugfestigkeit bei den vier Prüftemperaturen mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad, getrennt nach Asphaltarten

Asphaltart	Prüftemperatur	A	B	AB	Fehler
Asphalt- beton	T = +20 °C	47,38	30,85	18,31	3,47
	T = +5 °C	53,67	31,46	11,24	3,63
	T = -10 °C	34,10	57,64	3,50	4,76
	T = -25 °C	30,38	62,89	1,85	4,88
Asphalt- binder	T = +20 °C	26,02	63,30	9,04	1,64
	T = +5 °C	38,81	48,55	9,73	2,91
	T = -10 °C	22,93	54,06	9,10	13,91
	T = -25 °C	40,26	38,77	7,91	13,07
Splittmastix- asphalt	T = +20 °C	78,55	16,27	3,39	1,79
	T = +5 °C	43,39	50,32	k. E.	6,29
	T = -10 °C	6,30	86,84	1,02	5,84
	T = -25 °C	14,93	64,63	15,09	5,35
Faktor A: Asphaltvariante (3 Stufen: (L), (N), (S)) Faktor B: Verdichtungsgrad (4 Stufen: 94 %, 97 %, 100 %, max.) sowie Wechselwirkung aus den entsprechenden Parametern k. E.: kein Einfluß					

#### 4.1.2 Dynamische Zug-Schwellversuche

Die Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation liefert bei den dynamischen Zug-Schwellversuchen als Ergebnis, daß der Einfluß des Verdichtungsgrades (Parameter B) im Vergleich mit den übrigen Parametern bzw. der Kombination aus mehreren von sehr großer Bedeutung auf die Anzahl der ertragenen Lastwechsel ist (vgl. Tabelle 4.3). Ein Einfluß aus der Asphaltvariante, daß heißt hinsichtlich der Verdichtungseigenschaften, kann so gut wie nicht erkannt werden. Deutlich wird dies durch die Varianzanteile von weniger als 10 % (relativ). Bei den beiden untersuchten Deck-schichtvarianten Asphaltbeton und Splittmastixasphalt ist positiv zu bemerken, daß zufallsbedingte Einflüsse - beschrieben durch den Fehleranteil - nahezu völlig vernachlässigt werden können.

Tabelle 4.3: Ergebnis der Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation (Varianzanteile in [%] (relativ)) für das Merkmal Anzahl ertragener Lastwechsel mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad, getrennt nach Asphaltarten

Asphaltart	A	B	AB	Fehler
Asphaltbeton	7,98	62,81	25,34	3,87
Asphaltbinder	3,42	57,54	16,26	22,79
Splittmastixasphalt	k. E.	73,67	24,31	2,03
Faktor A: Asphaltvariante (3 Stufen: (L), (N), (S)) Faktor B: Verdichtungsgrad (4 Stufen: 94 %, 97 %, 100 %, max.) sowie Wechselwirkung aus den entsprechenden Parametern k. E.: kein Einfluß				

#### 4.1.3 Dynamische Stempelleindringversuche

Die Ergebnisse der Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation für die dynamische Stempelleindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen sind in Tabelle 4.4 aufgeführt.

Tabelle 4.4: Ergebnis der Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation (Varianzanteile in [%] (relativ)) für das Merkmal dynamische Stempelleindringtiefe nach 20.000 Druck-Schwellbeanspruchungen mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad, getrennt nach Asphaltarten

Asphaltart	A	B	AB	Fehler
Asphaltbeton	59,98	24,47	k. E.	15,56
Asphaltbinder	3,34	1,71	87,83	7,12
Splittmastixasphalt	36,73	41,65	20,76	0,86
Faktor A: Asphaltvariante (3 Stufen: (L), (N), (S)) Faktor B: Verdichtungsgrad (4 Stufen: 94 %, 97 %, 100 %, max.) sowie Wechselwirkung aus den entsprechenden Parametern k. E.: kein Einfluß				

Die Ursache für die Gesamtvariabilität ist bei diesem Versuchstyp bzw. die Eigenschaft „Verformungsverhalten bei Wärme“ beschreibenden Merkmal für jede Asphaltart bei einem anderen Parameter zu suchen.

Beim Asphaltbeton geht der deutlich größte Einfluß auf die Gesamtvariabilität mit rund 60 % (relativ) von der Asphaltvariante (Parameter A) aus. Der Einfluß des Verdichtungsgrades als Ursache hat mit ca. 24,5 % (relativ) genauso wie zufallsbedingte Ursachen mit rund 15,6 % (relativ) eine deutlich untergeordnete Bedeutung.

Beim Splittmastixasphalt ist der größte Einfluß mit 41,65 % (relativ) beim Verdichtungsgrad (Parameter B) zu suchen. Die Asphaltvariante kann mit rund 36,7 % (relativ) allerdings ein nahezu gleich großer Einfluß zugeschrieben werden. Ursachen aus

der Wechselwirkung der Parameter Asphaltvariante und Verdichtungsgrad auf die Gesamtvariabilität müssen mit 20,76 % bei der Interpretation berücksichtigt werden.

Als die dominierende Ursache für die Gesamtvariabilität muß beim Asphaltbinder der Einfluß aus der Wechselwirkung der Parameter Asphaltvariante und Verdichtungsgrad mit 87,83 % (relativ) gesehen werden. Einflüsse aus Asphaltvariante oder Verdichtungsgrad als alleinige Ursachen dürfen mit 3,34 % (relativ) bzw. 1,71 % (relativ) ebenso wie zufallsbedingte Einflüsse fast völlig ausgeschlossen werden.

#### 4.1.4 Spurbildungsversuche

Die Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation für das Merkmal Spurrinnentiefe - dargestellt in Tabelle 4.5 - zeigt, daß für die einzelnen Asphalte bezüglich der Gesamtvariabilität als Ursache unterschiedliche Einflüsse maßgebend sind.

Tabelle 4.5: Ergebnis der Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation (Varianzanteile in [%] (relativ)) für das Merkmal Spurrinnentiefe mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad, getrennt nach Asphaltarten

Asphaltart	Überrollungen	A	B	AB	Fehler
Asphaltbeton	n = 2.000	63,04	30,25	4,37	2,34
	n = 4.000	65,77	26,56	4,22	3,45
	n = 10.000	78,08	12,82	7,40	1,70
	n = 20.000	25,18	9,84	61,99	3,00
Splittmastixasphalt	n = 20.000	37,21	41,90	10,48	10,42
Asphaltbinder	n = 20.000	3,80	82,19	10,19	3,83
Faktor A: Asphaltvariante (3 Stufen: (L), (N), (S)) Faktor B: Verdichtungsgrad (4 Stufen: 94 %, 97 %, 100 %, max.) sowie Wechselwirkung aus den entsprechenden Parametern					

Beim Asphaltbeton ist als Hauptursache für die Spurrinnentiefe bei 2.000, 4.000 und 10.000 Überrollungen der Einfluß in der Asphaltvariante, d.h. in den Verdichtungseigenschaften des Asphaltes, zu suchen.

Der Vollständigkeit halber sind hier auch die Varianzanteile für eine Überrollungszahl von 20.000 aufgeführt. Da - wie bereits im Kapitel 3 beschrieben - eine differenzierte Aussage bei dieser Überrollungszahl nicht möglich ist, erscheint der hauptsächliche Einfluß aus der Wechselwirkung aus beiden Parametern plausibel.

Für den Splittmastixasphalt ergibt die Varianzanalyse, daß der Einfluß aus der Variation des Verdichtungsgrades mit 41,90 % (relativ) als Hauptursache auf die Gesamt-

variabilität anzusehen ist. Der Einfluß aus der Splittmastixasphaltvariante weist hier mit rund 37 % (relativ) allerdings nahezu die gleiche Größenordnung auf. Erfreulicherweise treten auch hier die zufallsbedingten Einflüsse mit rund 10 % (relativ) kaum in Erscheinung.

Beim Asphaltbinder 0/16 kann allein der Einfluß aus dem Verdichtungsgrad als Ursache für die Gesamtvariabilität angesehen werden. Die Einflüsse aus Asphaltvariante (3,80 %, relativ), aus der Wechselwirkung beider Parameter (10,19 %, relativ) sowie zufallsbedingte Einflüsse (3,83 %, relativ) sind von untergeordneter Bedeutung.

Bei der Interpretation der Untersuchungsergebnisse des Spurbildungsversuches sollte allerdings nicht unberücksichtigt bleiben, daß dieser Versuch mit dem Ziel entwickelt wurde, die Verformungsbeständigkeit von Asphaltbinderschichten zu untersuchen. Inwieweit die zugrundeliegenden Randbedingungen auch auf andere Asphaltarten angewendet werden können, ist nach derzeitigem Stand noch nicht abschließend geklärt.

Aus den Ergebnissen der Varianzanalysen der mehrfachen Klassifikation kann abgeleitet werden, daß der Verdichtungsgrad erwartungsgemäß einen deutlichen Einfluß auf die Eigenschaften der unterschiedlichen Asphaltarten sowie deren Varianten ausübt.

Im zweiten Schritt der statistischen Auswertung muß nun überprüft werden, ob die für das untersuchte Merkmal tendenziell gefundene Verbesserung bzw. Verschlechterung signifikant in der Veränderung des Verdichtungsgrades begründet liegt. Dazu werden multiple Mittelwertvergleiche mit anschließenden modifizierten LSD-Tests durchgeführt.

#### **4.2 Multiple Mittelwertvergleiche und modifizierte LSD-Tests**

Die Ergebnisse der umfangreichen multiplen Mittelwertvergleiche mit anschließenden modifizierten LSD-Tests werden im folgenden dargestellt und erläutert. Die detaillierte Darstellung der Berechnungsschritte und Kenngrößen ist dem Anhang 3 zu entnehmen.

In den Tabellen ist der Mittelwert des jeweils untersuchten Merkmals in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad aufgeführt. Falls mittels des modifizierten LSD-Tests eine Grenze homogener Gruppen identifiziert wurde, ist diese durch einen dicken Balken in der Tabelle kenntlich gemacht. Diese Identifizierung bedeutet, daß die den jeweiligen Gruppen zugehörigen Meßwerte bzw. die daraus berechneten Mittelwerte signi-

fikant voneinander unterschiedlich sind, d.h. die Steigerung des Verdichtungsgrades eine signifikante Änderung der Gebrauchseigenschaft bewirkt.

#### 4.2.1 Zugversuche

Den Tabellen 4.6 bis 4.8 kann entnommen werden, daß die Zugfestigkeit bei einer Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 97 % beim Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder grundsätzlich zunimmt. Bis auf wenige Ausnahmen ist diese Zunahme signifikant.

Bei einer weiteren Steigerung des Verdichtungsgrades von 97 % auf 100 % ist die zu beobachtende Verbesserung der Zugfestigkeit ebenfalls bis auf wenige Ausnahmen statistisch signifikant.

Die Steigerung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichten Wert bewirkt, wie bereits bei der Beschreibung der Ergebnisse erläutert, bei ca. der Hälfte der untersuchten Varianten eine leichte Abnahme der Zugfestigkeit. Diese vermeidliche Verschlechterung der Eigenschaft kann bis auf drei Ausnahmen nicht als signifikant angesehen werden. Das bedeutet, daß die Meßwerte der beiden Stufen des Verdichtungsgrades von 100 % und maximal erreichtem Verdichtungsgrad statistisch gesehen nicht getrennt betrachtet werden dürfen, sondern einer Gruppe zugeordnet werden müssen.

Aus der Betrachtung der Darstellung der Zugfestigkeitsdiagramme der jeweiligen Asphaltarten in den vorangegangenen Abschnitten wird dies auch plausibel.

Die signifikante Zunahme der Zugfestigkeit bei einer Erhöhung des Verdichtungsgrades in den Stufen 94 %, 97 % bis 100 % ist jeweils durch einen Knick in der Kurve gekennzeichnet. Das heißt, die Zugfestigkeit nimmt hier überproportional zu, denn der Abstand zweier „benachbarter“ Zugfestigkeitswerte ist vergleichsweise groß. Bei der weiteren Erhöhung des Verdichtungsgrades auf den maximal erreichten Wert ist der Abstand der Werte dagegen um ein Vielfaches geringer.

Beim Offenporigen Asphalt 0/8 (siehe Tabelle 4.9) bewirkt eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % bis auf den maximal erreichten Wert grundsätzlich eine Zunahme der Zugfestigkeit des Materials. Eine Signifikanz ist aber bei der Mehrzahl der untersuchten Varianten nicht gegeben. Die Betrachtung der Einzelwerte sowie der Standardabweichung (siehe Anhang 3) macht deutlich, daß die Meßwerte für eine Prüftemperatur über alle vier Stufen des Verdichtungsgrades verhältnismäßig eng beieinanderliegen. Es zeigt sich hier zwar tendenziell eine Erhöhung der Zugfestigkeit, zur Einteilung der Meßwerte in homogene Gruppen, d.h. Gruppen mit signifikant unterschiedlicher Zugfestigkeit, kann aber nicht ausreichend differenziert werden.

Ergebnisse der multiplen Mittelwertvergleiche mit anschließenden modifizierten LSD-Tests für das Merkmal Zugfestigkeit bei den vier Prüftemperaturen für die einzelnen Asphaltarten

Tabelle 4.6: Mittelwerte der Zugfestigkeit  $\beta_z$  in  $[\text{N}/\text{mm}^2]$  bei den vier Prüftemperaturen für die drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungsgrad	Asphaltbeton 0/11 (L)			Asphaltbeton 0/11 (N)			Asphaltbeton 0/11 (S)					
	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C
94 %	0,1959	0,9992	3,9820	3,1867	0,1813	0,9921	3,4088	2,9918	0,2542	1,3457	2,6516	2,1315
97 %	0,2479	1,1678	4,5135	4,3404	0,2851	1,3589	4,2490	4,2426	0,3763	1,8507	3,7739	3,2008
100 %	0,3254	1,5770	5,6622	5,4227	0,3067	1,5631	4,8874	5,4469	0,5592	2,5043	4,3306	3,9661
max.	0,2791	1,3275	5,7829	6,0576	0,2967	1,4332	5,1056	5,3286	0,5731	2,4824	4,2766	4,0188

Tabelle 4.7: Mittelwerte der Zugfestigkeit  $\beta_z$  in  $[\text{N}/\text{mm}^2]$  bei den vier Prüftemperaturen für die drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungsgrad	Splittmastixasphalt 0/11 S (L)			Splittmastixasphalt 0/11 S (N)			Splittmastixasphalt 0/11 S (S)					
	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C
94 %	0,1721	1,4908	2,5861	2,3223	0,1245	1,3195	2,3039	2,1202	0,4580	2,1768	2,7832	2,2398
97 %	0,2575	2,0610	3,5049	2,8537	0,2069	1,8005	3,0436	2,5562	0,6454	2,9150	3,3239	2,8680
100 %	0,3547	2,7409	4,6732	3,7398	0,3270	2,5424	3,8357	2,9143	0,8120	3,4402	4,4903	3,3728
max.	0,2996	2,6852	5,0743	4,2686	0,3353	2,6106	4,4836	3,1679	0,8340	3,6841	4,5740	3,1356

Tabelle 4.8: Mittelwerte der Zugfestigkeit  $\beta_z$  in  $[N/mm^2]$  bei den vier Prüftemperaturen für die drei untersuchten Asphaltbindervarianten O/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungs- grad	Asphaltbinder O/16 (L)				Asphaltbinder O/16 (N)				Asphaltbinder O/16 (S)			
	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C
94 %	0,4211	1,1072	2,5740	2,2373	0,2577	0,5170	1,8645	1,5959	0,2484	0,7505	1,3814	1,4259
97 %	0,6457	1,6920	3,6503	3,9342	0,3982	0,9587	2,4956	2,0306	0,3104	1,0222	2,3854	1,8120
100 %	0,8076	2,6482	5,4271	5,2277	0,5199	1,1377	2,3641	2,2258	0,4540	1,2745	3,0134	2,8469
max.	0,8072	2,5722	5,3103	4,9676	0,7849	1,6245	4,2938	3,3124	0,7042	2,0253	4,8526	3,7669

Tabelle 4.9: Mittelwerte der Zugfestigkeit  $\beta_z$  in  $[N/mm^2]$  bei den vier Prüftemperaturen für die beiden untersuchten Varianten des Offenporigen Asphaltes O/8 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungs- grad	Offenporiger Asphalt O/8, Variante I				Offenporiger Asphalt O/8, Variante II			
	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C	T = +20 °C	T = +5 °C	T = -10 °C	T = -25 °C
94 %	0,0665	0,4119	0,8189	0,7563	0,1404	0,6089	0,8859	0,7250
97 %	0,0847	0,4914	1,0414	0,9538	0,1595	0,7863	1,0281	0,8762
100 %	0,1156	0,6581	1,1913	1,1552	0,1970	0,8532	1,0779	1,0401
max.	0,1236	0,6888	1,3825	1,1651	0,2093	0,9356	1,2011	1,0757

#### **4.2.2 Dynamische Zug-Schwellversuche**

Die Tabelle 4.10 zeigt anschaulich das Ergebnis der für das Merkmal Anzahl ertragener Lastwechsel durchgeführten multiplen Mittelwertvergleichen mit anschließenden modifizierten LSD-Tests.

Demnach hat bei den untersuchten Asphalten die Erhöhung des Verdichtungsgrades sowohl von 94 % auf 97 % als auch von 97 % auf 100 % (bis auf je eine Ausnahme) eine signifikante Zunahme der ertragenen Lastwechsel zur Folge.

Eine Steigerung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichten Wert bewirkt zwar ebenfalls eine Verbesserung der Ermüdungsbeständigkeit, als signifikant darf diese aber nur bei dem schwer verdichtbar rezeptierten Asphaltbeton 0/11 (S), dem normal und schwer verdichtbaren Splittmastixasphalt 0/11 S (N), (S) und den drei Asphaltbindervarianten 0/16 (L), (N), (S) bezeichnet werden.

Aus dieser tabellarischen Darstellung der Anzahl der ertragenen Lastwechsel geht hervor, daß bei den oben genannten Asphaltvarianten mit der Erhöhung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichten Wert die Anzahl der ertragenen Lastwechsel überproportional ansteigt. Besonders deutlich ist dies bei den Asphaltbindervarianten zu erkennen (siehe auch Abbildungen 3.3, 3.10, 3.17).

Hieraus kann abgeleitet werden, daß bei den nachweisbar schwer verdichtbar rezeptierten Asphaltvarianten Asphaltbeton 0/11 (S) und Splittmastixasphalt 0/11 S (N) und (S) sowie bei den drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 dem erreichten Verdichtungsgrad besonders im Bereich  $k > 100$  % für die Ermüdungsbeständigkeit eine große Bedeutung zukommt.

#### **4.2.3 Dynamische Stempeleindringversuche**

Aus der Tabelle 4.11 kann entnommen werden, daß eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % bis auf 100 % grundsätzlich eine Verringerung der dynamischen Stempeleindringtiefe zur Folge hat.

Bei der Steigerung von 94 % auf 97 % Verdichtungsgrad ist diese Verringerung bis auf eine Ausnahme signifikant.

Eine weitere Steigerung auf einen Verdichtungsgrad von 100 % bewirkt zwar grundsätzlich ebenfalls eine Verbesserung, als signifikant kann diese allerdings nicht bei sämtlichen untersuchten Varianten bezeichnet werden: Signifikanz liegt bei den aufgrund ihrer Zusammensetzung als standfest einzustufenden Asphaltgemischen (Asphaltbeton 0/11 (S), Asphaltbinder 0/16 (S) sowie sämtlichen Splittmastixasphaltvarianten) vor; eine Ausnahme bildet der hier untersuchte leicht verdichtbar rezeptierte

Asphaltbinder 0/16, dessen Verformungsbeständigkeit ebenfalls bei einer Zunahme des Verdichtungsgrades auf 100 % signifikant verschlechtert wird.

Wird der Verdichtungsgrad von 100 % auf den maximal erreichten Wert erhöht, findet bei fast allen untersuchten Asphaltvarianten tendenziell eine leichte Verschlechterung statt, d.h. die dynamische Stempeleindringtiefe nimmt wieder zu (Ausnahmen bilden die schwer verdichtbar rezeptierten Varianten des Splittmastixasphaltes und des Asphaltbinders; hinsichtlich der erkennbaren leichten Verbesserung liegt aber keine Signifikanz vor.). Die Zunahme ist aber nur bei der mutmaßlich leicht verdichtbar rezeptierten Varianten des Splittmastixasphaltes signifikant; bei der überwiegenden Mehrzahl der Varianten ist keine Signifikanz gegeben. Gemessen an der Verringerung der dynamischen Stempeleindringtiefe bei einer Steigerung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 97 % ist die Zunahme bei einer Erhöhung von 100 % auf den maximal erreichten Wert zudem vergleichsweise gering.

Ergebnisse der multiplen Mittelwertvergleiche mit anschließenden modifizierten LSD-Tests für das Merkmal Anzahl ertragener Lastwechsel für die einzelnen Asphaltarten

Tabelle 4.10: Mittelwert der Anzahl der ertragenen Lastwechsel [-] für die drei untersuchten Asphaltarten in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungsgrad	Asphaltbeton		Splittmastixasphalt			Asphaltbinder			
	0/11 (L)	0/11 (N)	0/11 (S)	0/11 S (L)	0/11 S (N)	0/11 S (S)	0/16 (L)	0/16 (N)	0/16 (S)
94 %	10.894	7.487	7.554	10.584	6.463	9.496	3.789	4.899	2.429
97 %	27.627	14.832	22.400	38.790	15.282	23.216	40.521	51.181	8.984
100 %	36.287	32.482	47.293	93.356	42.372	67.835	95.824	56.812	62.757
max.	38.905	34.961	78.560	97.755	54.857	108.174	136.963	382.684	347.585

Ergebnisse der multiplen Mittelwertvergleiche mit anschließenden modifizierten LSD-Tests für das Merkmal dynamische Stempelindringtiefe für die einzelnen Asphaltarten

Tabelle 4.11: Mittelwert der dynamischen Stempelindringtiefe [mm] für die drei untersuchten Asphaltarten in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungsgrad	Asphaltbeton		Splittmastixasphalt			Asphaltbinder			
	0/11 (L)	0/11 (N)	0/11 (S)	0/11 S (L)	0/11 S (N)	0/11 S (S)	0/16 (L)	0/16 (N)	0/16 (S)
94 %	2,98	2,21	1,78	4,98	2,10	1,94	1,52	1,85	2,27
97 %	2,41	1,28	1,06	2,08	1,20	1,07	1,29	1,20	1,32
100 %	1,96	1,19	0,77	1,45	0,90	0,78	2,21	0,84	0,84
max.	2,40	1,41	0,81	2,05	0,96	0,70	1,92	0,94	0,77

#### 4.2.4 Spurbildungsversuche

Aus der Darstellung der Ergebnisse des modifizierten LSD-Tests für das Merkmal Spurrinntiefe lassen sich folgende Aussagen ableiten:

Eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 97 % bewirkt bei nahezu allen Asphalten bzw. Asphaltvarianten eine signifikante Verringerung der Spurrinntiefe. Bei den drei untersuchten Asphaltbetonvarianten wird dies auf der Grundlage der zusätzlich ausgewerteten Überrollungszahlen von 2.000, 4.000 und 10.000 deutlich.

Eine weitere Steigerung des Verdichtungsgrades von 97 % auf 100 % hat bei allen untersuchten Asphaltvarianten (im auswertbaren Bereich, siehe Asphaltbeton) eine Verringerung der Spurrinntiefe zur Folge. Statistisch signifikant darf diese Verringerung aber nur bei den drei Asphaltbetonvarianten, der normal verdichtbaren Splittmastixasphaltvariante und den leicht und normal verdichtbaren Varianten des Asphaltbinders bezeichnet werden.

Durch die Erhöhung des Verdichtungsgrades von 100 % auf den maximal erreichbaren Wert kann bei nahezu allen untersuchten Varianten eine Verringerung der Spurrinntiefe erreicht werden. Statistisch signifikant ist diese Verringerung aber nur bei der normal und schwer verdichtbaren Variante des Asphaltbinders.

Bei den jeweils leicht verdichtbaren Varianten des Asphaltbetons, des Splittmastixasphaltes und des Asphaltbinders ist dagegen eine leichte Zunahme der Spurrinntiefe zu erkennen, die aber in keinem Fall als signifikant anzusehen ist.

Hinsichtlich der beschriebenen Veränderungen der Spurrinntiefe erscheinen grundsätzliche Aussagen, ob und inwieweit eine systematische Signifikanz vorliegt, aus den Ergebnissen allerdings nicht sinnvoll.

Tabelle 4.12: Mittelwerte der Spurrinnentiefe s in [mm] für die drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad bei unterschiedlichen Überrollungszahlen n

Verdichtungsgrad	Asphaltbeton 0/11 (L)			Asphaltbeton 0/11 (N)			Asphaltbeton 0/11 (S)			
	n = 2.000	n = 4.000	n = 10.000	n = 2.000	n = 4.000	n = 10.000	n = 2.000	n = 4.000	n = 10.000	n = 20.000
94 %	16,2	26,8	27,8	9,0	11,0	23,3	6,0	8,8	16,0	28,2
97 %	11,0	18,5	25,7	5,6	8,0	17,7	3,4	4,6	7,5	27,0
100 %	7,7	12,2	27,3	4,3	5,2	12,4	2,1	2,6	3,4	4,5
max.	8,4	14,1	25,2	4,3	5,0	11,5	1,8	2,2	2,8	4,0

Tabelle 4.13: Mittelwerte der Spurrinnentiefe  $s$  in [mm] für die drei untersuchten Splittmastix-asphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungs- grad	Asphaltbinder 0/16		
	(L) n = 20.000	(N) n = 20.000	(S) n = 20.000
94 %	32,1	24,3	13,5
97 %	20,8	19,1	5,0
100 %	12,1	4,1	3,4
max.	13,8	2,9	2,8

Tabelle 4.14: Mittelwerte der Spurrinnentiefe  $s$  in [mm] für die drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Verdichtungs- grad	Asphaltbinder 0/16		
	(L) n = 20.000	(N) n = 20.000	(S) n = 20.000
94 %	10,8	7,9	9,4
97 %	5,5	6,1	4,9
100 %	4,0	3,8	4,6
max.	4,4	2,4	1,8

## 5 Auswertungen zum Verdichtungsindex K zur Beschreibung der Verdichtungsanforderungen

Die Ergebnisse zum Einfluß des Verdichtungsgrades auf die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen haben gezeigt, daß durch die Erhöhung des Verdichtungsgrades durchaus Verbesserungen der mechanischen Eigenschaften der Asphalte erreicht werden können. Es wird weiterhin aber auch erkennbar, daß bei einigen Asphalten eine zu große Verdichtung nachteilige Auswirkungen haben kann.

Als eine weitere Fragestellung des Forschungsvorhabens gilt es daher zu untersuchen, ob es nicht vorteilhafter wäre, anstelle des Verdichtungsgrades  $k$  zur Beschreibung der Verdichtungsanforderungen den Verdichtungsindex  $K$  zu verwenden, um so die durch eine größere Verdichtung erzielbaren positiven Effekte u.U. besser nutzbar machen zu können und die nachteiligen Auswirkungen ggf. weitgehend auszuschalten.

### 5.1 Grundlagen

In mehreren Forschungsarbeiten wurde gezeigt, daß die an unterschiedlich stark verdichteten Marshall-Probekörpern bestimmten Raumdichten einer dreiparametrischen exponentiellen Gesetzmäßigkeit gehorchen. Die mathematische Schreibweise dieser Funktion sowie die Werte der drei Parameter sind im Kapitel 3 für die untersuchten Asphaltvarianten angegeben. Physikalisch interpretiert läßt sich die Verdichtungsfunktion wie folgt schreiben:

$$\rho(S) = \rho_{\infty} - (\rho_{\infty} - \rho_0) \cdot e^{-\frac{S}{C}} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

mit:  $\rho_{\infty}$  = maximal erreichbare Raumdichte [ $\text{g/cm}^3$ ]

$\rho_0$  = Raumdichte zu Beginn des Verdichtungsprozesses [ $\text{g/cm}^3$ ]

$S$  = Verdichtungsarbeit [42]

$C$  = Verdichtungswiderstand [42 Nm]

Die Bedeutung der einzelnen Glieder der Verdichtungsfunktion (Gleichung 5.1) ist in Abbildung 5.1 veranschaulicht.

Bei der Definition des Verdichtungsindex  $K$  wird die Bedeutung der oben beschriebenen Zusammenhänge deutlich.

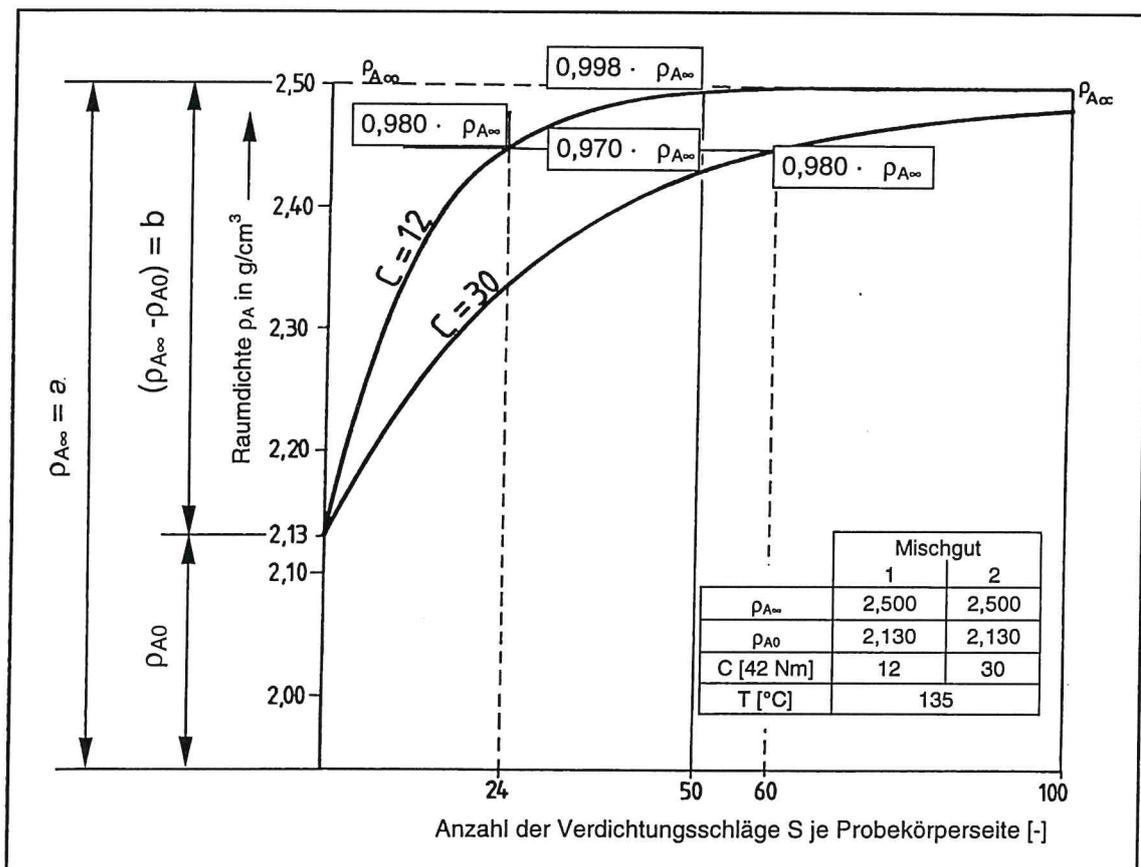
Der Verdichtungsindex  $K$  beschreibt ein bestimmtes Dichteniveau unterhalb der maximal erreichbaren Endraum-dichte  $\rho_{\infty}$ . Er ist definiert als Quotient aus vorhandener und maximal erreichbarer Raumdichte.

Der Verdichtungsindex  $K$  nimmt somit Bezug auf die für das jeweils vorliegende Asphaltmischgut maximal erreichbare Raumdichte. Er ist im Gegensatz zum Verdich-

tungsgrad  $k$  demnach nicht fixiert auf ein durch Konvention festgelegtes Dichtenniveau, das mit 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite erzielt wird.

Die Abbildung 5.1 zeigt, daß ein leicht verdichtbares Mischgut - gekennzeichnet durch einen Verdichtungswiderstand  $C = 12$  [42 Nm] - bei 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite bereits 99,8 % seiner Endraumdicke erreicht hat. Das schwer verdichtbare Mischgut weist in diesem Beispiel bei gleicher geleisteter Verdichtungsarbeit dagegen nur 97 % der maximal erreichbaren Raumdicke auf.

Abbildung 5.1: Raumdicke  $\rho_A$  in Abhängigkeit von der Verdichtungsarbeit  $S$  für zwei Mischgutvarianten mit unterschiedlichem Verdichtungswiderstand  $C$ , aber gleicher Anfangs- und Endraumdicke



Weiter geht aus der Abbildung 5.1 deutlich hervor, daß zum Erreichen von 98,0 % der rechnerisch maximal möglichen Endraumdicke  $\rho_{A\infty}$  für das leicht verdichtbare Mischgut bereits 24 Verdichtungsschläge je Probekörperseite ausreichen. Um für ein schwer verdichtbares Material mit einer gleichen Anfangsraumdicke  $\rho_{A0}$  den gleichen Dichtezustand von  $0,980 \cdot \rho_{A\infty}$  zu erreichen, sind dagegen 60 Verdichtungsschläge notwendig.

## 5.2 Untersuchungsergebnisse

Vorbemerkung: Durch die Präparierung von Asphaltprobekörpern mittels Sägeschnitt werden deren Oberflächen (Schnittkanten) zum Teil poliert. Bei der Bestimmung der Raumdichte dieser präparierten Probekörper ist die ermittelte Raumdichte im Vergleich zum „unpräparierten“ Asphalt (z.B. Marshall-Probekörper) etwas größer. Der mit dieser Raumdichte berechnete Verdichtungsgrad  $k$  ist dadurch ebenfalls größer. Bei der Darstellung und Auswertung der Untersuchungsergebnisse zum Einfluß des Verdichtungsgrades wurde die jeweils untersuchte Eigenschaft oder die ermittelte Größe in Bezug gesetzt zum erreichten Verdichtungsgrad der verwendeten - entsprechend präparierten - Probekörper.

Als Folge der etwas größeren Raumdichte würden sich bei der Berechnung des Verdichtungsindex  $K$  bei einigen Asphaltvarianten Verdichtungsindizes von über 100 % ergeben, was aber nach Definition nicht plausibel ist. Dies kann dadurch vermieden werden, daß anstelle der Raumdichte der präparierten Probekörper auf die Raumdichte der Asphaltprobepplatten, aus denen die Probekörper geschnitten wurden, Bezug genommen wird. Für die Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluß des Verdichtungsgrades  $k$  ergeben sich durch diese Vorgehensweise keine Veränderungen hinsichtlich Aussage und Interpretation.

Im folgenden werden die Untersuchungsergebnisse vergleichend einander gegenübergestellt, sowohl bezogen auf den Verdichtungsgrad  $k$  als auch bezogen auf den Verdichtungsindex  $K$ . Bei der Darstellung bezogen auf den Verdichtungsgrad  $k$  ist dabei für das jeweilige Merkmal die Raumdichte der Asphaltprobepplatten zugrunde gelegt worden, aus denen die Probekörper geschnitten wurden.

Bei Betrachtung der in Kapitel 3 für die unterschiedlichen Asphaltvarianten dargestellten Verdichtungskurven wird deutlich, daß ein Zugrundelegen des Verdichtungsindex  $K$  bei den leicht verdichtbar rezeptierten sowie bei einigen normal verdichtbaren Varianten keine - im Vergleich mit dem Verdichtungsgrad  $k$  - veränderten Schlußfolgerungen erwarten läßt. Bei diesen Asphalten wird die theoretisch maximal erreichbare Raumdichte, als Bezugsgröße für den Verdichtungsindex, bereits bei weniger oder gleich 50 Schlägen je Probekörperseite erreicht, also im Bereich der als Bezugsraum-dichte für den Verdichtungsgrad  $k$  festgelegten Raumdichte. Aus den folgenden Darstellungen läßt sich dies anschaulich erkennen: Die Graphen der in frage kommenden Asphaltvarianten weisen nahezu keine Unterschiede auf.

### 5.2.1 Untersuchungen zum Verformungsverhalten

Die Ergebnisse der dynamischen Stempleindringversuche sind für die drei Asphaltarten in den Abbildungen 5.2a und 5.2b dargestellt.

Ein Vergleich der Diagramme zeigt, daß bei den leicht und normal verdichtbaren Asphaltbetonvarianten so gut wie keine Unterschiede vorhanden sind.

Bei der schwer verdichtbaren Variante dagegen ist deutlich zu erkennen, daß durch die Wahl der theoretisch maximal erreichbaren Raumdichte als Bezugsgröße zur Beschreibung der Verdichtung eine Verschiebung der Kurven stattgefunden hat, und zwar in den Bereich kleiner 100 % Verdichtungsindex.

Wird die dynamische Stempeldringtiefe z.B. für einen Verdichtungsindex  $K = 97 \%$  mit derjenigen bei einem Verdichtungsgrad von  $k = 97 \%$  verglichen, ist eine geringere Eindringtiefe zu beobachten.

Für die untersuchten Splittmastixasphaltvarianten können die Aussagen im wesentlichen übertragen werden. Bei der leicht verdichtbaren Variante ist ebenfalls so gut wie keine Veränderung durch das Zugrundelegen des Verdichtungsindex  $K$  zu verzeichnen. Bei der normal und schwer verdichtbar rezeptierten Variante zeigen die Abbildungen 5.3a und 5.3b anschaulich, daß durch die Verwendung der maximal erreichbaren Raumdichte als Bezugsgröße die Bereiche einer geringeren dynamischen Stempeldringtiefe und damit eines verbesserten Verformungsverhaltens erschlossen werden können.

Beim Asphaltbinder (Abbildungen 5.4a und 5.4b) zeigt sich im Vergleich zu den beiden untersuchten Deckschichtarten ein anderes Verhalten. Werden hier wiederum - zwei vom Zahlenwert her betrachtet - gleiche Werte von  $k = 97 \%$  Verdichtungsgrad sowie  $K = 97 \%$  Verdichtungsindex  $K$  einander gegenübergestellt, so werden beim leicht verdichtbaren Asphaltbinder durch die Verwendung des Verdichtungsindex geringere Stempeldringtiefen beobachtet. Bei der normal und schwer verdichtbaren Variante bewirkt die Verschiebung dagegen, daß die Bereiche mit einer tendenziell leicht verschlechterten Stempeldringtiefe berührt werden.

Die Betrachtung der Spurrinnentiefe  $s$  nach 20.000 Lastübergängen für die drei untersuchten Asphaltarten und -varianten (Abbildungen 5.5a bis 5.7b) zeigt tendenziell das gleiche Verhalten und bestätigt im wesentlichen die getroffenen Aussagen.

Abbildung 5.2a: Dynamische Stempfeindringtiefe der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobeplatten

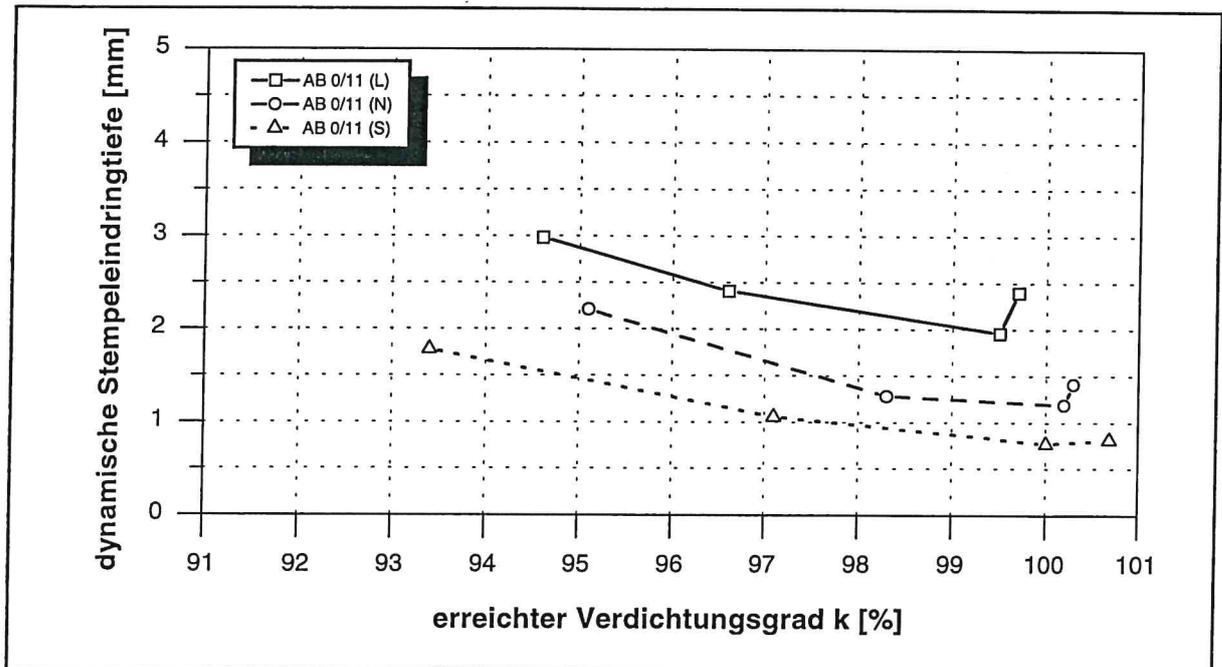


Abbildung 5.2b: Dynamische Stempfeindringtiefe der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobeplatten

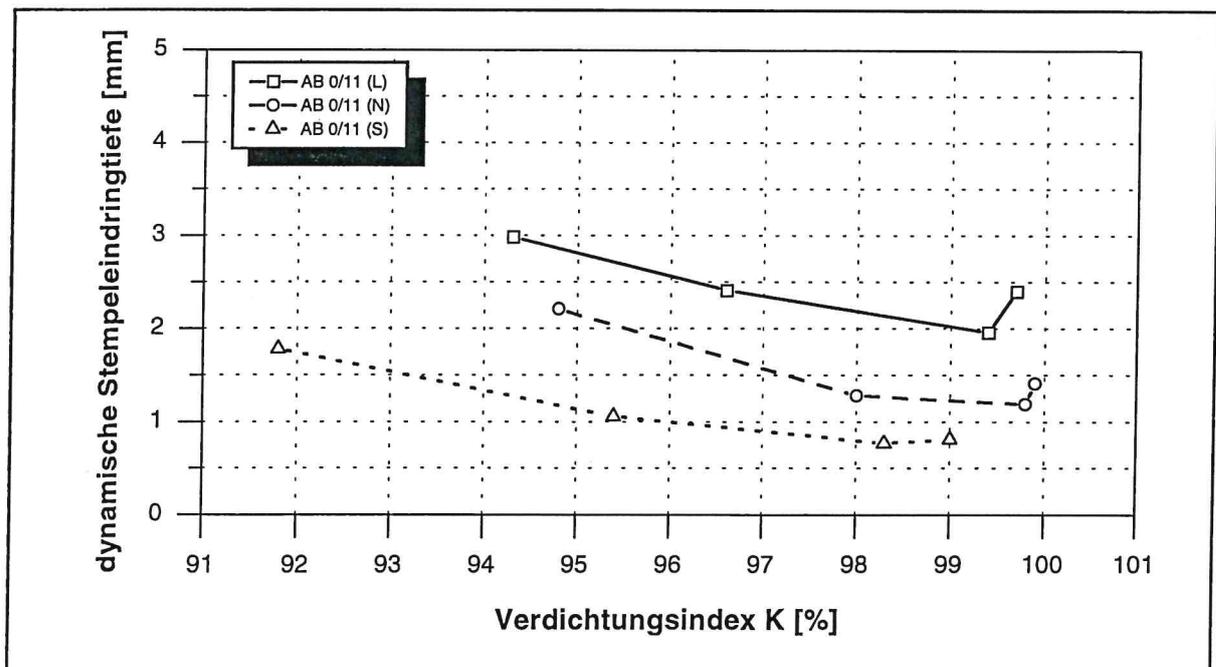


Abbildung 5.3a: Dynamische Stempeleindringtiefe der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobeplatten

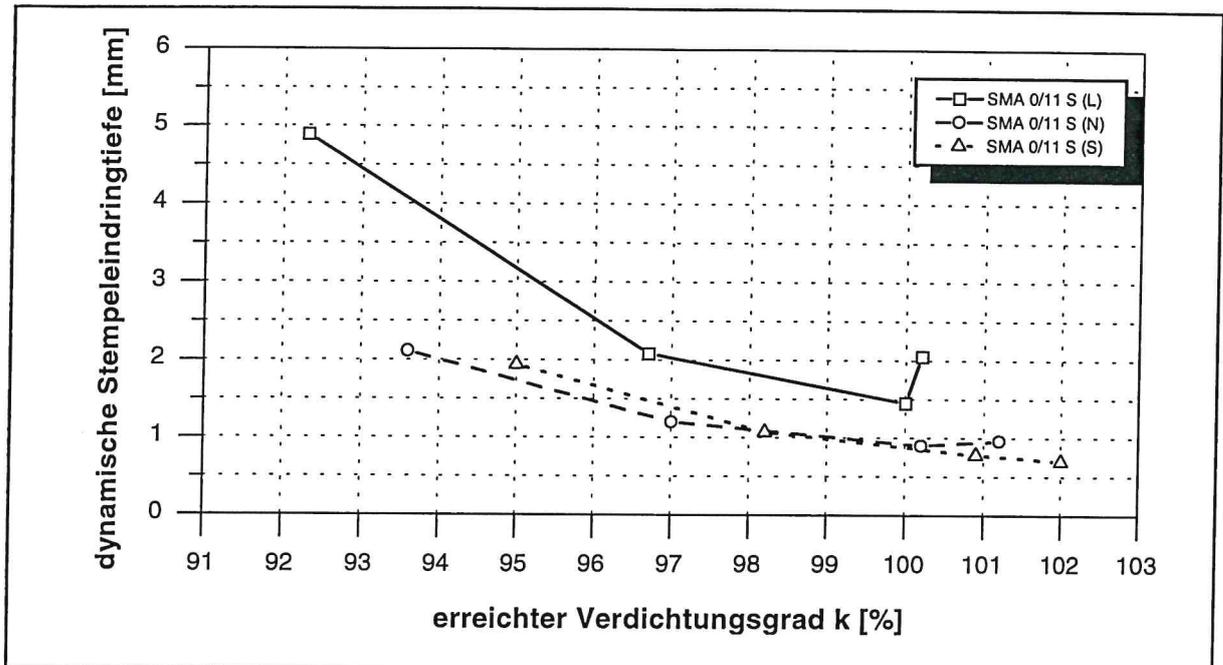


Abbildung 5.3b: Dynamische Stempeleindringtiefe der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobeplatten

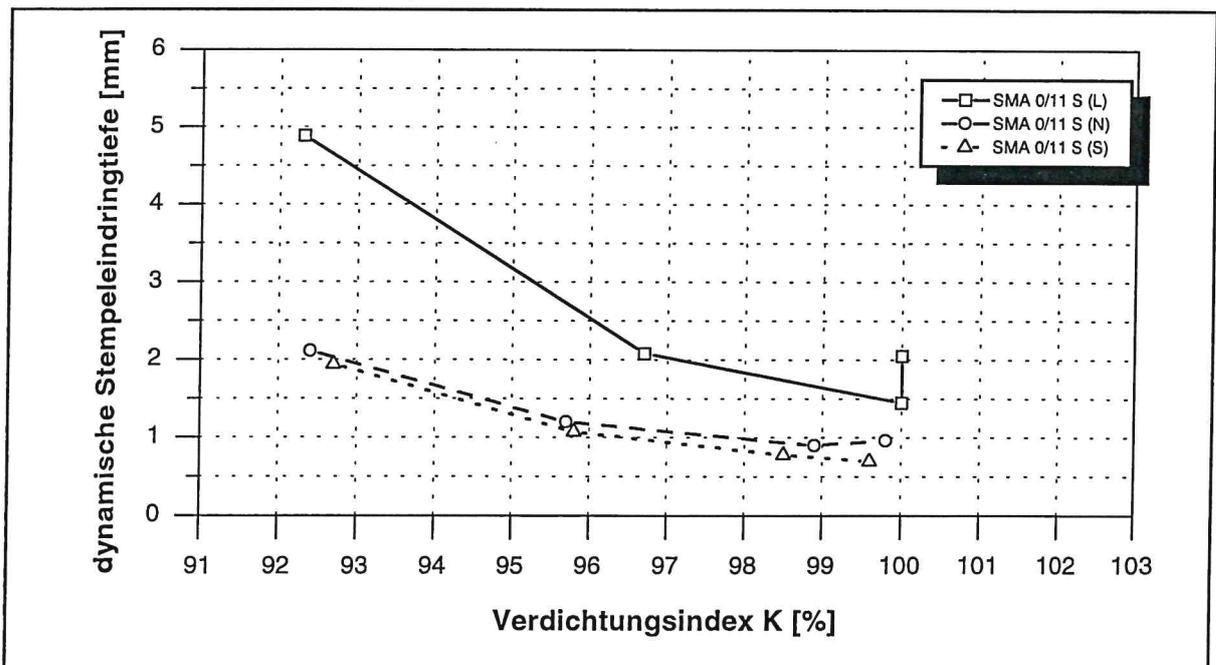


Abbildung 5.4a: Dynamische Stempfeindringtiefe der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobeplatten

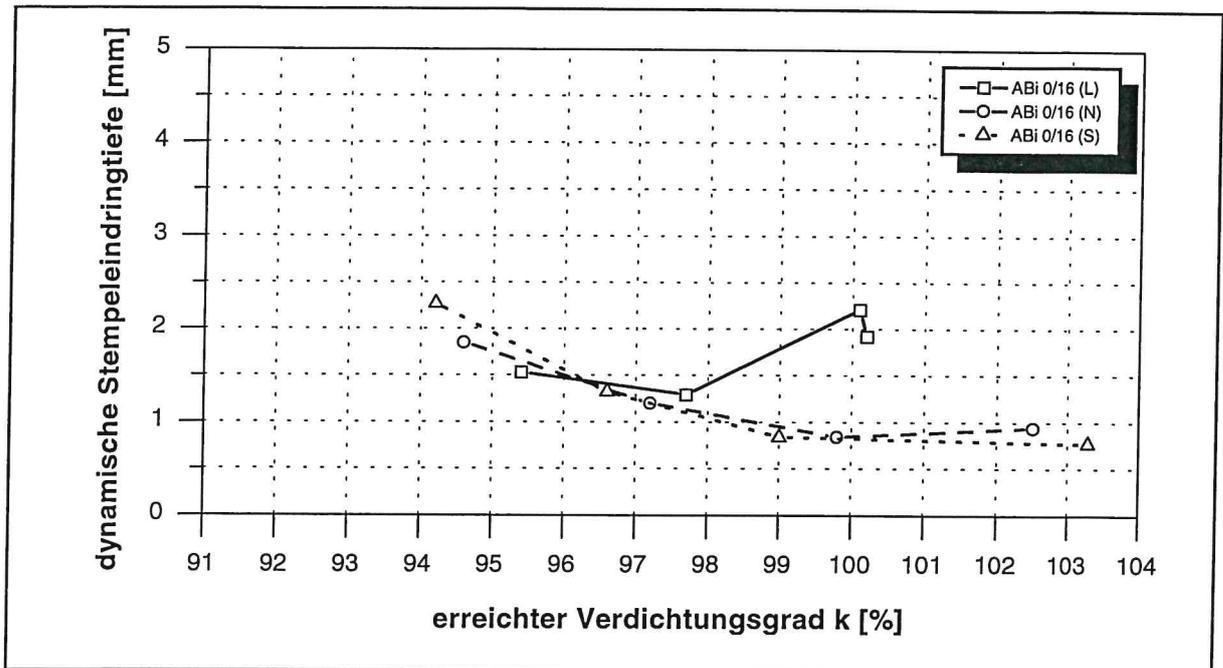


Abbildung 5.4b: Dynamische Stempfeindringtiefe der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobeplatten

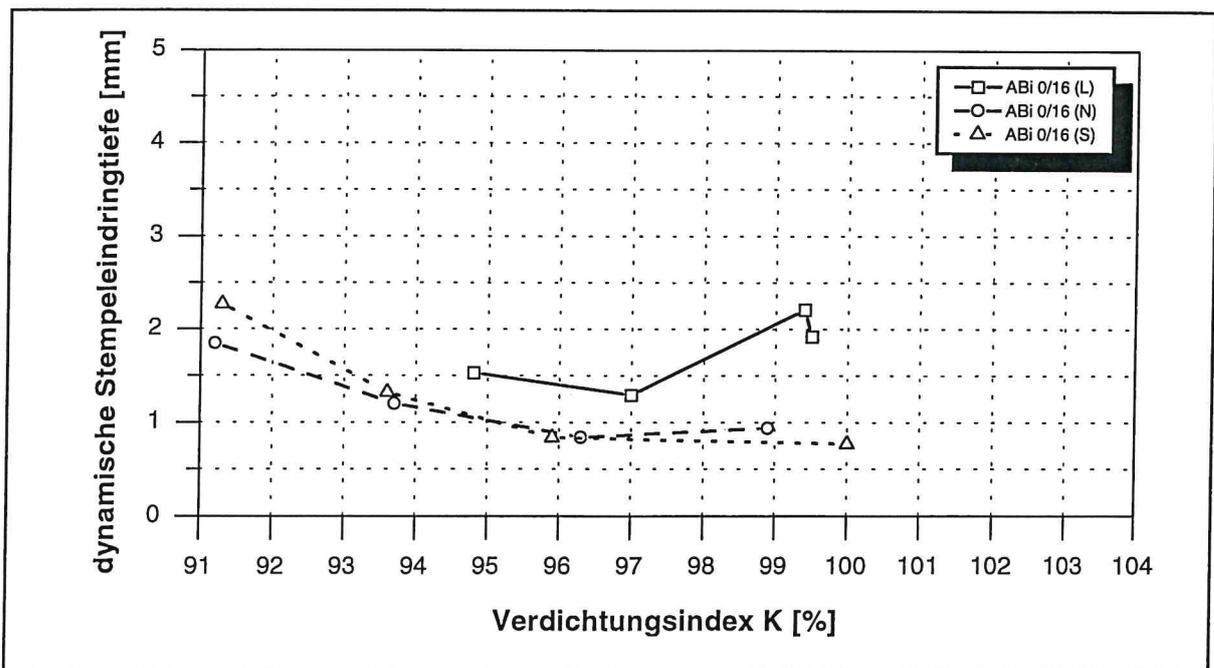


Abbildung 5.5a: Spurrinntiefe der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobeplatten

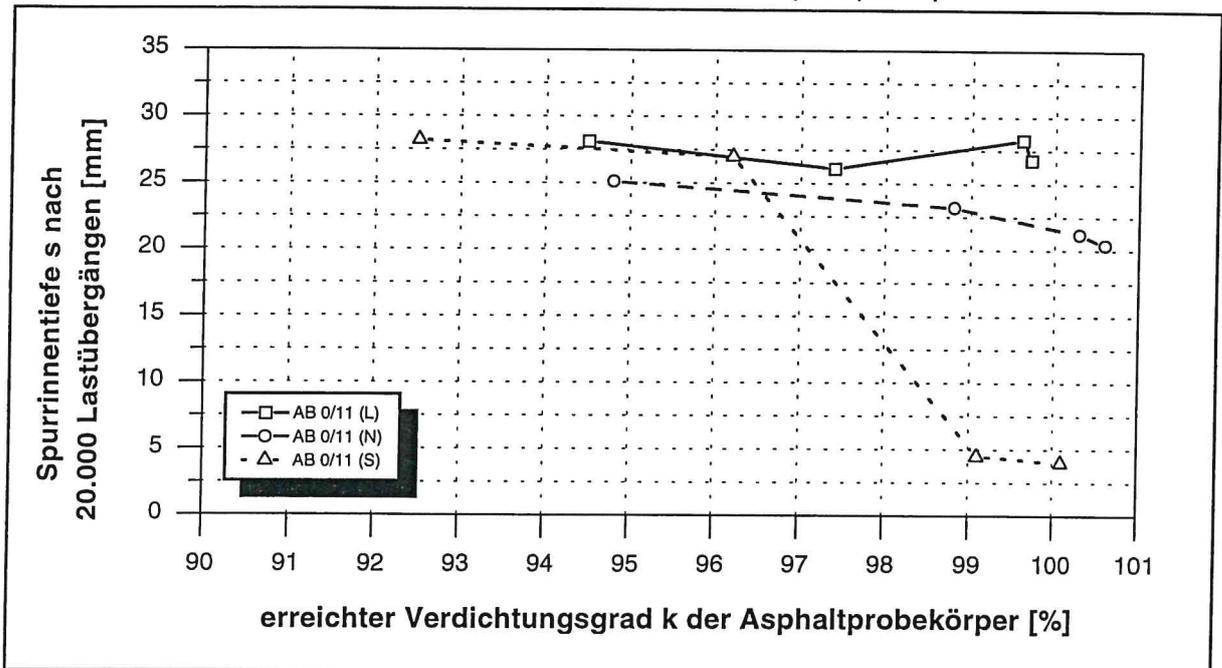


Abbildung 5.5b: Spurrinntiefe der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobeplatten

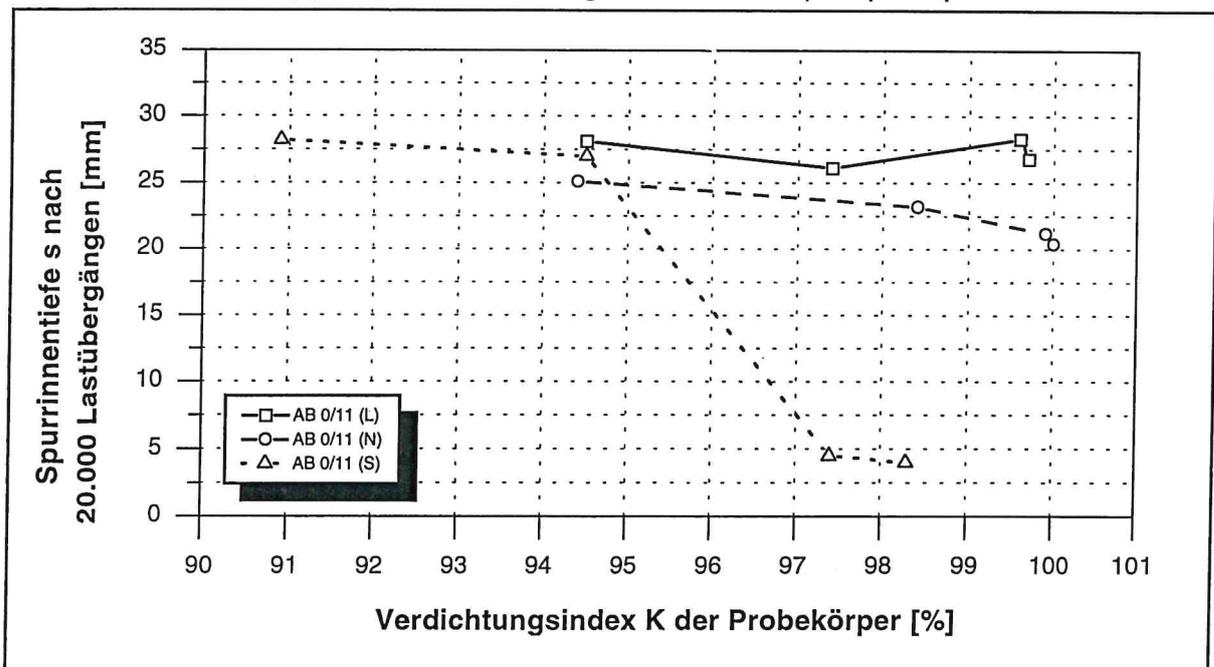


Abbildung 5.6a: Spurrinnentiefe der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad k der Asphaltprobeplatten

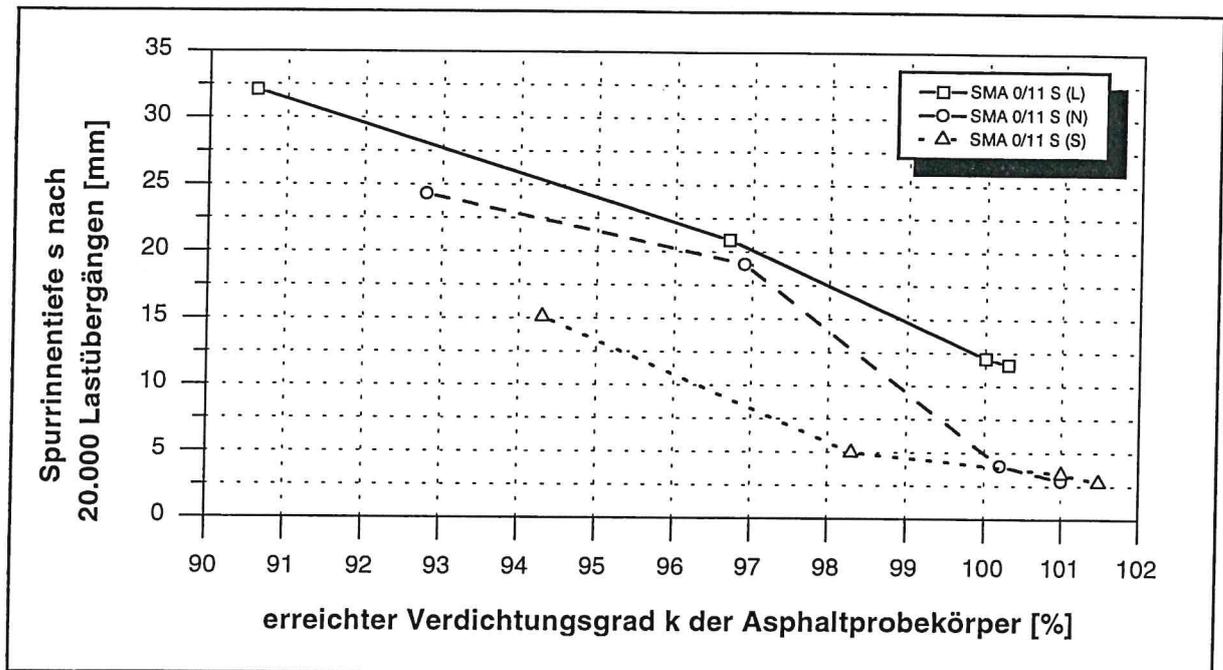


Abbildung 5.6b: Spurrinnentiefe der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex K der Asphaltprobeplatten

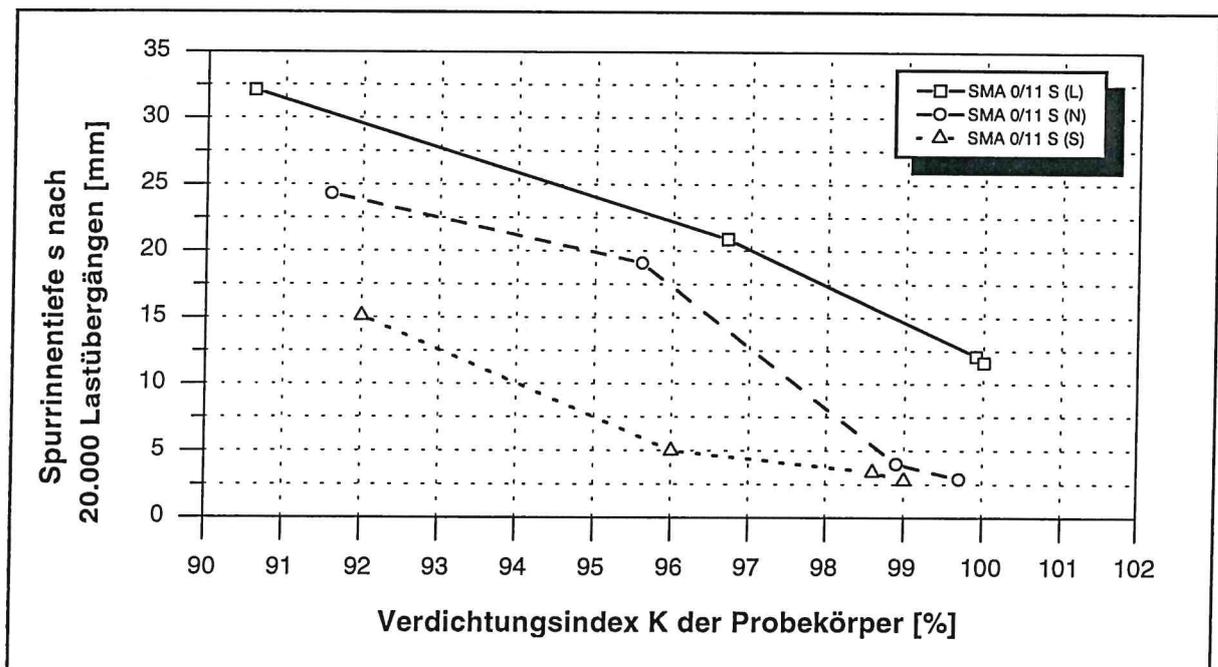


Abbildung 5.7a: Spurrinntiefe der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobekörpern

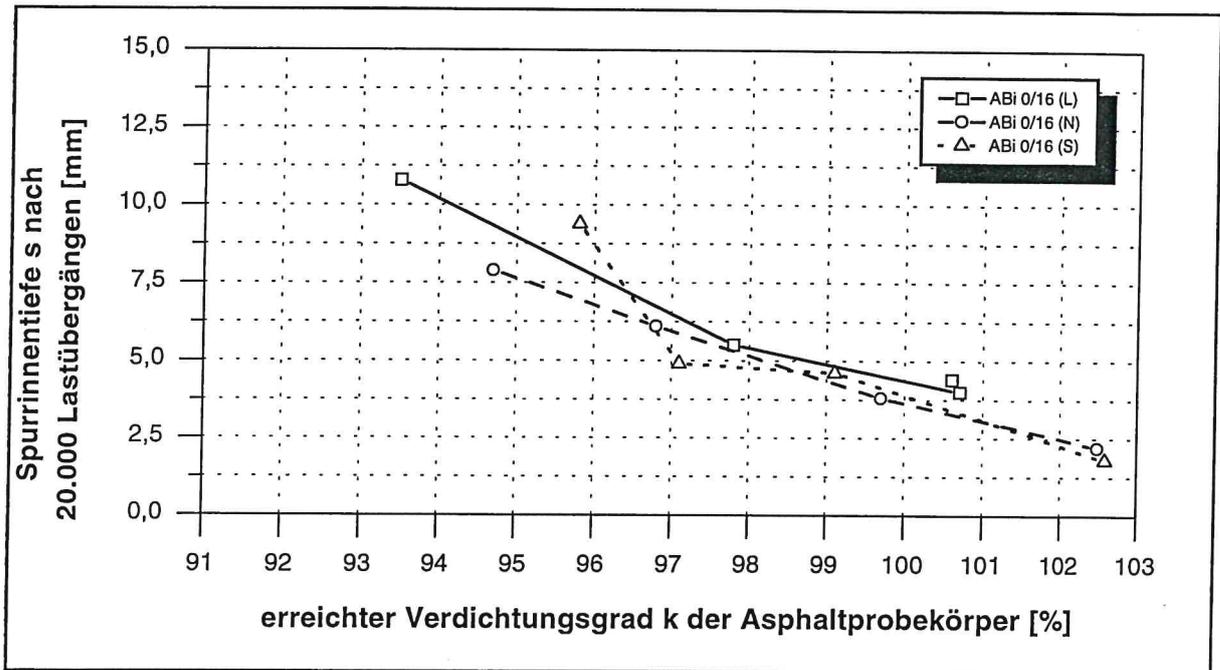
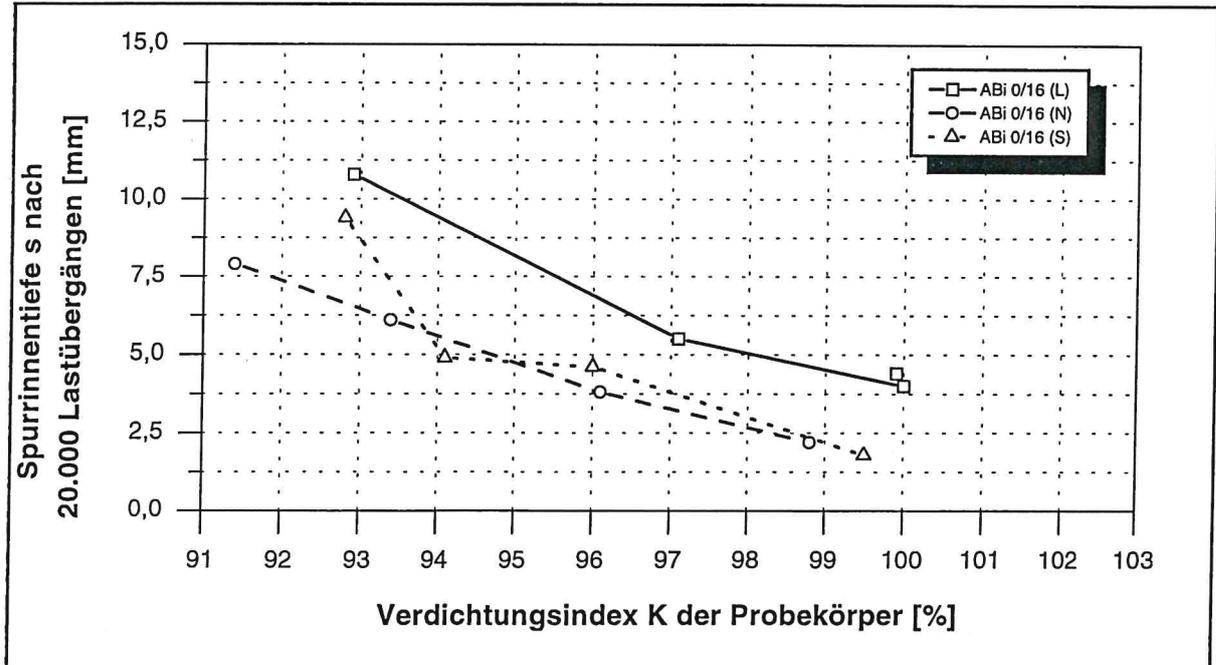


Abbildung 5.7b: Spurrinntiefe der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobekörpern



## 5.2.2 Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten

Die Abbildungen 5.8 bis 5.10 zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Zug-Schwellversuche zum Ermüdungsverhalten der untersuchten Asphalte.

Erwartungsgemäß zeigen die Darstellungen der Anzahl der ertragenen Lastwechsel in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  sowie vom Verdichtungsindex  $K$ , daß bei den Asphaltvarianten, bei denen die maximal erreichbare Raumdichte bereits am Marshall-Probekörper bei 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite erreicht wird, keine wesentlichen Unterschiede im Ermüdungsverhalten.

Bei den normal und schwer verdichtbaren Varianten aller drei Asphaltarten werden durch die bereits oben beschriebene Verschiebung der Kurven bei Verwendung des Verdichtungsindex  $K$  die Bereiche einer höheren Verdichtung erschlossen, was eine Zunahme der ertragenen Lastwechsel mit sich bringt.

Abbildung 5.8a: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobeplatten

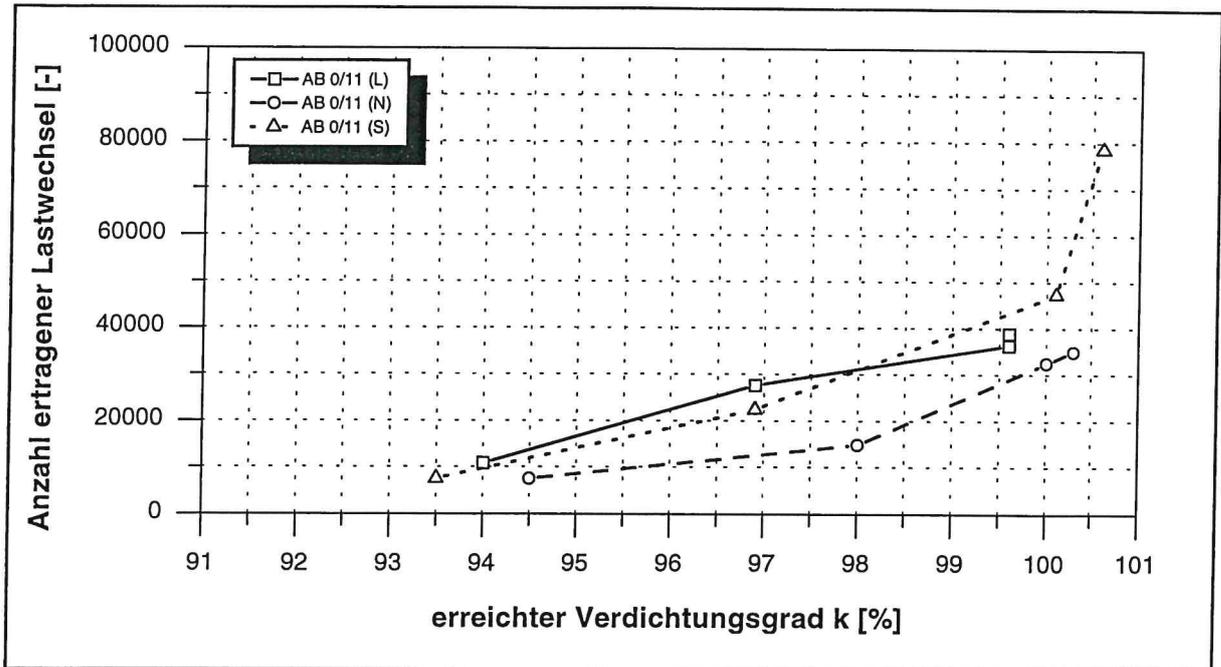


Abbildung 5.8b: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbetonvarianten 0/11 in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobeplatten

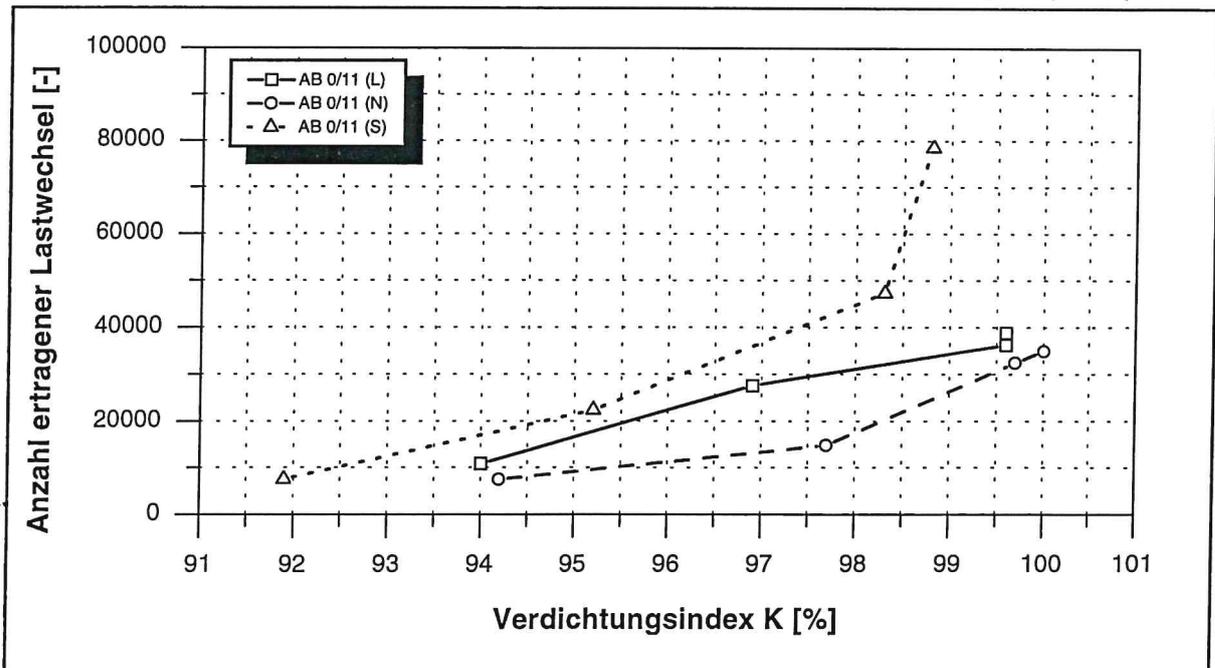


Abbildung 5.9a: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobenplatten

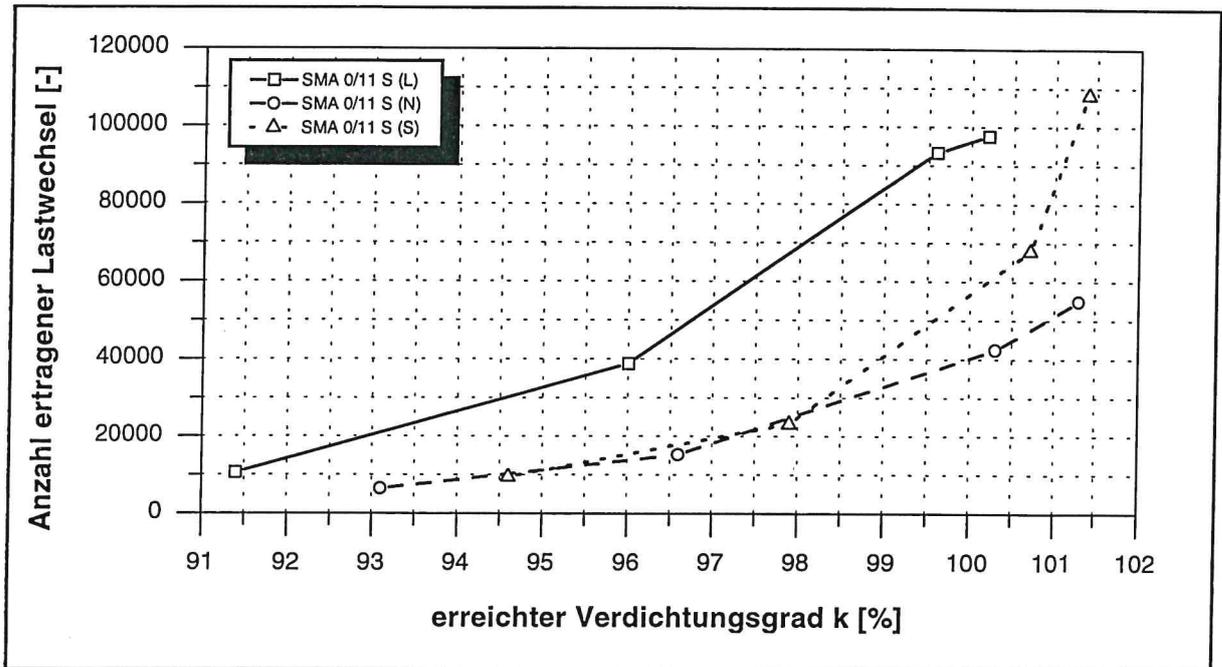


Abbildung 5.9b: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobenplatten

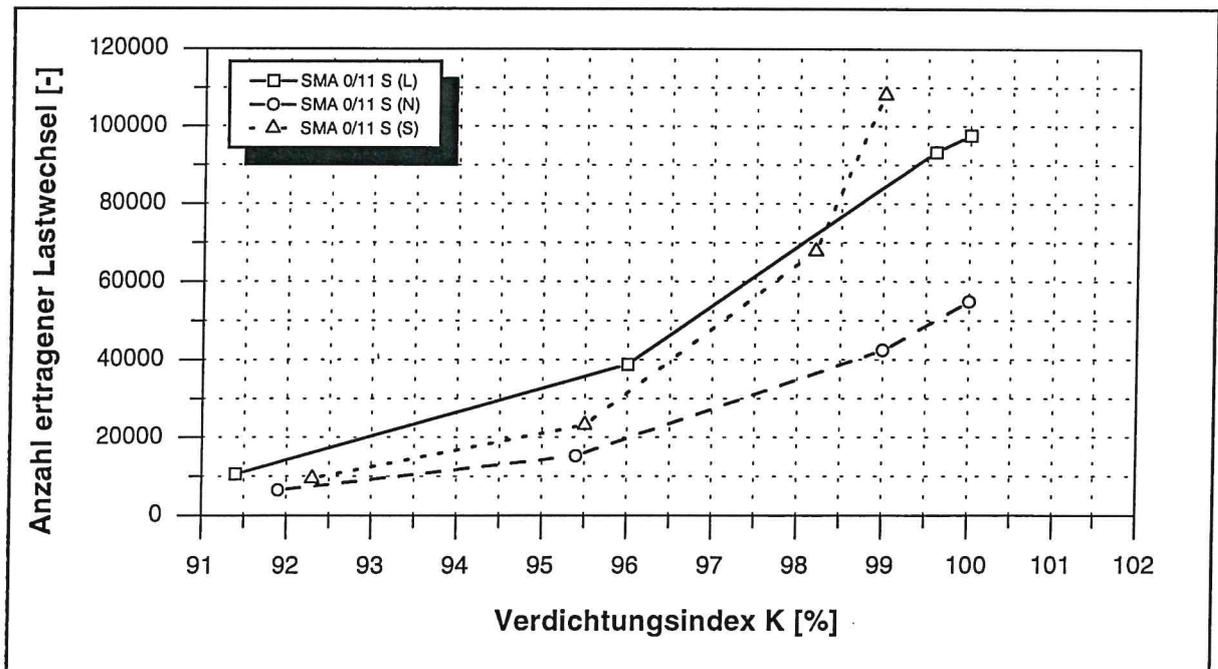


Abbildung 5.10a: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad  $k$  der Asphaltprobeplatten

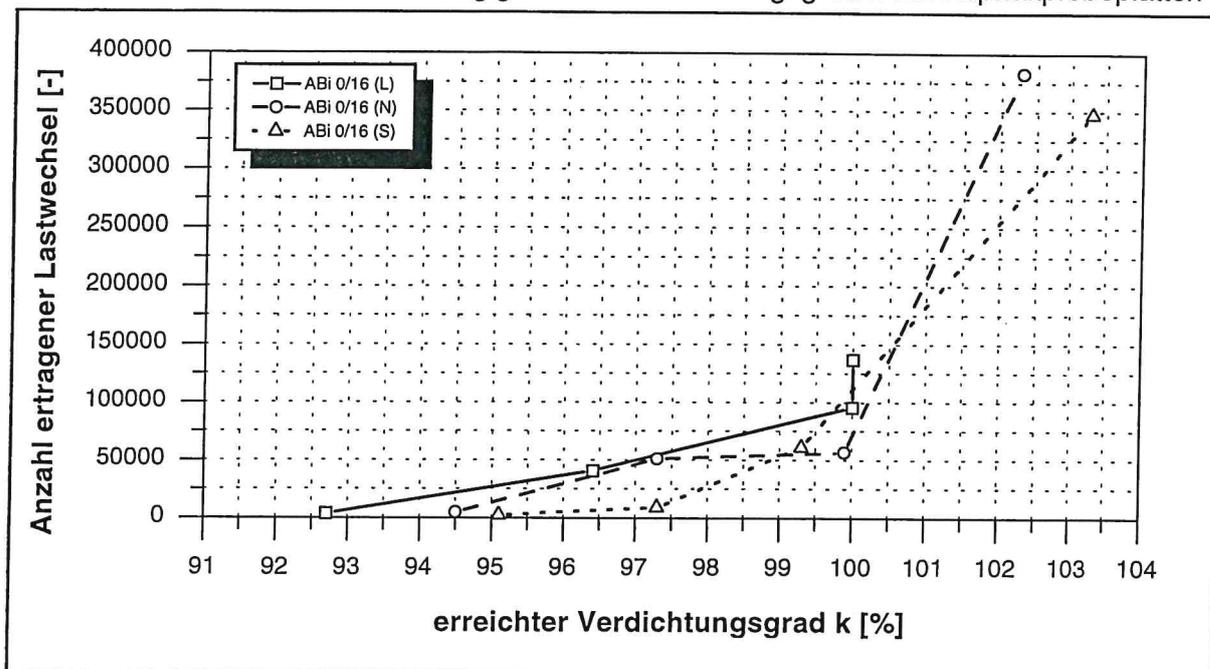
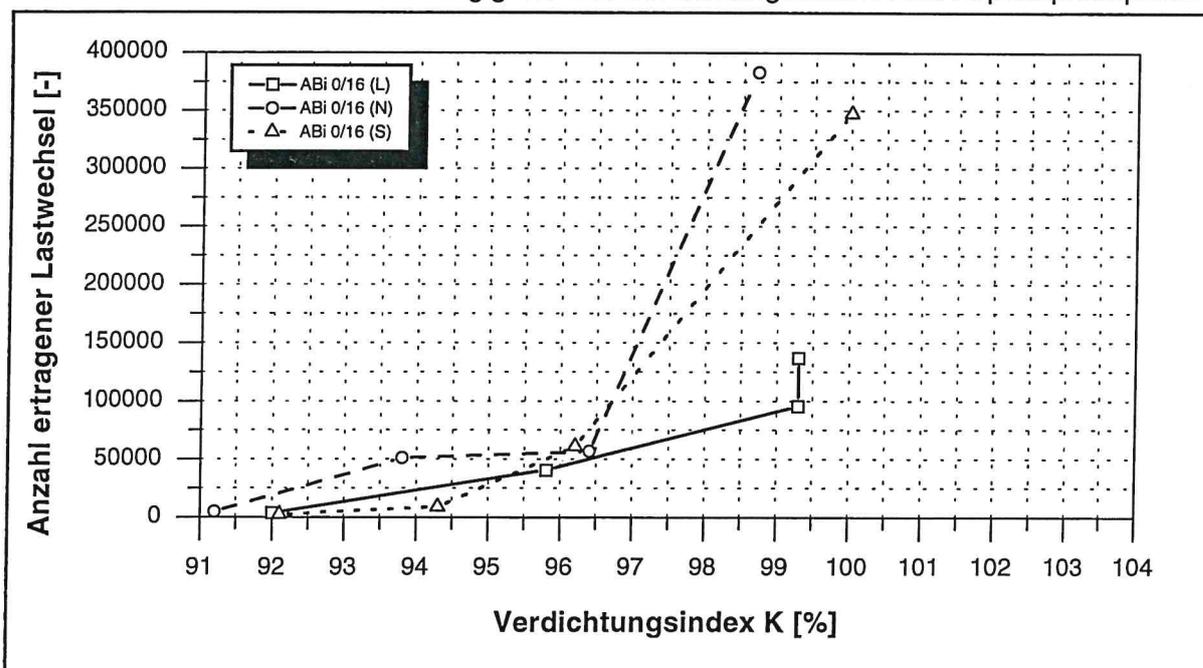


Abbildung 5.10b: Anzahl ertragener Lastwechsel der drei untersuchten Asphaltbindervarianten 0/16 in Abhängigkeit vom Verdichtungsindex  $K$  der Asphaltprobeplatten



### 5.2.3 Kommentierung der Ergebnisse

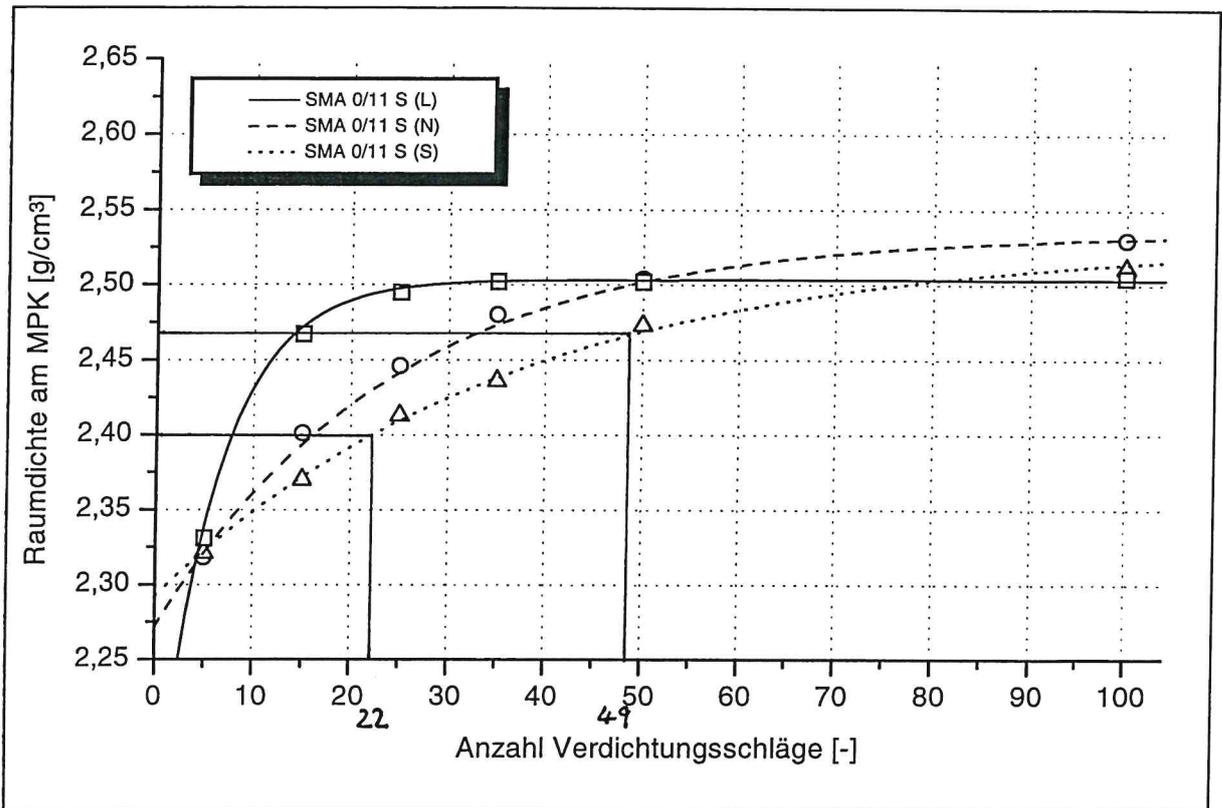
Die Ausführungen, in deutlich anschaulicherer Form aber auch die Abbildungen, zeigen, daß bei Anwendung des Verdichtungsindex  $K$  zur Beschreibung des erreichten Verdichtungslevels Verdichtungsgebiete von Asphaltfestigungen angesprochen werden können, bei denen die Asphalte zum Teil deutlich positiver auf Beanspruchungen reagieren. Das heißt, daß die mechanischen Eigenschaften bei diesen Dichteverhältnissen verbessert sind.

Der oben vorgenommene Vergleich bei nominell identischen Zahlenwerten für den Verdichtungsgrad  $k$  und den Verdichtungsindex  $K$  von jeweils 97 % bedeutet faktisch aber eine Verschärfung der Anforderungen, denn es wird bei der Verwendung des Verdichtungsindex  $K$  auf ein - abhängig von der jeweiligen Asphaltvariante - höheres Verdichtungslevel Bezug genommen. Dies hat bei den leicht verdichtbaren Asphaltvarianten keine Auswirkungen auf die Anforderungen. Bei den mutmaßlich schwerer verdichtbaren Varianten können dagegen das Verdichtungspotential und die damit verbundenen positiven Einflüsse auf die mechanischen Eigenschaften nutzbar gemacht werden.

Um die oben beschriebenen positiven Einflüsse aus der größeren Raumdichte erreichen zu können, ist es zweifellos notwendig, eine größere Verdichtungsarbeit sowohl bei der Herstellung von Bezugsprobekörpern als auch bei der Verdichtung auf der Baustelle durch Walzen zu leisten, da damit auf ein höheres Dichteniveau Bezug genommen wird. In Forschungsarbeiten und zahlreichen Veröffentlichungen zu diesem Themenkomplex wurden die theoretischen Grundlagen dazu ausführlich erläutert und auch praxisrelevante Anwendungsbeispiele zur Berechnung der erforderlichen Verdichtungsarbeit gegeben.

Am Beispiel der Splittmastixasphaltvariante 0/11 S (S) soll beispielhaft und vereinfacht gezeigt werden, inwieweit sich die zu leistende Verdichtungsarbeit verändert. Anschaulich kann dies an den Verdichtungskurven zur Bestimmung des Verdichtungswiderstandes  $C$  gezeigt werden (Abbildung 5.11). Die am normgerecht hergestellten Marshall-Probekörper erreichte Raumdichte beträgt  $2,469 \text{ g/cm}^3$ , die maximal erreichbare Raumdichte dieses Asphaltgemisches beträgt  $2,530 \text{ g/cm}^3$ . Um den Asphalt auf einen Verdichtungsgrad  $k$  von 97 % ( $2,395 \text{ g/cm}^3$ ) zu verdichten, sind rund 22 Schläge je Probekörperseite mit dem Marshall-Gerät notwendig. Zur Erzielung eines Dichteniveaus das einem Verdichtungsindex  $K$  von 97 % ( $2,454 \text{ g/cm}^3$ ) entspricht, sind hingegen rund 49 Schläge je Probekörperseite notwendig. Es muß also gut die doppelte Verdichtungsarbeit geleistet werden.

Abbildung 5.11: Raumdichte der drei untersuchten Splittmastixasphaltvarianten 0/11 S in Abhängigkeit von der Anzahl der Verdichtungsschläge je Probekörperseite



## 6 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse und Schlußfolgerungen

### 6.1 Zusammenfassung

Ziel der durchgeführten Untersuchungen war es, die Auswirkungen unterschiedlicher Verdichtungsgrade auf die Nutzungsdauer von Asphaltsschichten quantitativ zu beschreiben. Besondere Bedeutung sollte dabei den Asphalteigenschaften in den Grenzbereichen der Verdichtung zukommen. Es war der Frage nachzugehen, wo die Grenze einer Unterverdichtung liegt und ob es eine Überverdichtung gibt, bei der die Asphalteigenschaften negativ beeinflusst werden und bei welchem Dichteniveau diese beginnt. Da der zur Zeit im Technischen Regelwerk verankerte Verdichtungsgrad  $k$  auf die Raumdichte des gemäß Norm mit 50 Schlägen je Probekörperseite hergestellten Marshall-Probekörpers Bezug nimmt, war kritisch zu überprüfen, ob nicht der Verdichtungsindex  $K$  als Maßzahl zur Beschreibung für die optimale Verdichtung vorteilhafter anzuwenden ist, denn der Verdichtungsindex nimmt Bezug auf die theoretisch maximal erreichbare Raumdichte des Asphaltmischgutes.

Weiterhin sollte untersucht werden, ob der im Laboratorium relativ schnell und einfach zu bestimmende Verdichtungswiderstand geeignet ist, einen Beitrag zur Beurteilung der Verformungseigenschaften von Walzasphalten zu leisten.

Das Untersuchungsprogramm umfaßte die vier Asphaltarten:

- Asphaltbeton 0/11,
- Splittmastixasphalt 0/11 S,
- Asphaltbinder 0/16 sowie
- Offenporiger Asphalt 0/8.

Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder wurden jeweils in den drei Variationen leicht, normal und schwer verdichtbar hergestellt. Die Differenzierung erfolgte durch den Verdichtungswiderstand  $D$ .

Beim Offenporigen Asphalt wurden zwei Varianten untersucht.

Die Zusammensetzung der Asphalte wurde nach den ZTV Asphalt-StB 94 bzw. nach dem Merkblatt für den Bau offenporiger Asphaltdeckschichten vorgenommen. Als Zielgröße ist in der Eignungsprüfung auf den Hohlraumgehalt  $H'_{\text{bit}}$  hin asphalt- und variantenabhängig optimiert worden.

Die benötigten prismatischen Probekörper und Bohrkernscheiben wurden aus walzsektor verdichteten Asphaltprobepplatten mit weitgehend praxisadäquaten mechanischen Eigenschaften gesägt. Um die angestrebte systematische Variation des Verdichtungsgrades bei der Plattenherstellung realisieren zu können, wurden sowohl die

Anzahl der Walzübergänge im Walz-Sektor-Verdichtungsgerät als auch die Maximalkraft der Verdichtung in Vorversuchen für jede Asphaltvariante individuell optimiert.

Das Untersuchungsprogramm für den Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder umfaßte Versuche

- zur Ansprache des Verformungsverhaltens bei Wärme
  - dynamischer Stempeleindringversuch
  - Spurbildungsversuch
- zum Verhalten bei tiefen Temperaturen
  - Zugversuch
  - Abkühlversuch
- zur Ermüdungsbeständigkeit
  - dynamischer Zug-Schwellversuch
- zu den Verdichtungseigenschaften
  - Verdichtungswiderstand C und D

Da Standfestigkeitsprobleme beim Offenporigen Asphalt als untergeordnet angesehen werden können, ist bei dieser Asphaltart nur das Verhalten bei tiefen Temperaturen untersucht worden.

Die Versuche zum Verformungsverhalten wurden für alle Asphaltvarianten unter einheitlichen Prüfbedingungen durchgeführt. Die Prüftemperatur betrug bei beiden Versuchstypen 50 °C.

Im dynamischen Stempeleindringversuch wurde die Belastung von  $\sigma = 0,8 \text{ N/mm}^2$  mit einer Frequenz von 10 Hz aufgebracht.

Im Spurbildungstest erfolgte die Klimatisierung und Prüfung der Probepplatten im Luftbad, damit mögliche Affinitätsmängel infolge Wassereinwirkung – insbesondere bei den gering verdichteten Probekörpern – die Verformungskennwerte nicht überlagern.

Die einaxialen Zugversuche sind bei den Temperaturen + 20 °C, + 5 °C, - 10 °C und - 25 °C durchgeführt worden. Aus den erhaltenen Meßwerten wurden dann mittels Approximation durch kubische Splines die charakteristischen Zugfestigkeitskurven bestimmt.

Die Abkühlversuche wurden mit einer Abkühlrate von  $\Delta T = - 10 \text{ K/h}$  durchgeführt.

Die Zugfestigkeitsreserve wurde aus den Ergebnissen der Zug- und Abkühlversuche als Differenz aus Zugfestigkeit und thermisch induzierter Zugspannung berechnet.

Für die ebenfalls ermittelten Materialkennwerte Bruchdehnung und Bruchtemperatur hat es sich gezeigt, daß diese Größen hinsichtlich der Abstufung durch den Verdich-

tungsgrad  $k$  keine für eine systematische statistische Auswertung notwendige Spreizung aufwies und deshalb für die Auswertung nicht weiter in Betracht gezogen wurden.

Mittels kraftgeregelter dynamischer Zug- Schwellversuche erfolgte die Ansprache des Ermüdungsverhaltens der Asphalte bei einer Temperatur von 0 °C. Die Prüfungen wurden für sämtliche Probekörper einer Asphaltvariante unabhängig vom Verdichtungsgrad mit der gleichen Belastung durchgeführt. Maßgebend für die Unter- spannung der Schwellbelastung war die für jede Asphaltvariante aus den Abkühlver- suchen der jeweiligen Probekörper mit einem Verdichtungsgrad von 100 % ermittelte Spannung. Die Oberspannung wurde durch Addition der abkühlbedingten Zugspan- nung und der mechanogenen Spannung bestimmt. Die mechanogenen Spannungen sind asphalt- und systemabhängig in Anlehnung an das Bemessungsprogramm BISAR bestimmt worden.

Der Verdichtungswiderstand C und D wurde zur Charakterisierung der Asphalte und zur späteren Abschätzung der Verformungseigenschaften gemäß der „Arbeitsanlei- tung für die Bestimmung des Verdichtungswiderstandes mit dem Marshall – Verdich- tungsgerät“ bestimmt.

Die Untersuchungsergebnisse wurden mittels statistischer Verfahren ausgewertet. Mit Hilfe von Varianzanalysen der dreifachen Klassifikation mit den Parametern As- phaltart, Asphaltvariante und Verdichtungsgrad wurde festgestellt, daß der Verdich- tungsgrad in der Regel den größten Beitrag zur Gesamtvariabilität der jeweils unter- suchten Eigenschaft leistet. An zweiter Stelle wurde der Einfluß aus der Asphaltart als ursächlich ermittelt.

Aus Plausibilitätsüberlegungen heraus wurden im Anschluß an diese Auswertungen Varianzanalysen der zweifachen Klassifikation mit den Parametern Asphaltvariante und Verdichtungsgrad durchgeführt. Die Ergebnisse daraus haben für einige Teilbe- reiche des untersuchten Verdichtungsbereiches von rund 94 % bis zum maximal er- reichten Verdichtungsgrad einen zum Teil deutlichen Einfluß des Verdichtungsgra- des auf die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Asphalte erkennen las- sen.

Mit Hilfe multipler Mittelwertvergleiche und modifizierten LSD-Tests wurde ermittelt, inwieweit die Erhöhung des Verdichtungsgrades in den genannten Stufen signifikante Verbesserungen bzw. Verschlechterungen der untersuchten Asphalteigenschaften zur Folge hatte.

Die wesentlichen Untersuchungsergebnisse sind in den Tabellen 6.1 bis 6.3 für den Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder zusammengefaßt.

Die Diagramme weisen für die jeweiligen Versuchstypen gleiche Skalierungen auf, was eine Gegenüberstellung vereinfacht. Es sei hier aber noch einmal ausdrücklich darauf hingewiesen, daß eine Vergleichbarkeit der Asphaltarten untereinander aufgrund der stark unterschiedlichen kompositionellen Merkmale nicht durchgeführt werden kann. Wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln erläutert, darf ein Vergleich der einzelnen Varianten einer Asphaltart untereinander ebenfalls nur unter Berücksichtigung der individuellen Randbedingungen erfolgen.

Tabelle 6.1: Zusammenfassende Darstellung der wesentlichen Untersuchungsergebnisse am Asphaltbeton 0/11

Asphaltbeton 0/11	
Verdichtungs- widerstand C	
Zugfestigkeit (z.B. T = -10 °C)	
Dynamische Zug-Schwell- versuche	
Dynamische Stempel- eindring- versuche	

Tabelle 6.2: Zusammenfassende Darstellung der wesentlichen Untersuchungsergebnisse am Splittmastixasphalt 0/11 S

Splittmastixasphalt 0/11 S	
Verdichtungs- widerstand C	<p>Legend: SMA 0/11 S (L) (solid line, squares), SMA 0/11 S (N) (dashed line, circles), SMA 0/11 S (S) (dotted line, triangles)</p>
Zugfestigkeit (z.B. T = -10 °C)	<p>Legend: T = -10 °C, SMA 0/11 S (L) (solid line, squares), SMA 0/11 S (N) (dashed line, circles), SMA 0/11 S (S) (dotted line, triangles)</p>
Dynamische Zug-Schwell- versuche	<p>Legend: SMA 0/11 S (L) (solid line, squares), SMA 0/11 S (N) (dashed line, circles), SMA 0/11 S (S) (dotted line, triangles)</p>
Dynamische Stempel- eindring- versuche	<p>Legend: SMA 0/11 S (L) (solid line, squares), SMA 0/11 S (N) (dashed line, circles), SMA 0/11 S (S) (dotted line, triangles)</p>

Tabelle 6.3: Zusammenfassende Darstellung der wesentlichen Untersuchungsergebnisse am Asphaltbinder 0/16

Asphaltbinder 0/16	
Verdichtungs- widerstand C	
Zugfestigkeit (z.B. T = -10 °C)	
Dynamische Zug-Schwell- versuche	
Dynamische Stempel- eindring- versuche	

## 6.2 Schlußfolgerungen

Insgesamt können aus den Untersuchungsergebnissen folgende Schlußfolgerungen abgeleitet werden:

- **Die einzelnen Asphalte bzw. Asphaltvarianten können durch den Verdichtungswiderstand klassifiziert werden.**

Die Darstellungen in den Tabellen 6.1 bis 6.3 zeigen deutlich den unterschiedlichen Krümmungsverlauf der Verdichtungsfunktion.

Bei den leicht und einigen normal verdichtbar rezeptierten Varianten des untersuchten Asphaltbetons, Splittmastixasphaltes und Asphaltbinders ist die theoretisch maximal erreichbare Raumdichte nach 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite mit dem Marshall-Verdichtungsgerät erreicht.

Bei den schwer und übrigen normal verdichtbaren Varianten wird die theoretisch maximal erreichbare Raumdichte z.T. erst nach deutlich mehr als 75 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite erreicht. Diese Asphaltvarianten, die nach derzeit geltenden Vorschriften bei 50 Schlägen je Probekörperseite einen Verdichtungsgrad von 100 % aufweisen, können bei einer Steigerung der Verdichtungsarbeit noch eine deutliche Zunahme der Raumdichte erfahren.

- **Die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Walzasphalte werden durch den Verdichtungsgrad beeinflusst. Der den Untersuchungen zugrunde gelegte Verdichtungsbereich zwischen 94 % Verdichtungsgrad und maximal erreichbarer Verdichtung kann in unterschiedliche Bereiche unterteilt werden.**

Die Grenze zwischen den beiden Bereichen kann nicht für alle untersuchten Asphalte und Asphaltvarianten allgemeingültig gezogen werden. Es muß vielmehr eine Differenzierung hinsichtlich der Verdichtungseigenschaften der untersuchten Asphalte getroffen werden.

Zum einen ist eine Unterscheidung hinsichtlich der Verdichtungseigenschaften der Asphalte - also nach der Asphaltvariante - zu treffen, zum anderen läßt sich eine Abhängigkeit vom Versuchstyp und damit von der Art der Beanspruchung (Zug / Druck) erkennen.

- **Der Widerstand gegenüber Verformungen wird durch eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 100 % verbessert.**

Bei allen untersuchten Asphaltarten und deren Varianten zeigt sich - bis auf eine Ausnahme beim leicht verdichtbaren Asphaltbinder 0/16 - eine Verringerung der dynamischen Stempel Eindringtiefe. Diese Verbesse-

rung des Widerstandes gegenüber bleibenden Verformungen ist bis auf wenige Ausnahmen statistisch signifikant.

Eine Erhöhung des Verdichtungsgrades von 100 % bis zum maximal erreichten Verdichtungsgrad bewirkt bei den mutmaßlich weniger standfesten Asphaltvarianten, d.h. den leicht und normal verdichtbaren Varianten des Splittmastixasphaltes und Asphaltbinders sowie den Varianten des Asphaltbetons, wieder eine leichte Verschlechterung im Verhalten gegenüber Verformungen.

Bei den schwer verdichtbaren Varianten des Splittmastixasphaltes und Asphaltbinders ist dagegen auch über 100 % Verdichtungsgrad hinaus eine leichte Verbesserung der Verformungseigenschaften festzustellen. Eine statistische Signifikanz der Ergebnisse ist hier nicht gegeben.

- **Das Verhalten der Asphalte gegenüber tiefen Temperaturen wird durch eine Erhöhung des Verdichtungsgrades über den gesamten untersuchten Bereich positiv beeinflusst.**

Im Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen läßt sich bei einer Erhöhung des Verdichtungsgrades von 97 % bis zu einem Verdichtungsgrad von rund 100 % unabhängig von der Asphaltvariante eine verhältnismäßig stärkere Verbesserung der Eigenschaften feststellen als bei den Untersuchungen zum Verformungsverhalten. Anschaulich kann dies aus den unterschiedlichen Steigungen der Kurven (Knickpunkt bei rund 97 % Verdichtungsgrad) entnommen werden. Diese gefundene Verbesserung der Eigenschaften bei tiefen Temperaturen ist in der Mehrzahl der Fälle statistisch signifikant.

- **Die Ermüdungsbeständigkeit wird durch eine Erhöhung des Verdichtungsgrades über den gesamten untersuchten Bereich positiv beeinflusst.**

Bei der Erhöhung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 100 % gelten hier grundsätzlich auch die zum Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen getroffenen Aussagen. Die Zunahme der ertragbaren Lastwechsel bei einer Erhöhung des Verdichtungsgrades in diesem genannten Bereich ist ebenfalls in der überwiegenden Zahl der Fälle signifikant.

Die Ermüdungsbeständigkeit wird im Bereich von 100 % Verdichtungsgrad bis zum maximal erreichten Verdichtungsgrad bei den mutmaßlicher schwerer verdichtbaren Varianten zum Teil signifikant verbessert.

- **Das Verhalten des Offenporigen Asphaltes gegenüber tiefen Temperaturen unterscheidet sich im wesentlichen nicht von dem der übrigen untersuchten Asphalte. Hinsichtlich der Abhängigkeit der**

**Zugfestigkeit vom Verdichtungsgrad lassen sich die gleichen Schlußfolgerungen ableiten, nämlich daß eine Erhöhung des Verdichtungsgrades eine Zunahme der Zugfestigkeit zur Folge hat.**

Grundsätzlich befinden sich die Werte für die Zugfestigkeit des Offenporigen Asphalttes auf einem - absolut gesehen - deutlich geringeren Niveau als die der anderen untersuchten Walzasphalte. Dies ist aus physikalischer Sicht insofern plausibel, da durch den großen Hohlraumgehalt von annähernd 24 Vol.-% die für die Kraftübertragung nutzbare Fläche deutlich geringer ist als bei den herkömmlichen Asphaltten.

1) Zur Diskussion der Frage der Grenze einer Unterverdichtung:

Die gefundenen Ergebnisse lassen die Schlußfolgerung zu, daß die in den ZTV Asphalt bzw. dem Merkblatt für den Bau offenporiger Asphaltdeckschichten aus empirischen Überlegungen heraus gezogene untere Grenze von 97 % Verdichtungsgrad richtig ist. Hinsichtlich des Verhaltens der Asphaltte gegenüber Verformungen, tiefen Temperaturen sowie Dauerbeanspruchungen aus Verkehrslasten befindet man sich immer auf der „sicheren Seite“. Die Steigerung des Verdichtungsgrades von 94 % auf 97 % bewirkt in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle eine signifikante Verbesserung der jeweiligen Eigenschaft. Da eine engere Auflösung dieses Bereich im Rahmen des Forschungsvorhabens nicht vorgesehen war, sind Aussagen, ob bei einigen Asphaltvarianten auch Verdichtungsgrade  $k$  von weniger als 97 % ausreichend sein können, nicht möglich.

Die Untersuchungen haben weiterhin aber auch gezeigt, daß durch eine Erhöhung des Verdichtungsgrades auf rund 100 % bei einigen Asphaltten - insbesondere den mutmaßlich schwer verdichtbaren - eine Verbesserung der Eigenschaften erreicht werden kann. Hier wäre also zu überlegen, inwieweit die Forderung nach einer Anhebung der in den zur Zeit geltenden Vorschriften festgesetzten Grenzwerte gerechtfertigt erscheint. (Die Schaffung eines Konsens hierüber obliegt den am Bau bzw. Bauvertrag beteiligten Vertragspartnern.)

Die Untersuchungsergebnisse beziehen sich auf den Verdichtungsgrad der untersuchten Probekörper, d.h. der Verdichtungsgrad  $k$ , der mittels Tauchwägung bestimmt wurde. Für die Auswertung wurde dieser Verdichtungsgrad zugrundegelegt. Etwaige Toleranzen, wie sie in der Praxis beim Einbau von Asphalt vorgehalten werden, sind nicht berücksichtigt worden.

2) Zur Diskussion der Frage einer schädlichen Überverdichtung:

Die Beantwortung der Fragestellung, ob es eine schädliche Überverdichtung im Bereich der Asphaltverdichtung gibt und bei welchem Niveau diese anzusetzen ist, kann aus den Untersuchungsergebnissen nicht allgemeingültig abgeleitet werden. Hier ist eine Differenzierung nach den Verdichtungseigenschaften zwischen den einzelnen Asphaltten und Asphaltvarianten unumgänglich.

Aus den Ergebnissen läßt sich weiter ableiten, daß eine durch „zu hohe Verdichtung“ verursachte schädliche Wirkung nur bei den Versuchen zum Verformungsverhalten auftreten kann. Aufgrund physikalischer Zusammenhänge (Kraftübertragung innerhalb der Asphaltprobekörper) muß daher eine Unterscheidung nach der Belastungsart - in diesem Falle Druckbelastung- vorgenommen werden. So wird es möglich, das bei den mutmaßlich leichter verdichtbar rezeptierten Asphaltvarianten festzustellende Optimum bei einem Verdichtungsgrad im Bereich von rund 100 % zu erklären. Bei den Zugversuchen sowie den dynamischen Zug-Schwellversuchen ist dieses Optimum nicht zu erkennen. Bei den schwerer verdichtbaren Asphaltvarianten zeigen die Untersuchungsergebnisse, daß ein solches Optimum auch im Verformungsverhalten nicht auftritt. Die Steigerung des Verdichtungsgrades bis hin zum maximal erreichten Wert bewirkt weder bei den Versuchen zum Verformungsverhalten noch bei den Versuchen zum Verhalten gegenüber tiefen Temperaturen oder wiederholten Beanspruchungen Anzeichen einer Verschlechterung der Eigenschaften.

3) Zur Diskussion der Frage der Verwendung des Verdichtungsindex K:

Die Frage, ob nicht anstelle des in dem Technischen Regelwerk verankerten Verdichtungsgrades  $k$  - beruhend auf DIN 1996, Teil 4, Herstellung von Probekörpern - zweckmäßigerweise der Verdichtungsindex  $K$  - als eine die Materialeigenschaften berücksichtigende und nicht per Konvention festgelegte Größe - anzuwenden ist, ist ebenfalls nicht generell zu beantworten.

Unter Berücksichtigung der Verdichtungseigenschaften der leicht verdichtbaren Asphaltvarianten kann gesagt werden, daß für diese eine Beschreibung der Anforderungen zum Verformungsverhalten durch den Verdichtungsgrad  $k$  ausreichend ist. Diese Asphalte erreichen ihre maximal erreichbare Raumdichte bereits am nach Norm mit 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite verdichteten Marshall-Probekörper.

Die Beschreibung der Anforderungen durch den Verdichtungsgrad erscheint bei den schwerer verdichtbaren Asphaltvarianten auf den ersten Blick als ausreichend. Die Untersuchungen haben aber gezeigt, daß durch die Verwendung der theoretisch maximal erreichbaren Raumdichte  $\rho_{A\infty}$  als Bezugsgröße zur Beschreibung der Verdichtung asphaltabhängig Dichteniveaus angesprochen werden, bei denen die mechanischen Eigenschaften verbessert sind. Der so berücksichtigte individuelle Verdichtungsanspruch der Asphalte ermöglicht es, das vorhandene Verdichtungspotential dieser Asphalte zur Schaffung leistungsfähiger Fahrbahnbefestigungen optimal heranzuziehen.

### 6.3 Offen gebliebene Probleme

Durch die gewählte systematische Variation des Verdichtungsgrades konnte der Einfluß des Verdichtungsgrades in den Grenzbereichen der Verdichtung untersucht werden.

Inwieweit für einige der untersuchten (und u.U. auch andere) Asphalte und/oder Beanspruchungssituationen Verdichtungsgrade von weniger als 97 % ausreichend sind, kann auf Grundlage der Ergebnisse aus den Untersuchungen nicht eindeutig gesagt werden. Dazu müßten weitere Untersuchungen mit einer engeren systematischen Variation des Verdichtungsgrades im Bereich von 95 bis 97 % Verdichtungsgrad durchgeführt werden.

Gleiches gilt für den Bereich einer mutmaßlichen Überverdichtung. Auch hier ist das Intervall von  $\Delta k = 3 \%$  zu weit gewählt, um differenzierte Aussagen treffen zu können. Weiterhin wäre in diesem Bereich zu untersuchen, inwieweit durch die erhöhte Verdichtung verursachte Kornzertrümmerungen auftreten.

Bei Beibehaltung des Marshall-Probekörpers als Referenzkörper und damit der Beibehaltung des Verdichtungsgrades zur Beschreibung der Anforderungen wäre im weiteren zu untersuchen, welche u.U. unterschiedlichen Schlagzahlen für die durch ihre unterschiedlichen Verdichtungseigenschaften gekennzeichneten Asphalte zur Verdichtung des Referenzkörpers herangezogen werden müssen.

Braunschweig, Oktober 2000

Der Sachbearbeiter:



(Dipl.-Ing. Ulrich Lüthje)

Der Forschungsbeauftragte:



(Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Leutner)

## 7 Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Abt. Straßenbau:  
Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt – ZTV Asphalt – StB 94, Ausgabe 1994.
  
- [2] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Asphaltstraßen:  
Merkblatt für den Bau offenporiger Asphaltdeckschichten, Ausgabe 1998.
  
- [3] Lobach, T.:  
Herstellung und Beurteilung von zwei offenporigen Asphalten im Rahmen einer Eignungsprüfung. Studienarbeit Braunschweig 1999.
  
- [4] Arand, W.; Renken, P.:  
Entwicklung und Optimierung eines Labor-Walzverdichtungs-Gerätes zur Herstellung verdichteter Asphaltproben mit praxisadäquaten mechanischen Eigenschaften. Forschungsberichtbericht FE-Nr. 7.162 G 92 E des Bundesministeriums für Verkehr. Braunschweig 1996.
  
- [5] Arand, W.; v.d. Decken, S., Hase, M., Rubach, K.:  
Ermüdungsverhalten von Asphalten bei tiefen Temperaturen unter Last und Zwang. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Nr. Ar 168/2-1 der Deutschen Forschungsgesellschaft. Braunschweig 1991.
  
- [6] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Asphaltstraßen:  
Arbeitsanleitung für die Bestimmung der Verdichtbarkeit von Walzasphalt mit Hilfe des Marshall-Verfahrens, Ausgabe 1997.
  
- [7] Arand, W.; Rubach, K.; v.d. Decken, S.:  
Grundlegende Untersuchungen über den Einfluß der Zusammensetzung auf die Ermüdungsbeständigkeit von Walzasphalten mittels systematischer Variation kompositioneller Merkmale zur Schaffung quantitativer Bewertungsmaßstäbe. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 07.147 G 90 K des Bundesministers für Verkehr, 1995.

- [8] Arand, W.; Dörschlag, S.; Pohlmann, P.:  
Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur. Schlußbericht zum Forschungsauftrag FE-Nr. 07.120 G 85 K des Bundesministers für Verkehr, 1988.
- [9] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Asphaltstraßen:  
Technische Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau – TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch – Bestimmung der Spurrinntiefe im Wasserbad, Ausgabe 1997.
- [10] Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen;  
Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen – Teil 1: Grundlagen; Teil 2: Behandlung von abweichenden Meßwerten (Ausreißern).
- [11] Eisenhart, C.:  
Assumptions underlying the Analyses of Variance. *Biometrics* 3, 1951.
- [12] Renken, P.:  
Die Verdichtbarkeit von Walzasphaltgemischen in Theorie und Praxis. Teil I und II, Straße und Autobahn, 5/82 und 6/82.
- [13] Renken, P.:  
Verdichtbarkeit von Asphaltbetongemischen und ihr Einfluß auf die Standfestigkeit. Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen, TU Braunschweig, Heft 3, 1980.