

Restnutzungsdauer von Asphalttschichten

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 17

bast

Restnutzungsdauer von Asphaltdecken

Prüfung der Grundlagen zu ihrer Berechnung

von

Andreas Wolf

unter Mitarbeit von

Wolfgang Schickl

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 17

bast

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

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

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

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

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **BAST-Info** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 91305: Prüfung der Grundlagen zur Berechnung der Restnutzungsdauer von Asphaltsschichten

Herausgeber:

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon (0 22 04) 43 - 0
Telefax (0 22 04) 43 - 674

Redaktion:

Referat Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax (04 71) 9 45 44 77

ISSN 0943-9323

ISBN 3-89701-124-7

Bergisch Gladbach, März 1998

Kurzfassung - Abstract

Restnutzungsdauer von Asphalt-schichten

Ansätze zur Bewertung der Restsubstanz und insbesondere der Restnutzungsdauer von Asphalt-schichten basieren in der Regel auf Ermüdungshypothesen.

Allen Modellen liegt das mit unterschiedlichen Laborverfahren ermittelte Ermüdungsverhalten von Asphaltprobekörpern zugrunde. Im Rahmen dieses Projektes sollte der Effekt der Materialermüdung an Asphalt-schichten nachgewiesen werden, die bereits über den Nutzungszeitraum der RStO 86/89 von 20 Jahren hinaus dem Klimageschehen und der Verkehrsbelastung ausgesetzt waren. Dazu wurde ein E-Modul-Vergleich zwischen Asphaltproben aus der äußeren Radspur - dem "belasteten Bereich" - und der Fahrstreifenmitte - dem "unbelasteten Bereich" - durchgeführt. Es wurden 17 Straßen (Bundesstraßen, Landstraßen) mit jeweils 500 m Länge aus dem ehemaligen Forschungsvorhaben der BAST "Langzeitbeobachtungen an ausgewählten Streckenabschnitten" in die Untersuchungen einbezogen. Insgesamt wurden 1320 Probekörper aus der Deck- und Tragschicht der entnommenen Bohrkernhergestellt und an ihnen mittels Zweipunkt-Biegeversuch der absolute E-Modul ($|E|$ -Modul) bestimmt.

Die Auswertung ergab, daß sich beim $|E|$ -Modul nach 27 Jahren Verkehrsbelastung keine einheitliche Tendenz zwischen belastetem und unbelastetem Bereich abzeichnete. Genauso häufig wie an Probekörpern aus dem belasteten Bereich ein kleinerer $|E|$ -Modul bestimmt wurde, galt dies auch umgekehrt, und zwar für die Deckschicht als auch für die Tragschicht gleichermaßen. Häufig war auch kein Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Bereichen feststellbar.

Diese Ergebnisse werden durch parallel durchgeführte Deflexionsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) bestätigt. Eine Abschätzung oder gar Bestimmung der Restnutzungsdauer von verkehrsgerecht dimensionierten flexiblen Straßenbefestigungen erscheint derzeit nicht möglich.

Die Ergebnisse deuten an, daß die Nutzungszeiträume für nach den RStO ausgelegten und ausgeführten Fahrbahnbefestigungen wesentlich länger anzusetzen sind. Die Ermüdung von Asphalt-schichten kann dennoch nicht ausgeschlossen werden. Nach den durchgeführten Untersuchun-

gen muß davon ausgegangen werden, daß die Ermüdung in Straßenbefestigungen andersartig und in wesentlich längeren Zeiträumen als bisher angenommen verläuft und geeignetere Übertragungsfunktionen für Ergebnisse aus Laboruntersuchungen auf das Gebrauchsverhalten entwickelt werden müssen. Als ausschlaggebendes Verhaltenskriterium für schwerer belastete Asphaltbefestigungen erweist sich die Spurrinnenbildung. Hieraus kann die Notwendigkeit einer Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Asphaltdecke gegenüber der Spurrinnenbildung abgeleitet werden.

Die Notwendigkeit, die Schicht-Konstruktionsdicken von Fahrbahnbefestigungen zu erhöhen, konnte nicht nachgewiesen werden.

Der Forschungsbericht enthält in der Originalfassung umfangreiche Anhänge. Sie liegen bei der BAST vor und sind dort einsehbar.

Remaining service life of asphalt layers

Starting points for the assessment of the remaining substance and, in particular, of the remaining service life of asphalt layers are usually based on fatigue hypotheses.

All the models are based on the fatigue behaviour of asphalt test specimens, as determined using various laboratory procedures. The effect of the material fatigue in asphalt layers which had already been exposed to the climatic action and traffic load beyond the service life of 20 years stipulated in RStO 86/89 was to be analysed within the framework of this project. The moduli of elasticity of asphalt samples from the external wheel track (the "loaded area") and from the centre of the lane (the "unloaded area") were compared for this purpose. 17 roads (federal highways and ordinary roads) with a length of 500 m in each case from BAST's previous research project, "Long-term observations on selected sections", were included in the investigations. A total of 1320 test specimens were produced from the surface course and base of the drilling cores taken and were used in order to determine the absolute modulus of elasticity ($|E|$ -modulus) by means of a two-point bending test.

The evaluation indicated that it was not possible to detect any uniform tendency with regard to the $|E|$ -modulus between the loaded and unloaded areas after 27 years of traffic load. A lower $|E|$ -modulus

was determined just as frequently on test specimens from the loaded area as on test specimens from the unloaded area. This applied equally to the surface course and to the base. Furthermore, it was frequently not possible to establish any difference in the rigidity in both areas.

These results are confirmed by deflection measurements taken in parallel using the falling-weight deflectometer (FWD). At the moment, it does not appear to be possible to estimate or even to determine the remaining service life of flexible road bases dimensioned according to traffic requirements.

The results indicate that the service lives for pavement bases designed and executed according to the RStO must be specified to be considerably longer. Nevertheless, the fatigue of asphalt layers cannot be ruled out. According to the investigations conducted, it must be assumed that the fatigue in road bases proceeds differently and over considerably longer periods than has been supposed until now and that more suitable functions must be developed for the transfer of results from laboratory investigations to the utilisation behaviour. The decisive behaviour criterion for asphalt bases subject to higher loads proves to be the formation of track grooves. From this, it is possible to derive the necessity of increasing the resistance of the asphalt surface course to the formation of track grooves.

It was not possible to prove the necessity of increasing the layer/design thicknesses of pavement bases.

The original version of the research report includes extensive appendices. These appendices are held at the BAST and can be consulted there.

Inhalt

1	Einleitung	7	5.3.4	Diskussion der bezogenen Deflexionsmulden.....	43
2	Streckenabschnitte	9	5.4	Beurteilung der Tragfähigkeit der untersuchten Streckenabschnitte	44
2.1	Auswahl der in die Untersuchung einbezogenen Streckenabschnitte	9	6	Zusammenfassung	51
2.2	Aufbau der Streckenabschnitte.....	13	7	Literatur	55
2.2.1	Bohrkernentnahme	13			
2.2.2	Schichtdicken.....	15			
2.3	Verkehrsbelastung und -beanspruchung... ..	17			
2.4	Bestimmung der Bauklasse nach den RStO 86/89.....	23			
3	E-Modulbestimmung nach dem Zweipunkt-Biegeversuch	25			
3.1	Versuchsdurchführung.....	25			
3.2	Vorgehensweise	26			
4	Ergebnisse des Zweipunkt-Biegeversuches	27			
4.1	Vorbemerkungen	27			
4.2	/E/-Modul-Vergleich für alle siebzehn Streckenabschnitte mittels Differenzbildung (Phase I).....	27			
4.3	/E/-Modul-Vergleich für acht Streckenabschnitte mittels t-Test für paarweise angeordnete Meßwerte (Phase II).....	33			
4.3.1	Ergebnisse der /E/-Modul-Bestimmung der zweiten Prüfphase	33			
4.3.2	Der t-Test für paarweise angeordnete Meßwerte.....	34			
4.3.3	Anwendung des t-Tests	34			
4.3.4	Ergebnisse des t-Tests	36			
4.4	Schlußfolgerungen aus den Untersuchungen.....	38			
5	Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an den 17 untersuchten Streckenabschnitten	39			
5.1	Erläuterungen zum FWD-Meßverfahren....	39			
5.2	Durchführung der FWD-Messungen an den 17 Streckenabschnitten	40			
5.3	Ergebnisse der FWD-Messungen in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren	40			
5.3.1	Umrechnung der Deflexionen auf die Standard-Oberbautemperatur.....	41			
5.3.2	Mathematische Beschreibung der Deflexionsmulde.....	42			
5.3.3	Berechnung des Krümmungsradiusses im Lastzentrum	43			

1 Einleitung

Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt werden nicht durch eine einzige große Belastung zerstört, sondern durch eine Vielzahl von Beanspruchungen, hervorgerufen durch die darüberrollenden Verkehrslasten und Zwängungen infolge von Abkühlprozessen im Bereich hinreichend tiefer Temperaturen in den Asphaltsschichten.

Die Nutzungsdauer einer verkehrsgerecht bemessenen und nach den Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien hergestellten Straßenbefestigung läßt sich entsprechend ihrem elastischen und plastischen Verformungsverhalten in verschiedene „Betriebsphasen“ untergliedern [1]:

- I Bauphase
- II Konsolidierungsphase
- III Beharrungsphase
- IV Ermüdungsphase

Während der Bauphase findet der Einbau und die Verdichtung des Materials statt. Die Liegezeit der Gesamtbefestigung bis zur Verkehrsübergabe kann als ihr Nullzustand angesehen werden. Unmittelbar an die Verkehrsübergabe schließt sich die Konsolidierungsphase an. Sie ist geprägt von Nachverdichtungen mit einhergehenden Kornumlagerungen, -verfeinerungen und Nachverspannungen in den einzelnen Schichten der Straßenbefestigung. Auch konsolidiert sich der durch den Bau gestörte Wasserhaushalt, Setzungen des Untergrundes klingen ab. Im Verhältnis zur Nutzungsdauer der Straßenbefestigung ist die Länge dieser Phase relativ kurz. Auf die Konsolidierungsphase folgt die Beharrungsphase, die den längsten Zeitraum der Nutzungsdauer einnimmt. Sie ist gekennzeichnet durch weitgehend gleichbleibende Steifigkeitsverhältnisse im Jahresmittel. Sie werden lediglich durch klimatische Einflüsse beeinflusst. Wenn Erhaltungsmaßnahmen notwendig werden, dann nicht wegen struktureller Schäden, sondern zur Ausbesserung oberflächennaher Verschleißschäden und/oder Spurrinnen. Die Spurrinnenbildung ist ein visko-plastisches Problem des Verformungsverhaltens von Asphalten bei höheren Temperaturen (bleibende Verformungen ohne E-Modul-Änderung) und keines der strukturellen Schädigung (bleibende Abnahme des E-Moduls im Nutzungszeitraum). In der letzten Phase, der Ermüdungsphase, neigt sich die Nutzungsdauer der Straßenbefestigung dem Ende zu. Die Materialermüdung

zeigt sich in einer progressiven Spurrinnen- und Rißbildung, vornehmlich im gebundenen Teil der Befestigung.

Die aus Verkehr und Klima resultierende Beanspruchung der Straßenbefestigung im Verlauf ihrer Nutzungsdauer führt zu kleinen, zunächst äußerlich nicht erkennbaren Gefügestörungen in den Asphaltsschichten. Diese akkumulieren sich und führen irgendwann einmal zu sichtbaren Schäden wie z.B. Rissen. Dieser Vorgang wird allgemein als Ermüdung bezeichnet. Ermüdung bedeutet so eine Gefügeschwächung, die sich durch einen fortschreitenden Steifigkeitsverlust infolge wiederholter Beanspruchungen bemerkbar macht.

Seit etwa dreißig Jahren wird das Problem der Ermüdung von Asphalten weltweit intensiv untersucht. Üblicherweise werden last- bzw. weggeregelter Biege- bzw. Druck-/Zug-/Schubwechselversuche oder auch Torsionsversuche an Asphaltprobekörpern durchgeführt, um die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bis zum Erreichen einer definierten Grenze oder Bruches zu ermitteln. Mit dieser Art von Laborversuchen wird das Ermüdungsverhalten von Asphalten beschrieben. Aus diesen Versuchen wird abgeleitet, daß der Baustoff Asphalt -ein 3-Phasensystem aus Mineralstoffen, Bindemittel und Luft (Gußasphalt ausgenommen)-keine Dauerfestigkeit wie elastische Stoffe besitzt, sondern eine Zeitfestigkeit, d.h. die Steifigkeit des Materials nimmt in Abhängigkeit der Belastung und der Temperatur mit zunehmender Lastwechselzahl ab, wie in Bild 1 qualitativ dargestellt ist. Daraus

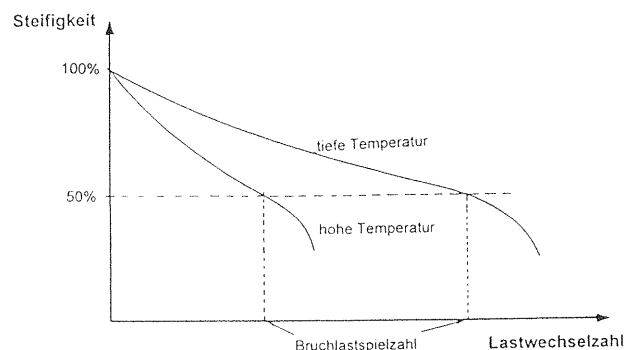


Bild 1 Abnahme der Steifigkeit des Probekörpers während des Dauerversuches [2]

wird gefolgert, daß jede noch so kleine Beanspruchung eine Abnahme der Steifigkeit des Materials zur Folge hat. Es gibt also für viskoelastische Materialien, wie den Baustoff Asphalt, zumindest im Laborversuch keine untere Beanspruchungsgrenze, unter der das Material beliebig viele Lastwechsel ertragen kann. Somit läßt sich ein Grenzwert für die Materialbeanspruchung nicht festlegen, wie bei elastischen Materialien die Elastizitätsgrenze. Daher wurde in den sechziger Jahren die Definition für den Begriff „Ermüdung“ des Stoffes Asphalt erarbeitet, die besagt, daß der Stoff „ermüdet“ ist, wenn seine Anfangssteifigkeit infolge wiederholter Beanspruchung auf die Hälfte abgefallen ist. Die Lastwechselzahl, bei der dies der Fall ist, wird als Nutzungsdauergrenze angesehen. Bei Laborversuchen an Probekörpern zeigt sich nämlich ab dieser Grenze ein ausgeprägter Abfall der Steifigkeit (Bild 1). In diesen Schlußfolgerungen ist die Annahme der Homogenität impliziert.

Die Hypothese der Materialermüdung ist bestätigter Sachverhalt in der Festkörperphysik. Die Materialermüdung kann auch für Asphalte nachgewiesen werden, wenn Probekörper im Labor durch dynamische Belastung großen Dehnungen ausgesetzt werden. Die Art der Versuchstechnik führt jedoch für relativ gleichartige Materialien zu teilweise erheblich unterschiedlichen Ermüdungsverläufen (Bild 2).

Bauseitige Toleranzen, die Inhomogenität der verwendeten Baustoffe, der Schichten und des Untergrundes, der Temperaturgradient innerhalb der Asphaltsschicht und die sich unter Lasteinwirkung mit der Zeit verschlechternde Ebenheit der Straßenoberfläche, die dynamische Radlastschwankungen hervorruft, führen in einer durch Verkehrslasten beanspruchten Straßenbefestigung räumlich und zeitlich zu nicht einheitlichen Spannungs- und Verformungszuständen. Daraus folgt, daß jeder Ort einer Straßenbefestigung verschieden beansprucht wird und somit auch eine unterschiedliche Steifigkeitsabnahme der Asphaltsschichten im Verlauf der Nutzungsdauer aufweisen muß. Hinzu kommt, daß Beanspruchungsspitzen infolge unterschiedlich hoher regelloser Belastungen gegenüber den periodischen Belastungen von Probekörpern in zufallsartiger Reihenfolge auftreten und die unterschiedlichsten zeitlichen Verläufe aufweisen. Diese Formen der Beanspruchungs-Zeit-Funktion beeinflussen wesentlich die Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen.

In aller Regel basieren Berechnungen der Restnutzungsdauer auf der Hypothese der Ermüdung der Asphaltsschichten infolge von Beanspruchungen durch wiederholte Lastwechsel. Zur mathematisch-physikalischen Beschreibung der Ermüdung der Asphaltsschichten verwendet man die Abnahme ihres E-Moduls im Verlauf der Liegezeit der Straße.

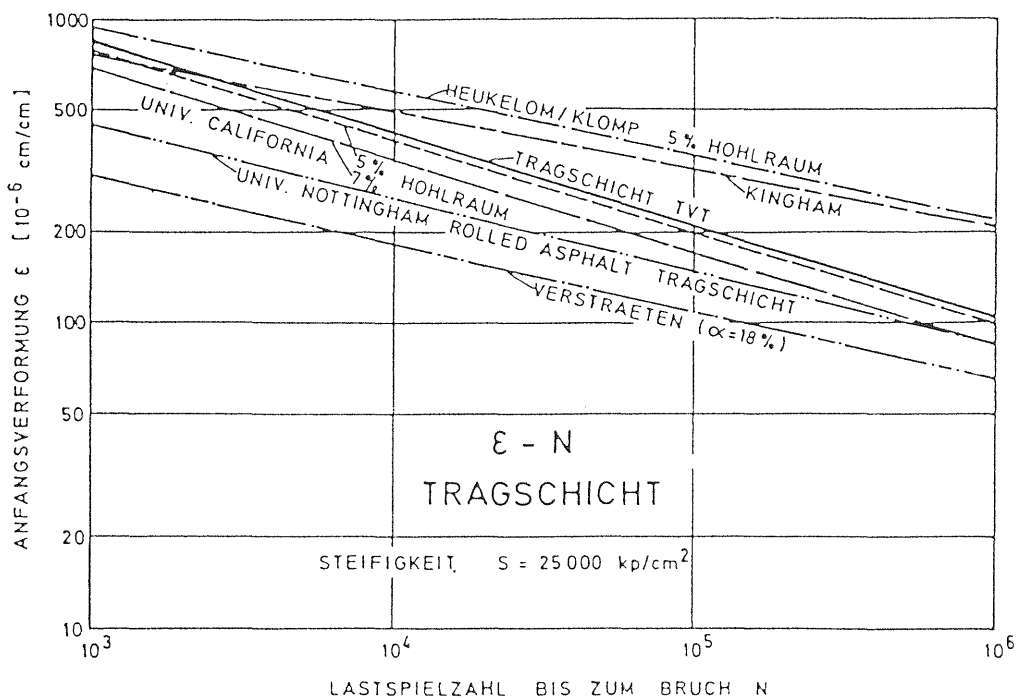


Bild 2 Vergleich von Ermüdungskurven nach verschiedenen Literaturstellen [3]

Alle Ermüdungsmodelle haben einen entscheidenden Nachteil darin, daß ihnen das mit unterschiedlichen Laborverfahren ermittelte Ermüdungsverhalten von Asphaltprobekörpern zugrunde liegt und nicht das Verhalten einer Asphaltbefestigung unter natürlichen Gegebenheiten. Zwischen beiden bestehen Diskrepanzen, d.h., die Übertragungsfunktion ist bis heute nicht bekannt.

In diesem Zusammenhang stellt sich nun die Frage: Wenn Asphaltprobekörper im Labor unter dynamischer Belastung ermüden, läßt sich dann an Asphaltsschichten, die über den Nutzungszeitraum der RStO 86/89 von 20 Jahren hinaus dem Klimageschehen und der Verkehrsbelastung ausgesetzt waren, der Effekt der Materialermüdung nachweisen? Dieser Frage wird im Rahmen dieses Projektes anhand eines E-Modul-Vergleiches zwischen Asphaltproben aus der äußeren Radspur, dem belasteten Bereich, und der Fahrstreifenmitte, dem unbelasteten Bereich, von siebzehn Streckenabschnitten nachgegangen. Es kann vorausgesetzt werden, daß alle Einflüsse aus der Witterung auf die Fahrbahneigenschaften für einen Streckenabschnitt in gleicher Weise gelten. Somit sind eventuell feststellbare Steifigkeitsunterschiede zwischen belastetem und unbelastetem Bereich allein auf das Einwirken der Verkehrsbelastung zurückzuführen.

Wie schon weiter oben ausgeführt, wird jeder Ort in einer Straßenbefestigung durch den in räumlicher und zeitlicher Dimension nicht einheitlichen Spannungszustand verschieden beansprucht; die wenig beanspruchten Stellen erfahren eine langsamere, die stark beanspruchten eine schnellere Abnahme der Materialsteifigkeit im Verlauf der Nutzungsdauer. Dies hat eine Spannungsumlagerung hin zu den wenig beanspruchten Stellen zur Folge.

Bei kleinen Steigkeitsverhältnissen $E_{\text{Asphalt}} / E_{\text{Unterbau}}$ nähert sich die Beanspruchung der Asphaltsschicht der einer Halbraumkonstellation. Es treten hauptsächlich Druck- und Schubspannungen auf, die mit der Entfernung vom Lastangriffspunkt abnehmen und in der Hauptsache Stellen im oberen Bereich der Asphaltsschicht beanspruchen.

Bei großen Steigkeitsverhältnissen $E_{\text{Asphalt}} / E_{\text{Unterbau}}$ ist die Halbraumkonstellation nicht mehr vorhanden, sondern eine ausgesprochene Biegebeanspruchung der Asphaltsschicht, die in der Hauptsache

ihre Unterseite in Form von Zug- und Schubspannungen stark beansprucht.

Durch den räumlich und zeitlich nicht einheitlichen Spannungszustand innerhalb der Asphaltsschicht bewegen sich die Beanspruchungsverhältnisse in ihr zwischen diesen beiden Grenzsituationen.

Daraus ergibt sich, daß nicht eine zuvor definierte Stelle -Unterseite der Asphaltsschicht- zuerst ermüdet, sondern eine am Beginn der Nutzungsdauer unbekannte Stelle innerhalb der Asphaltsschicht.

In Abhängigkeit der Steifigkeit der Asphaltsschicht, die maßgeblich von ihrer Temperatur bestimmt wird, ihrer Dicke und dem Steifigkeitsverhältnis $E_{\text{Asphalt}} / E_{\text{Unterbau}}$ lassen sich drei verschiedene Ermüdungserscheinungen ableiten [12]:

- Die Unterseite der Fahrbahnbefestigung aus Asphalt erreicht zuerst die Ermüdungsgrenze,
- eine Stelle in seinem oberen Bereich erreicht diese zuerst oder
- beide Stellen erreichen gleichzeitig die Ermüdungsgrenze.

Die zuvor geschilderten Überlegungen machen es notwendig, Proben nicht nur aus der unteren Zone der Fahrbahnbefestigung aus Asphalt (Asphalttragschicht), sondern auch aus der oberen Zone (Deckschicht) des belasteten und unbelasteten Bereiches der Streckenabschnitte hinsichtlich eines ermüdungsbedingten Steifigkeitsabfalls zu untersuchen.

Darüber hinaus wurden an allen Streckenabschnitten in der äußeren Radspur und in Fahrstreifenmitte Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) durchgeführt, um deren Ergebnisse den Ergebnissen der E-Modul-Bestimmung an aus dem belasteten und unbelasteten Bereich dieser Streckenabschnitte stammenden Probekörpern gegenüber zu stellen.

2 Streckenabschnitte

2.1 Auswahl der in die Untersuchung einbezogenen Streckenabschnitte

In die Untersuchung sind insgesamt siebzehn, 500 m lange Streckenabschnitte aus dem Forschungsvorhaben „Langzeitbeobachtungen an ausgewählten Streckenabschnitten“ der Bundes-

anstalt für Straßenwesen [4] einbezogen worden, die seit Mitte der 60er Jahre unter Verkehr liegen. Sie wiesen somit bis zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme eine 27jährige Liegedauer auf, d.h. sie haben die Konsolidierungsphase schon längst überschritten. Alle wurden nach der damals geltenden Standardisierung aus dem Jahre 1966 (StF bit 66) dimensioniert.

Die siebzehn Streckenabschnitte umfassen die beiden Straßenkategorien

- B: Bundesstraße
- L: Land-/Staatsstraße

und die beiden Bauweisen

- A: Asphaltdecke und -tragschicht auf Frostschutzschicht (entspricht den RStO 86/89, Tafel 1, Zeile 1)
- D: Asphaltdecke, -tragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht (entspricht den RStO 86/89, Tafel 1, Zeile 3)

Weitere Auswahlkriterien waren unterschiedliche Schichtdicken und Anzahl durchgeführter Erhaltungsmaßnahmen sowie eine unterschiedlich hohe Verkehrsbelastung. Tabelle 1 beinhaltet die Anzahl der Streckenabschnitte unterschieden nach Bauweise und Straßenklasse.

Anzahl der Streckenabschnitte		
Straßen- kategorie	Bauweise	
	A	D
B	4	3
L	9	1
Summe	13	4
Gesamtanzahl	17	

Tab. 1 Anzahl der Streckenabschnitte unterschieden nach Straßenklasse und Bauweise

Eine Gesamtübersicht über die ausgewählten siebzehn Streckenabschnitte beinhaltet Tabelle 2. Die Strecken-Nr. in Spalte 1 der Tabelle wurden aus dem schon erwähnten Forschungsvorhaben „Langzeitbeobachtungen“ übernommen und

dienen im weiteren auch hier der Streckenbezeichnung. Die Lage der Streckenabschnitte in den alten Bundesländern zeigt Bild 3.

Erhaltungsmaßnahmen wurden bis einschließlich 1989, dem Ende des o.g. Forschungsvorhabens, an insgesamt 12 der ausgewählten Streckenabschnitte durchgeführt; an neun davon einmal, an einer zweimal und an zwei davon dreimal. An fünf Streckenabschnitten - alle gehören der Straßenklasse L an - wurden keine Maßnahmen notwendig. Alle Erhaltungsmaßnahmen beziehen sich auf die obersten cm, d.h. Ersatz der Deckschicht und teilweise der Binderschicht. Sie dienten in der Hauptsache der Spurrinnenbeseitigung. Die Tragschichten waren von den Maßnahmen nicht betroffen. An welchen Streckenabschnitten, wann und wie oft Erhaltungsmaßnahmen bis einschließlich 1989, für die Strecke 680 bis einschließlich 1990, durchgeführt wurden, ist in der Tabelle 3 zusammengestellt; sie enthält auch die Zeitdifferenz dt in Jahren zwischen den einzelnen Erhaltungsmaßnahmen.

Informationen über an den ausgewählten Streckenabschnitten durchgeführte Erhaltungsmaßnahmen zwischen 1989 und dem Zeitraum der für die Probekörperherstellung notwendigen Bohrkernentnahme aus diesen Strecken, Mitte 1991 bis Ende 1992, liegen nicht vor.

Strecken Nr.	Stößen- art	Bauweise	Bezeichnung	Lage des Streckenabschnittes		Station		Verkehrs- übergabe	x Verkehrs- belastung bekannt	Bundes- land
				von	bis	von [km]	bis [km]			
110	L	D	L 612	Dielheim	Abzw.Baiertal	0+465	0+965	15.09.66	-	Baden- Württemberg
140	L	A	L 87	Freistett	Gamshurst	0+207	0+707	15.12.66	x	
145	L	A	L 87	Gamshurst	Freistett	0+707	0+207	15.12.66	x	
260	B	D	B 299	Beilngries	Berching	42+500	43+000	15.08.66	-	Bayern
280	B	D	B 2	Abzweigung Weilheim	Zollhaus	64+440	64+940	15.07.67	x	
300	B	D	B 470	Dottenheim	Dietersheim	28+216	28+716	15.10.66	-	
400	L	A	L 3010	Büdingen	Rinderbügen	1+768	2+268	15.07.67	x	Hessen
405	L	A	L 3010	Rinderbügen	Büdingen	2+268	1+768	15.10.67	x	
420	L	A	L 3143	Gläserzell	Kämmerzell	3+180	3+680	15.09.65	x	
470	L	A	L 3031	Camberg	Abzw.Steinfischbach	0+070	0+570	15.11.66	-	
670	B	A	B 64	AS Paderborn	Buke	0+536	1+036	15.10.65	x	Nordrhein- Westfalen
680	B	A	B 70	Kreuzung mit der B 54	Wettringen	0+683	1+183	15.06.66	x	
700	L	A	L 512	Attendorn	Olpe	0+525	0+025	15.10.64	x	
710	L	A	L 504	Ibbenbüren	Tecklenburg	0+861	0+361	15.10.66	-	
750	B	A	B 41	Nohfelden (Saargrenze)	Birkenfeld	1+515	2+015	15.05.66	x	Rheinland Pfalz
770	B	A	B 257	Niederweis	Alsdorf	2+556	2+056	15.09.67	-	
780	L	A	L 281	Anschluß an die B 413/414	Nistertal	3+300	3+800	15.04.67	-	

Tab.2 Übersicht über die in die Untersuchung einbezogenen Streckenabschnitte

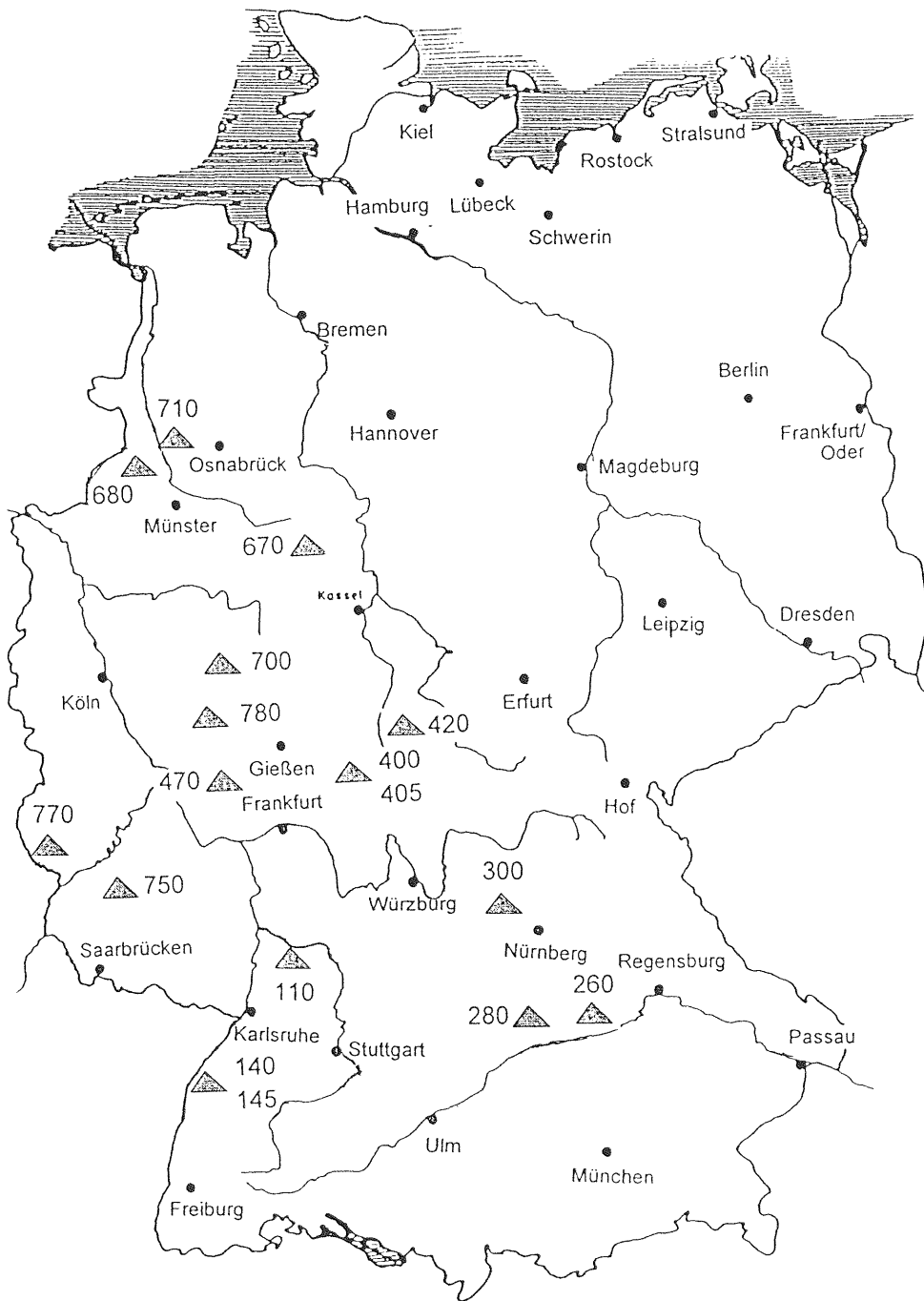


Bild 3 Bezeichnung und geografische Lage der 17 Streckenabschnitte

Strecken Nr.	Verkehrs- übergabe	Instandsetzungszeitpunkt						n Jahre o. Instand- setzung bis 1992 Zpkt. BK-Entnahme
		1	dt VÜ-I1	2	dt I1-I2	3	dt I2-I3	
110	15.09.66	10.07.85	19					7
140	15.12.66	15.09.81	15					11
145	15.12.66	-						26
260	15.08.66	31.08.79	13					13
280	15.07.67	28.07.77	10	20.09.82	5	09.06.87	5	5
300	15.10.66	15.09.83	17					9
400	15.07.67	-						25
405	15.10.67	-						25
420	15.09.65	30.09.79	14					13
470	15.11.66	-						26
670	15.10.65	30.06.77	12					15
680	15.06.66	01.10.76	10	01.10.84	8	01.07.90	6	2
700	15.10.64	06.10.75	11					17
710	15.10.66	-						26
750	15.05.66	30.06.82	16					10
770	15.09.67	15.05.83	16	15.07.86	3			9
780	15.04.67	31.10.84	17					8

Tab. 3 Zeitpunkte von durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen

2.2 Aufbau der Streckenabschnitte

2.2.1 Bohrkernentnahme

Zur Beantwortung der Frage, ob es nach ca. 27 Jahren Verkehrsbelastung einen signifikanten Steifigkeitsunterschied zwischen belastetem Bereich (äußere Radspur) und unbelastetem Bereich (Fahrstreifenmitte) der Straße gibt, wurden für die Probekörperherstellung jedem Streckenabschnitt im Zeitraum Mitte 1991 bis Ende 1992 30 Bohrkern mit einem Durchmesser von 20 cm entnommen. Das Bohrkernentnahmeraster (Bild 4) wird gebildet aus zwei in Fahrtrichtung in der äußeren Radspur (belastet) und zwischen den Radspuren (unbelastet) im Abstand von ca. 90 cm verlaufenden Längsschnitten und fünf in der Regel 100 m auseinanderliegenden Primärquerschnitten (PQ1 bis PQ5), denen jeweils drei Sekundärquerschnitte (SQ1 bis SQ3) mit einem Abstand von 30 cm untereinander mittig zugeordnet sind. Der enge Ab-

stand zwischen den Sekundärquerschnitten gestattet es auch, eine Aussage über die Streuung (Homogenität) der Steifigkeit von aus einem eng begrenzten Bereich - Bohrkernumgebung ca. 80 cm x 20 cm - stammenden Probekörpern abzuleiten. Insgesamt wurden so nach diesem Schema 510 Bohrkern den siebzehn ausgewählten Streckenabschnitten entnommen.

Jeder Bohrkern erhielt zur eindeutigen Identifizierung sofort nach seiner Entnahme neben der Streckennummer lt. Tabelle 2, die jeweils links vom Längsschnitt (vgl. Bild 4) angeschriebene Nummer. Die Fahrtrichtung wurde ebenfalls auf jedem Bohrkern markiert, damit die aus ihnen gesägten Probekörper entsprechend ihrer Lage in der Befestigung im Zweipunkt-Biegeversuch (s. Abschnitt 3) geprüft werden konnten. Der genaue Zeitpunkt der Bohrkernentnahme geht aus Tabelle 4 hervor.

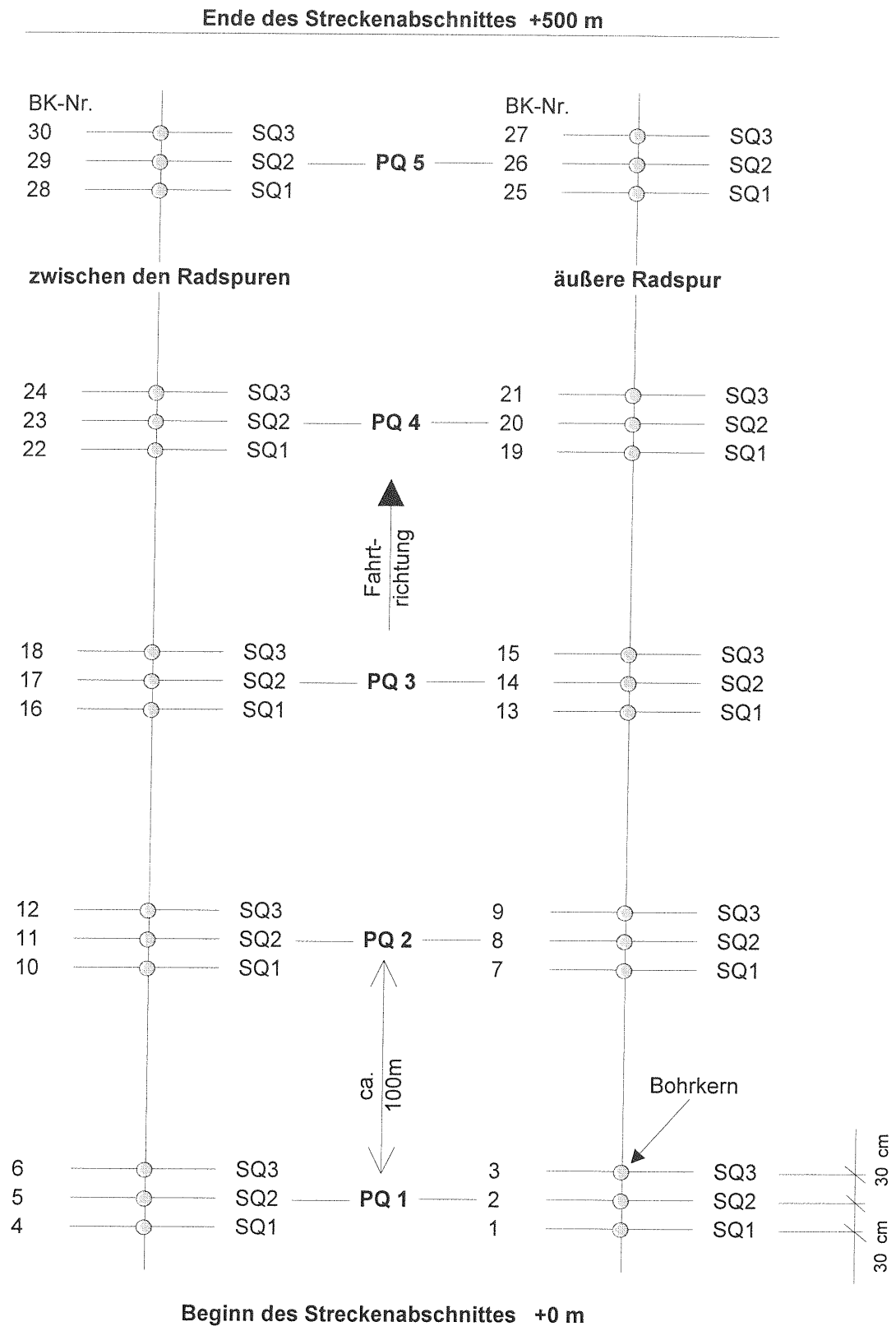


Bild 4 Bohrkernentnahmeschema

Strecken Nr.	Bezeichnung	Lage des Streckenabschnittes		Datum der Bohrkernentnahme
		von	bis	
110	L 612	Dielheim	Abzw.Baiertal	04.06.92
140	L 87	Freistett	Gamshurst	25.06.92
145	L 87	Gamshurst	Freistett	27.06.92
260	B 299	Beilngries	Berching	29.09.92
280	B 2	Abzweigung Weilheim	Zollhaus	01.10.92
300	B 470	Dottenheim	Dietersheim	30.09.92
400	L 3010	Büdingen	Rinderbügen	10.07.91
405	L 3010	Rinderbügen	Büdingen	11.07.91
420	L 3143	Gläserzell	Kämmerzell	
470	L 3031	Camberg	Abzw.Steinfischbach	13./15.11.91
670	B 64	AS Paderborn	Buke	31.07.91
680	B 70	Kreuzung mit der B 54	Wettringen	21.10.92
700	L 512	Attendorn	Olpe	29./30.07.91
710	L 504	Ibbenbüren	Tecklenburg	22.10.92
750	B 41	Nohfelden (Saargrenze)	Birkenfeld	03.06.92
770	B 257	Niederweis	Alsdorf	02.06.92
780	L 281	Anschluß an die B 413/414	Nistertal	02.06.92

Tab. 4 Zeitpunkt der Bohrkernentnahme

2.2.2 Schichtdicken

An allen entnommenen Bohrkernen wurde vor der Probekörperherstellung die Dicke der einzelnen Asphalt-schichten an zwei auf dem Umfang gegenüberliegenden Punkten gemessen und gemittelt. Für jeden Primärquerschnitt wurde dann für den unbelasteten und belasteten Bereich eines Streckenabschnittes, aus den Schichtdicken von jeweils drei Bohrkernen (vgl. Bild 4), die mittlere Dicke der einzelnen Asphalt-schichten berechnet. In Anlage 1 sind diese mit der zugehörigen Schichtkennziffer, die auf der Seite 6 der Anlage erläutert ist, zusammengestellt. Aus diesen mittleren Schichtdicken wurde in einem weiteren Schritt die mittlere Dicke des Asphaltpaketes in den fünf Primärquerschnitten bestimmt, aus denen wiederum eine für den jeweiligen Bereich eines Streckenabschnittes geltende mittlere Dicke der Asphaltbefestigung berechnet wurde. In Tabelle 5 sind diese Schichtdicken aufgeführt, ihre grafische Darstellung findet sich in der Anlage 2.

Dickenunterschiede zwischen unbelastetem und belastetem Bereich können örtlich mehrere cm

betragen (vgl. Anlg. 2), i.M. liegen sie unter einem cm, wie aus der Tab. 5 hervorgeht. Bild 5 zeigt in Säulenform die mittlere Asphalt-dicke des unbelasteten und belasteten Bereiches der Streckenabschnitte in aufsteigender Reihenfolge. Die Standardabweichung der mittleren Dicke des Asphaltpaketes ist ebenfalls in das Bild mit aufgenommen worden, sie kann über die fünf Primärquerschnitte hinweg bis 3,4 cm betragen.

Zur Angabe der gesamten Fahrbahnbefestigung wurden in Tabelle 6, in Ermangelung von Ist-Werten, die Solldicken der ungebundenen Schichten eingetragen, diese werden als konstant über die gesamte Länge eines Streckenabschnittes angenommen.

Die Ist-dicken der gebundenen Schichten dienen in Verbindung mit der Größe des DTV^(sv) der Bestimmung der Bauklasse nach den RStO 86/89 (s. Abschn. 2.4).

Mittlere Asphalt Dicke [cm]									
Strecke	u: unbelastet	Primärquerschnitt					gesamter Streckenabschnitt		
	b: belastet Diff: u - b	1	2	3	4	5	MW [cm]	STABW [cm]	Var.koeff. [%]
110	u	19,7	18,6	16,7	19,5	20,6	19,0	1,5	7,8
	b	20,3	19,5	16,9	20,2	22,9	20,0	2,1	10,6
	Diff	-0,7	-0,8	-0,2	-0,6	-2,2	-0,9		
140	u	22,6	22,7	21,0	22,6	23,0	22,4	0,8	3,5
	b	21,5	21,3	20,4	23,9	22,1	21,9	1,3	5,9
	Diff	1,0	1,4	0,6	-1,3	0,9	0,5		
145	u	22,4	23,6	22,0	20,2	20,1	21,7	1,5	7,0
	b	21,5	22,4	21,3	20,8	21,0	21,4	0,6	2,8
	Diff	0,9	1,3	0,7	-0,6	-1,0	0,3		
260	u	28,2	32,9	30,1	31,2	29,4	30,4	1,8	6,0
	b	28,0	34,3	30,5	33,3	29,9	31,2	2,6	8,3
	Diff	0,2	-1,4	-0,4	-2,1	-0,5	-0,8		
280	u	29,1	26,1	25,4	26,0	26,8	26,7	1,5	5,5
	b	24,3	26,7	25,9	26,6	26,8	26,1	1,1	4,1
	Diff	4,9	-0,6	-0,6	-0,6	0,0	0,6		
300	u	21,4	25,5	21,3	26,4	23,2	23,6	2,3	9,8
	b	22,4	26,1	20,1	21,6	23,9	22,8	2,3	10,1
	Diff	-1,0	-0,7	1,2	4,8	-0,7	0,7		
400	u	20,3	21,0	16,4	15,4	20,9	18,8	2,7	14,2
	b	20,3	22,2	16,0	16,6	21,8	19,4	2,9	15,1
	Diff	-0,1	-1,2	0,4	-1,2	-1,0	-0,6		
405	u	20,8	17,8	18,7	23,9	22,3	20,7	2,5	12,2
	b	18,9	18,1	17,4	25,6	20,8	20,1	3,3	16,3
	Diff	1,9	-0,3	1,3	-1,7	1,5	0,6		
420	u	16,6	15,9	14,7	14,0	14,9	15,2	1,0	6,6
	b	17,8	17,6	15,7	16,5	17,5	17,0	0,9	5,3
	Diff	-1,2	-1,7	-0,9	-2,4	-2,6	-1,8		
470	u	26,5	22,1	27,4	21,7	21,0	23,7	3,0	12,5
	b	27,3	22,7	25,5	20,7	20,1	23,2	3,1	13,3
	Diff	-0,7	-0,6	1,9	1,0	0,9	0,5		
670	u	29,6	26,6	28,2	28,8	29,6	28,5	1,2	4,4
	b	29,7	26,8	30,3	27,9	30,6	29,1	1,6	5,6
	Diff	-0,1	-0,3	-2,1	0,9	-1,1	-0,5		
680	u	23,9	27,9	27,7	23,7	25,6	25,8	2,0	7,7
	b	22,9	27,9	27,0	23,6	25,5	25,4	2,1	8,4
	Diff	1,0	0,0	0,7	0,1	0,1	0,4		
700	u	30,4	30,0	28,4	27,8	31,9	29,7	1,7	5,6
	b	29,1	29,1	29,1	26,9	29,7	28,8	1,1	3,7
	Diff	1,4	0,9	-0,7	0,8	2,2	0,9		
710	u	23,2	29,0	23,4	24,0	25,8	25,1	2,4	9,7
	b	24,2	28,1	24,0	24,4	23,7	24,9	1,8	7,4
	Diff	-1,0	0,9	-0,6	-0,4	2,1	0,2		
750	u	27,8	30,6	28,4	31,9	36,5	31,0	3,4	11,1
	b	28,3	31,2	30,3	32,2	36,6	31,7	3,1	9,7
	Diff	-0,5	-0,7	-1,8	-0,3	-0,2	-0,7		
770	u	23,7	24,8	25,4	26,8	25,2	25,2	1,1	4,4
	b	23,6	26,7	26,7	25,9	25,5	25,7	1,3	5,0
	Diff	0,1	-1,9	-1,3	0,9	-0,3	-0,5		
780	u	27,7	32,2	29,4	29,9	30,7	30,0	1,6	5,5
	b	29,3	30,9	29,6	30,6	30,0	30,1	0,7	2,2
	Diff	-1,6	1,2	-0,2	-0,7	0,6	-0,1		

Tab. 5 Aus Dickenmessungen an Bohrkernen bestimmte mittlere Asphalt dicken

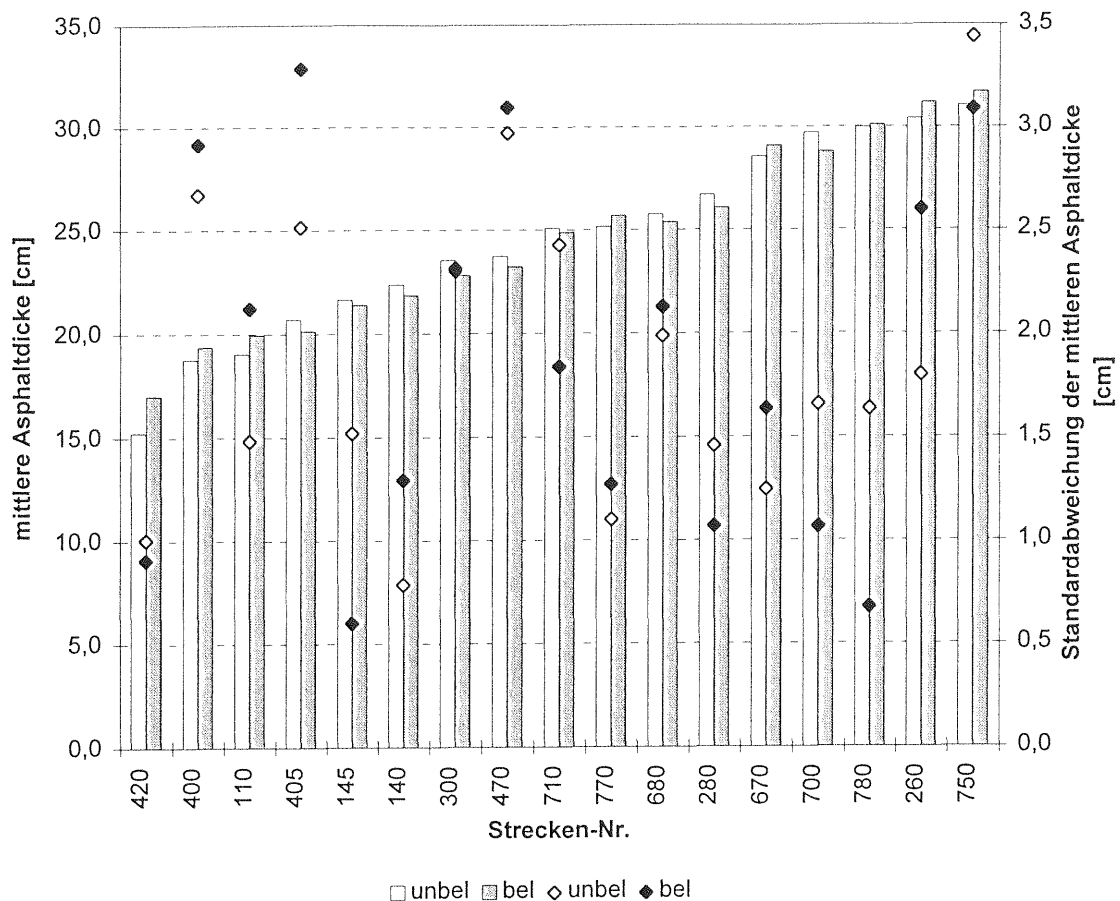


Bild 5 Mittlere Asphaltstärken der einzelnen Streckenabschnitte

Strecke	gesamter Streckenabschnitt		
	Schotter-TS [cm]	FSS [cm]	Gesamtdicke [cm]
110	15	30	45
140		40	40
145		40	40
260	15	40	55
280	15	25	40
300	15	50	65
400		35	35
405		35	35
420		30	30
470		45	45
670		40	40
680		30	30
700		35	35
710		30	30
750		40	40
770		50	50
780		40	40

Tab. 6 Solldicken der ungebundenen Schichten

2.3 Verkehrsbelastung und -beanspruchung

Die Beanspruchung einer flexiblen Straßenbefestigung hängt neben der Anzahl der Lastwechsel von der Größe und Richtung der Radlast ab. Da die verschieden großen Radlasten die Befestigung in unterschiedlichem Maße beanspruchen, ist das Achslastspektrum und seine zeitliche Entwicklung ebenfalls von großer Bedeutung.

Für zehn von siebzehn Streckenabschnitten ist die Verkehrsentwicklung seit der Verkehrsübergabe bis einschließlich 1989 bekannt (s. Tab. 2). Die Daten wurden im Rahmen des schon genannten Forschungsvorhabens der BAST „Langzeitbeobachtungen an ausgewählten Streckenabschnitten“ erhoben. Die Verkehrsbelastung wurde mit Achslastzählgeräten im Dauerbetrieb in unmittelbarer Nähe der Streckenabschnitte erfaßt [5]. Die Inbetriebnahme der Achslastzählgeräte erfolgte im Zeitraum 1973 bis 1976, ihr Ausbau stufenweise bis

1989, so daß durchschnittlich aus diesen Aufzeichnungen Achslastverteilungen von 12 Jahren zur Verfügung stehen; die Differenzzeiten zur gesamten Beobachtungsdauer von 24 Jahren -1966 bis einschließlich 1989- wurden mit extrapolierten Werten ergänzt.

Die Erfassung der Verkehrsbelastung erfolgte in Stundensummen und sieben Achslastklassen mit einer Klassenbreite von 2t ($\leq 2t$, $>2t \leq 4t$, $>4t \leq 6t$, $>6t \leq 8$, $>8 \leq 10$, $>10 \leq 12$, $>12t$), die in aggregierter Form als Monats- und Jahressummen in die Datenbank „Untersuchungsstrecken“ [6] übernommen wurden. Die oberste Lastklasse sieben beinhaltet alle Achslasten größer 12t.

Da davon ausgegangen werden kann, daß Achslasten bis 2t nur einen geringen Beitrag zur Straßenbeanspruchung liefern, werden für die Untersuchung nur die Verteilungen in den Achslastklassen ab der Klasse $>2t \leq 4t$ herangezogen, die den Schwerverkehr repräsentieren. Das entsprechende Datenmaterial stammt aus der schon genannten Datenbank „Untersuchungsstrecken“.

Die zeitliche Entwicklung der Anzahl der Achsübergänge in den oberen sechs Achslastklassen ist für die 10 Strecken in Anlage 3 dargestellt. Nur in den Jahren, die innerhalb der Markierungen liegen, wurden die Achsen gezählt. Die Achsanzahlen außerhalb der Markierungen wurden gemäß des in [7] beschriebenen Ansatzes extrapoliert. Zusätzlich aufgenommen ist der die Straßenbeanspruchung repräsentierende zeitliche Verlauf der äquivalenten 10t-Achsen für jede der sechs Achslastklassen. Der Bezug auf die Anzahl der äquivalenten 10t-Achsen erfolgte mit den aus dem AASHO-Road-Test abgeleiteten Achslastäquivalenzfaktoren und dem jeweiligen Klassenmittelwert -für die oberste Klasse $>12t$ werden als Mittelwert 13t angesetzt-, wie folgt

$$n_{\text{äquiv},i} = \text{äquiv},i \cdot n_{\text{Achsen},i} \quad (1)$$

mit

$$\text{äquiv},i = \left[\frac{\text{alast},i}{\text{äquivlast}} \right]^4 \quad (2)$$

Es bedeuten

$n_{\text{äquiv},i}$	Anzahl der äquivalenten 10t-Achsen im betrachteten Jahr
$\text{äquiv},i$	Achslastäquivalenzfaktor der i-ten Lastklasse
$n_{\text{Achsen},i}$	Achsanzahl $>2t$ der i-ten Lastklasse im betrachteten Jahr
alast,i	Klassenmittelwert der i-ten Lastklasse in t
äquivlast	äquivalente Achslast, hier 10t

Aus den Darstellungen wird deutlich, daß, obwohl die Veränderung der Anzahl der Überrollungen in den unteren drei Achslastklassen deutlich größer ausfällt, der Beanspruchungszuwachs durch die Zunahme der Achsübergänge in den oberen Achslastklassen ab der Klasse $>6t \leq 8$ dominiert wird, was durch die gegenüber den unteren Achslastklassen größeren Äquivalenzfaktoren begründet ist.

In der Anlage 4 sind die zeitlichen Entwicklungen der Summe der jährlichen Lastklassenbelegungen (obere Darstellung), die aus der Addition der Achsmengen in den Achslastklassen 2 bis 7 (Achsen $>2t$) erhalten wird, und der Summe der äquivalenten 10t-Achsen (untere Darstellung) zusammengefaßt. Weichen die beiden zeitlichen Verläufe qualitativ voneinander ab, wie beispielsweise deutlich zu erkennen bei den Streckenabschnitten 400 und 670, so deutet das auf eine Verschiebung im Achslastklassenspektrum hin und somit auf eine quantitative Veränderung der Beanspruchungsanteile aus den einzelnen Achslastklassen.

Mit Hilfe des Quotienten aus der Summe der jährlichen äquivalenten 10t-Achsen und der Summe der jährlichen Achsüberrollungen (Anlage 5, obere Darstellung) kann das von einem Achslastspektrum auf die Straße einwirkende Beanspruchungsniveau ausgedrückt werden. Der Quotient ist nur von dem Achslastklassenspektrum und nicht vom $DTV^{(SV)}$ selbst abhängig. Gleiche Achslastklassenspektren verschiedener $DTV^{(SV)}$ -Werte liefern den gleichen Quotienten. Hohe Quotienten drücken für ein bestimmtes Achslastklassenspektrum somit ein hohes hiervon ausgehendes Beanspruchungsniveau aus. Die Erklärung liegt darin, daß die schweren Achsen überproportional zur Gesamtbeanspruchung beitragen.

$$Q_b = \frac{n_{\text{äquiv}}}{n_{\text{Achsen}}} \quad (3)$$

Q_b	Beanspruchungsquotient eines Achslastklassenspektrums
$n_{\text{äquiv}}$	Anzahl der äquivalenten 10t-Achsen im betrachteten Jahr
n_{Achsen}	Anzahl der Achsüberrollungen >2t im betrachteten Jahr

Ein mit der Zeit deutlich zunehmender Quotient zeigt eine qualitative Verschiebung des Achslastklassenspektrums zu den oberen Lastklassen hin an und somit eine Zunahme ihrer Beanspruchungsanteile (Streckenabschnitte 405, 420) und umgekehrt (Streckenabschnitte 140, 400). Verändert sich der zeitliche Verlauf des Quotientens dagegen nicht oder nur kaum, so gibt es keine qualitativen Veränderungen im Achslastklassenspektrum bzw. sind auch in sich ausgleichende Verschiebungen denkbar (Streckenabschnitte 670, 680, 700, 750, 280).

In der unteren Darstellung der Anlage 5 ist der relative Anteil der äquivalenten 10t-Achsen der einzelnen Achslastklassen an ihrer Gesamtsumme aufgetragen. Aus dieser Darstellung ist ersichtlich, in welchen Achslastklassen es zu einer Veränderung ihrer Anteile an der Gesamtbeanspruchung kommt. Ersichtlich wird das auch aus den Achslastklassenspektren, die für das Jahr 1989, das Jahr des Abschlusses der „Langzeitbeobachtungen“, in der Anlage 6, obere Darstellung aufgetragen sind. In der unteren Darstellung der Anlage sind für dasselbe Jahr die Spektren der äquivalenten 10t-Achsen aufgetragen. Aus beiden Darstellungen ist die unterschiedliche Belastung der Streckenabschnitte aus den einzelnen Achslastklassen und der aus ihr resultierenden Beanspruchung erkennbar.

Die zeitliche Entwicklung der kumulativen Summe der jährlichen Lastklassenbelegung erlaubt eine Reihung der 10 Streckenabschnitte hinsichtlich ihrer Verkehrsbelastung (Bild 6, obere Darstellung). Mit insgesamt ca. 10,2 Mio Achsen >2t zwischen den Jahren 1966 und 1989 sind die Streckenabschnitte 140, 145 und 280 am stärksten belastet. Am unteren Ende der Belastungsskala mit nur 1,2 Mio Achsen >2t liegt der Streckenabschnitt 420. Die kumulative Summe der äquivalenten

10t-Achsen über die Zeit aufgetragen (Bild 6, untere Darstellung) ergibt eine etwas andere Reihung der Streckenabschnitte hinsichtlich ihrer Beanspruchung, unter Anwendung der 4. Potenzregel. Die Beanspruchung wird bestimmt von der Belegung der einzelnen Achslastklassen (Bild 7). Am stärksten beansprucht ist der Streckenabschnitt 140 mit insgesamt ca. 4,6 Mio äquivalenten 10t-Achsen im genannten Zeitraum. Die beiden Streckenabschnitte 280 und 145, die in der Summe eine etwa gleichgroße Belastung aus dem Schwerverkehr aufweisen, werden mit etwa 2,6 Mio bzw. 1,8 Mio äquivalenten 10t-Achsen deutlich geringer beansprucht.

Hier wird eine Schwäche der RStO 86/89 [8] erkennbar, die mit der maßgebenden Verkehrsbelastungszahl VB nur auf die gewichtete Anzahl der Fahrzeuge des Schwerverkehrs $DTV^{(SV)}$ abhebt, nicht aber auf die von ihnen ausgehende Beanspruchung. Sie ist somit kein hinreichendes Kriterium zur Charakterisierung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus einer Straßenbefestigung.

In Tabelle 7 wurden zusammenfassend die 10 Streckenabschnitte hinsichtlich ihrer Verkehrsbelastung aus dem Schwerverkehr, ausgedrückt durch die kumulative Summe der Achsen >2t im Zeitraum der Langzeitbeobachtungen zwischen 1966 und 1989, gereiht. Die kumulative Summe der äquivalenten 10t-Achsen und der Quotient aus beiden ist mit angeschrieben. Auf eine Extrapolation der Verkehrsbelastung bis zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme (1991/1992) wird in diesem Zusammenhang verzichtet, da dadurch die nachfolgende Eingruppierung in die Beanspruchungsgruppen bzw. Bauklassen nach den RStO 86/89 nicht beeinflusst wird. In Anlehnung an [9] fallen Bundes- und Landesstraßen mit jährlichen, äquivalenten 10t-Achsen von $<1 \cdot 10^4$ in die Beanspruchungsgruppe „schwach“, zwischen $1 \cdot 10^4$ und $\leq 1 \cdot 10^5$ in die Beanspruchungsgruppe „mittel“ und von $>1E5$ in die Beanspruchungsgruppe „stark“. In Bild 8 ist die Zuordnung der Strecken zur entsprechenden Beanspruchungsgruppe visualisiert. Dabei gibt die untere Begrenzung der vertikalen Linien die Anzahl der jährlichen äquivalenten 10t-Achsen zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe wieder, die obere Begrenzung die der im Jahr 1989, dem Ende der Langzeitbeobachtungen.

An den restlichen 7 Streckenabschnitten wurden keine Achslasten erfaßt. Durch örtliche Beobach

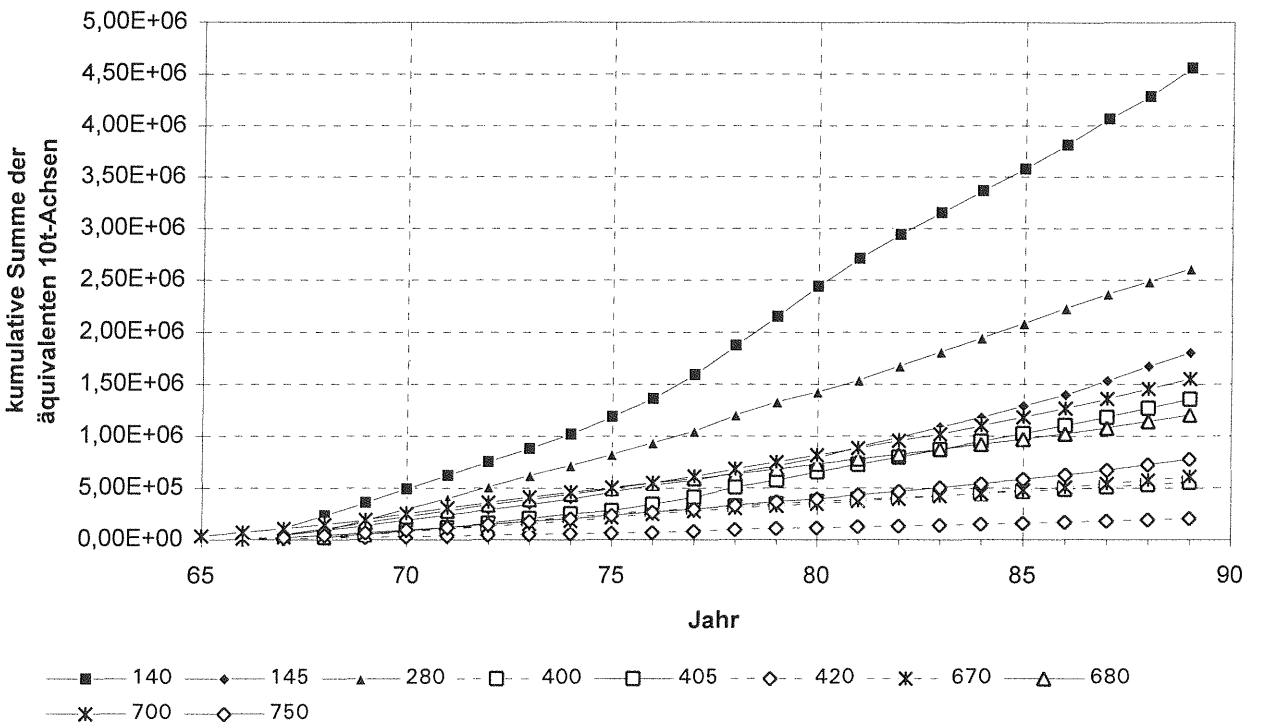
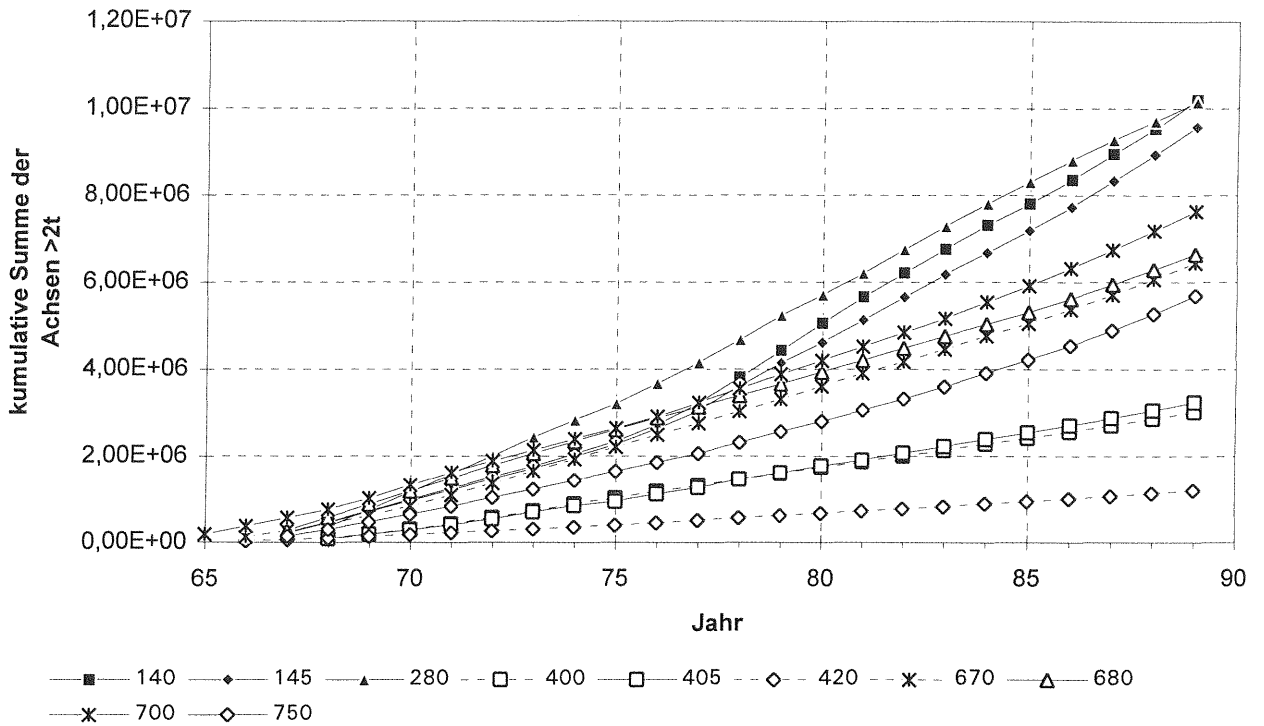


Bild 6 Zeitlicher Verlauf der kumulativen Summe der Achsen >2t und der äquivalenten 10t-Achsen

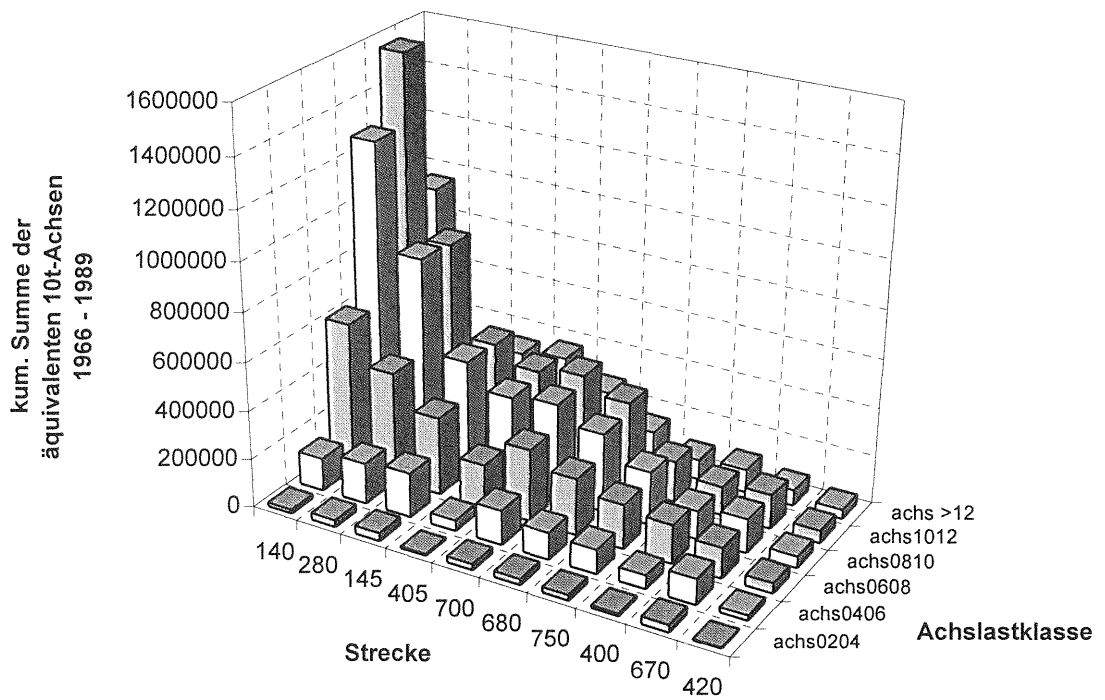
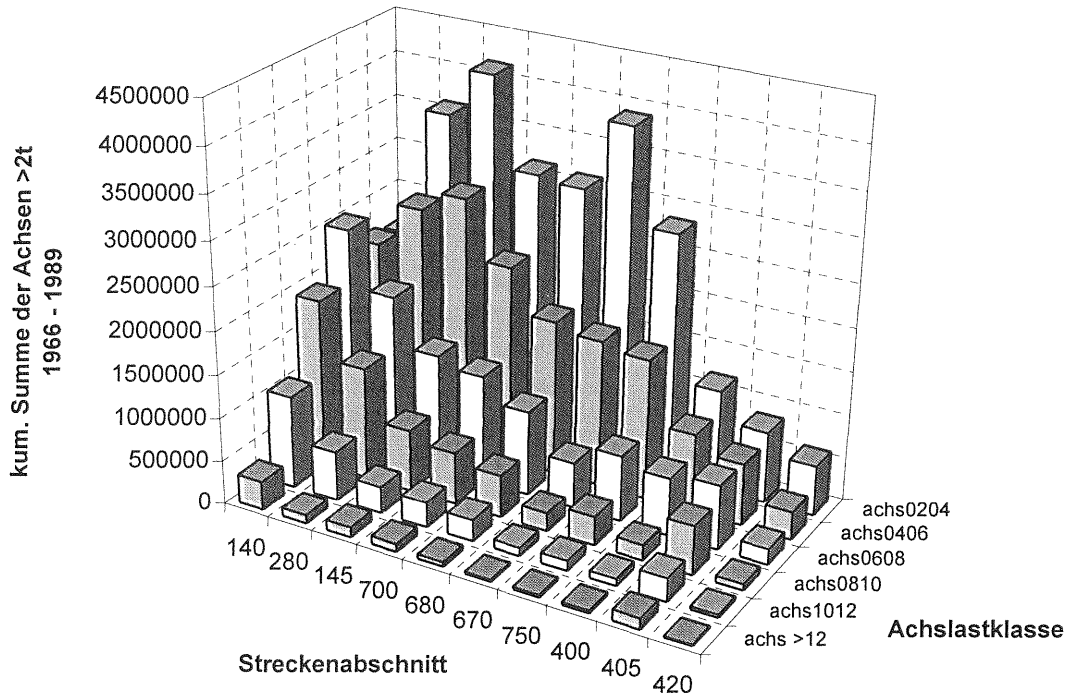


Bild 7 kumulative Summe der Achsen >2t und der äquivalenten 10t-Achsen

Strecke	BW	kumulative Summe 1966 bis 1989		Quotient 4 / 3
		der Achsen >2t	der äquivalenten 10t-Achsen	
1	2	3	4	5
140	A	10.195.176	4.559.983	0,45
280	D	10.151.541	2.611.884	0,26
145	A	9.569.746	1.804.835	0,19
700	A	7.636.121	1.551.782	0,20
680	A	6.638.713	1.203.731	0,18
670	A	6.441.818	611.446	0,09
750	A	5.686.144	779.025	0,14
405	A	3.240.360	1.356.386	0,42
400	A	3.019.890	555.991	0,18
420	A	1.205.067	206.302	0,17

Tab. 7 Reihung der 10 Streckenabschnitte hinsichtlich ihrer Belastung aus dem Schwerverkehr

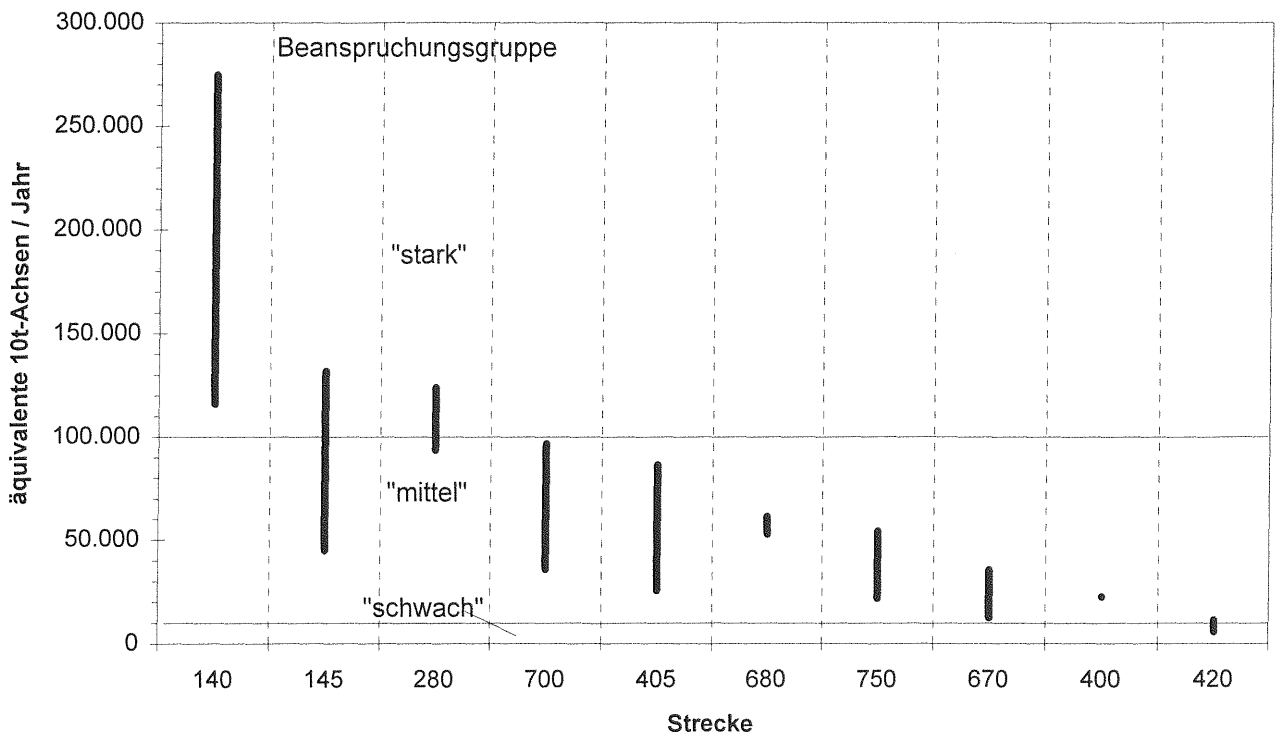


Bild 8 Reihung der Streckenabschnitte nach der Anzahl der äquivalenten 10t-Achsen

tungen im Rahmen von Messungen während der Langzeitbeobachtungen können jedoch diese Streckenabschnitte der Beanspruchungsgruppe „mittel“ zugeordnet werden.

2.4 Bestimmung der Bauklasse nach den RStO 86/89

Aus der Summe der jährlichen Lastklassenbelegungen (s. Anlage 4), der mittleren Achszahl der Schwerverkehrsfahrzeuge und Annahmen zum zeitlichen Auftreten des Schwerverkehrs läßt sich überschläglich der $DTV^{(SV)}$ berechnen. Da der $DTV^{(SV)}$ die Verkehrsstärke der Fahrzeugarten des Schwerverkehrs unabhängig von ihrer Zuladung beschreibt, wurde die Summe der jährlichen Lastklassenbelegungen mit einem 10prozentigen Aufschlag versehen, um auch diejenigen Achsen des Schwerverkehrs zu berücksichtigen, deren Achsgewicht weniger als 2t beträgt (unbeladene Fahrzeuge). Durch Division mit der mittleren Achszahl pro Fahrzeug von 3,1 auf Bundes- und Landstraßen [9] erhält man die jährliche Anzahl der Schwerverkehrsfahrzeuge. Zur Bestimmung des $DTV^{(SV)}$ wird weiter angenommen, daß in allen 12 Monaten eines Jahres, Schwerverkehr nur an 24 Tagen auftritt. Nachfolgend ist der Ansatz zur überschläglichen Berechnung des $DTV^{(SV)}$ aufgeführt.

$$DTV^{(SV)} = \frac{\sum_{i=2}^7 (nAchsens,i) + 10\%}{3,1 * nMon * nTage} \quad (3)$$

- $\sum (nAchsens,i)$ Summe der jährlichen Belegungen der Achslastklassen 2 bis 7
 10% Zuschlag für die Achslasten des Schwerverkehrs $\leq 2t$
 3,1 mittlere Achszahl der Schwerverkehrsfahrzeuge auf Bundes- und Landstraßen
 nMon 12 Monate pro Jahr
 nTage an 24 Tagen eines Monats Schwerverkehr

Die zeitliche Entwicklung des so berechneten $DTV^{(SV)}$ ist für alle zehn Streckenabschnitte in der Anlage 7 dargestellt.

In den RStO 86/89 [8] ist als Verkehrsbelastung in der Regel die maßgebende Verkehrsbelastungszahl (VB) für die Zuordnung zur Bauklasse zugrunde zu legen. Die maßgebende Verkehrsbelastungszahl enthält den Prognosefaktor f_p , der die Änderung des $DTV^{(SV)}$ berücksichtigt. Hierfür ist für die Hälfte des vorgesehenen Nutzungszeitraumes von 20 Jahren eine jährliche, lineare Zunahme des $DTV^{(SV)}$ von 1% bei Bundes- und Landstraßen anzusetzen.

Aus der zeitlichen Entwicklung des $DTV^{(SV)}$ lassen sich Regressionsgeraden der Form $y = mx + b$ ableiten. Mit dem Bezug der mittleren jährlichen Veränderungsrate, die der Steigung m der Regressionsgeraden entspricht, auf den $DTV^{(SV)}$ -Wert des Ausgangsjahres für die Regression (Zeitpunkt der Verkehrsübergabe), kann die mittlere, konstante Veränderungsrate des Schwerverkehrs abgeschätzt werden (Tabelle 8).

Strecke	$DTV^{(SV)}$			lineare Veränderungsrate pro Jahr (4) auf (2) bezogen [%]
	Verkehrsübergabe	1989	lineare Veränderung pro Jahr (aus Regression)	
1	2	3	4	5
140	286	824	26	8,9
145	277	786	25	8,9
280	452	546	6	1,4
400	112	194	2	1,6
405	107	224	4	3,9
420	42	83	2	3,9
670	161	462	9	5,8
680	343	432	1	0,4
700	229	557	12	5,3
750	186	510	13	6,8

Tab. 8 Jährliche, lineare Zunahme des Schwerverkehrs

Der Vergleich mit der in den RStO 86/89 anzusetzenden linearen Zunahme des $DTV^{(SV)}$ von 1% bei Bundes- und Landstraßen zeigt, daß der Schwerverkehr und somit die Beanspruchung für die meisten der zehn Streckenabschnitte deutlich stärker zugenommen hat.

Das ist auch das Fazit des Forschungsvorhabens „Analyse und Quantifizierung der Verkehrsbelastung“ [9], wonach die Zuwachsraten des

Schwerverkehrs auf Bundesautobahnen sowie Bundes- und Landstraßen, die Prognosefaktoren der RStO 86/89 deutlich übersteigen.

Jeder der zehn Streckenabschnitte kann hinsichtlich der Dimensionierung nach den RStO 86/89 durch zwei Größen charakterisiert werden. Zum einen ist dies die maßgebende Verkehrsbelastungszahl, zum anderen die an Bohrkernen festgestellte Dicke der Asphalt-schicht. Die maßgebende Verkehrsbelastungszahl wird hier vereinfachend mit dem DTV^(SV) zehn Jahre nach Verkehrsübergabe gleichgesetzt, wobei die ermittelten DTV^(SV)-Werte zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe und die mittleren, linearen Zuwachsraten nach Tabelle 8 zugrunde gelegt werden. Die mittlere Asphalt-dik-

ke wird dem Mittelwert gleichgesetzt, der sich für den gesamten Streckenabschnitt aus den Mittelwerten (MW) im unbelasteten und belasteten Bereich der Straße (Tabelle 5) berechnet.

Die sich aus beiden Größen ergebenden Wertepaare wurden getrennt nach den Bauweisen A und D jeweils in ein Diagramm eingezeichnet (Bild 9), auf dessen Abszisse die Bauklassen VI bis II in Abhängigkeit der maßgebenden Verkehrsbelastungszahl unterschieden werden und auf dessen Ordinate in Abhängigkeit der mittleren Asphalt-dicke. Die an die mittleren Asphalt-dicken (offene Raute) gezeichneten vertikalen Linien beschreiben diese unter Berücksichtigung ihrer Standardabweichung, also den Bereich, in dem ca. 68% aller ge-

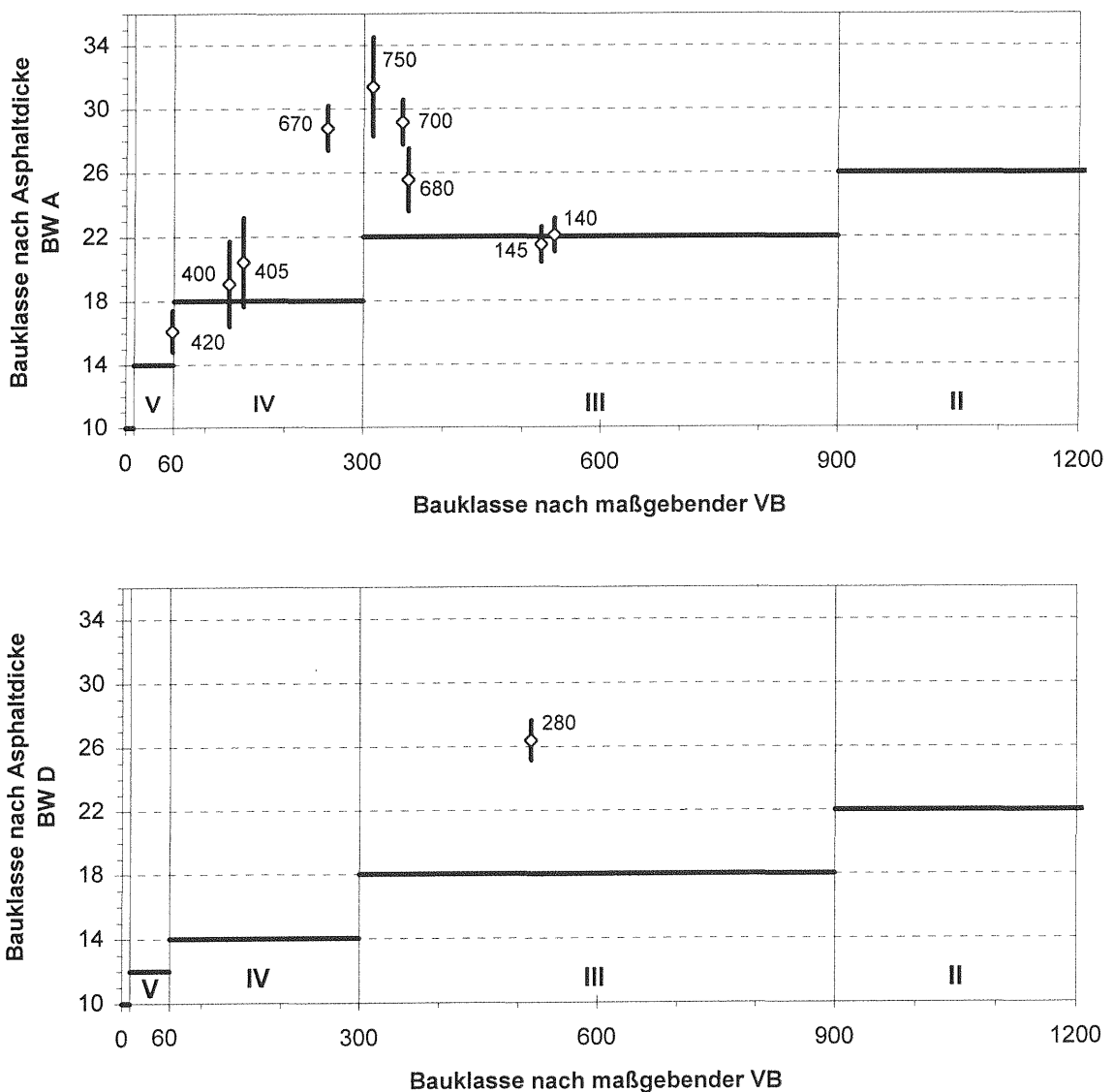


Bild 9 Bestimmung der Bauklasse nach den RStO 86/89

messenen Asphaltstärken liegen.

Sechs Streckenabschnitte fallen nach dieser Darstellung, unter Zugrundelegung der für sie ermittelten Verkehrsbelastungszahl zum Berechnungszeitpunkt nach den RStO 86/89, in die Bauklasse III (drei von ihnen mehr an die untere Grenze dieser Bauklasse), vier in die Bauklasse IV. Es ist aber zu erkennen, daß ein Teil der zehn Streckenabschnitte (280, 670, 700 und 750), unter Zugrundelegung der Asphaltstärke, nach den RStO 86/89 überdimensioniert ist. An dieser Stelle wird nochmals darauf hingewiesen, daß die Dimensionierung der untersuchten Streckenabschnitte nach den damals geltenden StF bit 66 erfolgte.

Aus der Lage in der unteren Hälfte der beiden Bauklassen III und IV sowie der teilweisen Überdimensionierung könnte gefolgert werden, daß die entsprechenden Streckenabschnitte nicht bis an ihre Grenze beansprucht sind. Es sind hier aber die erheblichen Zuwachsraten des Schwerverkehrs (s. Tab. 8) und der zum Zeitpunkt der Berichtlegung inzwischen 27-jährige Nutzungszeitraum mit zu berücksichtigen.

3 E-Modulbestimmung nach dem Zweipunkt-Biegeversuch

3.1 Versuchsdurchführung

Temperatur- und frequenzabhängige E-Moduli werden bei der BAST mit dem Zweipunkt-Biegeversuch bestimmt. Es stehen hierfür vier Belastungseinrichtungen, die jeweils zu zweit in einer Temperierkammer stehen, zur Verfügung. Der absolute E-Modul prismatischer Probekörper kann mit diesen Einrichtungen für Temperaturen von -20°C bis $+40^{\circ}\text{C}$ und einem Frequenzspektrum von 2 Hz bis 120 Hz bestimmt werden. Die Probekörperabmessungen betragen 4 cm x 4 cm x 16 cm. Bei der E-Modulbestimmung an Probekörpern wird Homogenität des Baustoffes vorausgesetzt. Sie kann bei diesen Abmessungen bis zu einem Größtkorn der Mineralstoffe von 12 mm angenommen werden. Probekörper mit diesen Abmessungen aus der Deckschicht können somit als homogen aufgebaut betrachtet werden. Probekörper aus der Tragschicht müssen dagegen als inhomogen angesehen werden, da sie auch Mineralstoffe von >12 mm enthalten. Es müßten in solchen Fällen die

Probekörperabmessungen entsprechend vergrößert werden. Messungen an einem Probekörper 9 cm x 12 cm x 48 cm aus Tragschichtmaterial mit ca. 30% Anteil an Mineralstoffen >12 mm und einem Größtkorn von 30 mm und an vier aus ihm geschnittenen Probekörpern mit den Abmessungen 4 cm x 4 cm x 16 cm zeigten aber für verschiedene Temperaturen eine gute Übereinstimmung des über das Frequenzspektrum von 2 Hz bis 120 Hz bestimmten E-Moduls [10]. Im Rahmen dieser Untersuchungen werden deshalb auch für Probekörper aus den Tragschichten die Abmessungen beibehalten.

Zur Versuchsdurchführung wird der Probekörper mit einer quadratischen Endfläche auf eine Befestigungsplatte (Einspannung) geklebt, während auf die andere Grundfläche eine Metallplatte aufgeklebt wird, die mit dem elektromagnetischen Schwingungsregler kraftschlüssig gekoppelt wird. Zur Messung der Schwingungsamplitude wird ein induktiver Wegaufnehmer an die dem Schwingungserreger gegenüberliegende Seite der Metallplatte gelegt. Die Versuchsanordnung zeigt Bild 10. Die Belastung des Probekörpers erfolgt -bezogen

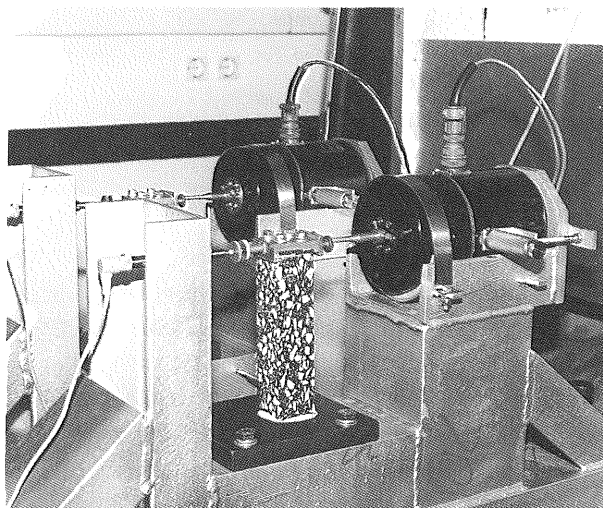


Bild 10 Versuchsanordnung beim Zweipunkt-Biegeversuch

auf seine Lage in der Straßenbefestigung- in vertikaler Richtung mit einer sinusförmigen Wechselkraft von $P=10,1$ N, nachdem das Innere der Temperierkammer das gewünschte Temperaturniveau erreicht hat. Beim Versuch werden die Amplitude der horizontalen Auslenkung Z und der Phasenwinkel j zwischen Kraft und Auslenkung gemessen. Detaillierte Ausführungen zur Versuchsdurchführung

rung und dem theoretischen Hintergrund können [10] entnommen werden.

Der absolute E-Modul, im weiteren mit $/E/$ -Modul bezeichnet, ist der Betrag des frequenz- und temperaturabhängigen komplexen E-Moduls visko-elastischer Stoffe, der sich aus einem Realteil E_R und einem Imaginärteil E_I zusammensetzt, er wird aus den Meßdaten wie folgt bestimmt:

$$/E/ = (E_R^2 + E_I^2)^{0,5} \quad (4)$$

Dabei ist

$$E_R = F * P/Z * \cos(j) + m w^2 \quad (5)$$

und

$$E_I = F * P/Z * \sin(j) \quad (6)$$

mit dem Formfaktor

$$F = (4 * l^3) / (b * h^3) \quad (7)$$

es sind

l, b, h	Abmessungen des Probekörpers
P	Amplitude der Wechselkraft
Z	Amplitude der Auslenkung
j	Phasenwinkel zwischen Kraft und Auslenkung
m	System-Masse (Schwingungssystem)
w	Kreisfrequenz ($= 2 \pi f$)

Bei Modulbestimmungen liegt der aus der Meßkette resultierende Fehler einer Einzelmessung rechnerisch zwischen 7 und 10%. Er läßt sich aber durch die Bestimmung des Formfaktors F (Gleichung (7)), für jeden Probekörper einzeln, auf $\pm 5-8\%$ reduzieren [10].

Für die vorliegende Arbeit sind die Versuche zur Bestimmung des $/E/$ -Moduls bei einer Temperatur von 20°C durchgeführt worden. Für den Vergleich der $/E/$ -Moduli der Probekörper aus dem unbelasteten und belasteten Bereich der Straße werden die bei einer Frequenz von 10 Hz bestimmten herangezogen, geltend für eine mittlere Geschwindigkeit des Schwerverkehrs von $v = 60 \text{ km/h}$ [11].

3.2 Vorgehensweise

Jedem der siebzehn Streckenabschnitte wurden in den Jahren 1991/92 insgesamt 30 Bohrkerne entnommen, 6 jedem der fünf Primärquerschnitte, davon jeweils 3 Bohrkerne aus der äußeren Radspur und dem Bereich zwischen den Radspuren (s. Bild 4). Insgesamt wurden so 510 Bohrkerne gezogen. Bei jeweils zwei Probekörpern aus der Deck- und Tragschicht hätten 2040 Probekörper untersucht werden müssen, 120 je Streckenabschnitt. Aufgrund des hohen zeitlichen Aufwandes für die Herstellung/Vorbereitung der Probekörper und die Bestimmung ihres $/E/$ -Moduls, wurden die Untersuchungen in zwei Phasen gegliedert.

In der ersten Phase wurden aus nur 10 Bohrkernen je Strecke -jeweils einer aus dem unbelasteten und belasteten Bereich pro Primärquerschnitt- jeweils 2 Probekörper aus der oberen Zone (Deckschicht) und der unteren Zone (Tragschicht) längs zur Fahrtrichtung gesägt, vorbereitet und geprüft, das sind je Schicht 20 Probekörper pro Streckenabschnitt. Bei siebzehn Streckenabschnitten waren so zunächst 680 Probekörper vorzubereiten und zu prüfen. Aus den Ergebnissen der $/E/$ -Modul-Bestimmung werden die $/E/$ -Modul-Verteilung in der äußerer Radspur und in Fahrstreifenmitte, der Unterschied zwischen den $/E/$ -Moduli zweier aus einer Schicht benachbart herausgesägter Probekörper und die Tendenz des Steifigkeitsunterschiedes zwischen beiden Bereichen der Straße erhalten.

Die aus den Prüfergebnissen der ersten Phase zu ziehenden Schlußfolgerungen hinsichtlich eines eventuellen Steifigkeitsunterschiedes zwischen äußerer Radspur (belastet) und Fahrstreifenmitte (unbelastet) beruhen auf dem Vergleich von nur 2 Wertepaaren je Schicht und Primärquerschnitt. Für eine statistisch abgesicherte Aussage ist das nicht ausreichend. In der zweiten Phase wurden daher für acht Streckenabschnitte zur statistischen Absicherung der sie betreffenden Aussagen, aus den restlichen Bohrkernen ebenfalls jeweils zwei Probekörper aus der Deck- und Tragschicht gesägt und an ihnen der $/E/$ -Modul bestimmt. Die acht Streckenabschnitte 140, 145, 280, 405, 420, 670, 680 und 750 wurden anhand ihrer Verkehrsbelastung selektiert, um ein möglichst breites Spektrum abzudecken. Für diese acht Streckenabschnitte fließen somit je Bereich, Primärquerschnitt und Schicht, sechs Werte, die als Stichprobe eines eng

begrenzten Bereiches (Bohrkernentnahmebereich ca. 20 cm x 80 cm) aufgefaßt werden können, in die statistische Betrachtung ein. In der zweiten Phase wurden so weitere 640 Probekörper vorbereitet und geprüft, 40 je Schicht und Streckenabschnitt.

Insgesamt wurden für beide Phasen 1320 Probekörper aus den Bohrkernen gesägt. An insgesamt 1205 Probekörpern konnte der /E/-Modul bestimmt werden, 115 Probekörper wurden aufgrund von zu großen Poren und zu großen Kornausbrüchen nicht geprüft bzw. zerfielen während des Sägens.

4 Ergebnisse des Zweipunkt-Biegeversuches

4.1 Vorbemerkungen

Ein Teil der prismatischen Probekörper mit den Abmessungen 4 cm x 4 cm x 16 cm wurde für die Streckenabschnitte 140, 145, 400, 405, 670, 700 und 780 von der Ingenieurgesellschaft Schniering, Essen gesägt. Alle anderen Probekörper wurden in der BAST hergestellt. Alle Probekörper wurden in der BAST zur Prüfung vorbereitet und an ihnen (insgesamt 1205 Probekörper) die /E/-Modul-Bestimmung mit dem Zweipunkt-Biegeversuch durchgeführt.

Für jeden Streckenabschnitt wurde ein Prüfprotokoll angelegt, aus dem die Bohrkern-Nr. und der visuelle Zustand der Probekörper anhand von Kennziffern abzulesen ist und wieviele Schichten in den 4cm dicken Probekörpern, erkennbar an zwei oder mehr untereinander stehenden Kennziffern pro Zelle, auftreten (Anlage 8). Obwohl die Probekörper aus dem oberen Bereich aus Materialien unterschiedlicher Schichten bestehen können, wurde die Bezeichnung dieser Probekörper mit "Deckschicht" gewählt. Probekörper, die aufgrund von zu großen Kornausbrüchen -unter dieser Kennziffer werden auch nicht planparallele Stirnflächen und eine nicht ausreichende Probekörperlänge zusammengefaßt- oder Auseinanderfallens während des Sägens nicht prüfbar waren, sind mit den Kennziffern ab 3 gekennzeichnet und grau hinterlegt.

4.2 /E/-Modul-Vergleich für alle sieben Streckenabschnitte mittels Differenzenbildung (Phase I)

Im Rahmen der ersten Prüfphase wurden 680 Probekörper aus den entsprechenden Bohrkernen gesägt. 45 Probekörper konnten nicht geprüft werden, 44 davon aus der Tragschicht, von denen 25 Probekörper zu große Kornausbrüche aufwiesen, 19 zerfielen während des Sägens. Nur ein Probekörper aus der Deckschicht konnte wegen zu großer Kornausbrüche nicht geprüft werden. Insbesondere zerfielen die Probekörper aus der Tragschicht des Streckenabschnittes 400, was auf die starke Versprödung des Tragschichtmaterials zurückzuführen ist. Dies gilt auch für den Streckenabschnitt 770.

In Anlage 9 sind die Prüfergebnisse der ersten Phase tabellarisch und grafisch dokumentiert. Getrennt nach Deck- und Tragschicht sowie unbelastetem und belastetem Bereich der Straße ist für jeden Probekörper sein /E/-Modul angeschrieben. Weiterhin sind für beide Bereiche eines Streckenabschnittes, der /E/-Modul-Mittelwert, die Standardabweichung und der Variationskoeffizient angegeben. Zusätzlich aufgenommen wurde für jeden Primärquerschnitt die mittlere Asphaltstärke aus Tabelle 5. Im oberen Teil der grafischen Darstellung sind die /E/-Moduli und die mittleren Asphaltstärken in Abhängigkeit der Bohrkernentnahmestelle dargestellt, im unteren Teil die /E/-Modul-Wertepaare (P1,unbel ; P1,bel) bzw. (P2,unbel ; P2,bel).

Aus der oberen Darstellung der Anlage ist ersichtlich, daß es für einen betrachteten Streckenabschnitt, mit wenigen Ausnahmen, keine einheitliche Tendenz hinsichtlich des Steifigkeitsunterschiedes zwischen unbelastetem und belastetem Bereich der Straße gibt. Genauso häufig wie an Probekörpern aus dem belasteten Bereich gegenüber dem unbelasteten ein kleinerer /E/-Modul bestimmt wurde, genauso häufig gilt dies für den umgekehrten Fall. Dies gilt für die Deckschicht und für die Tragschicht gleichermaßen. Häufig ist auch kein Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Bereichen feststellbar. In die untere Darstellung sind die Wertepaare (/E/P1,unbel ; /E/P1,bel) und (/E/P2,unbel ; /E/P2,bel) eingezeichnet. Markierungen unterhalb der 45°-Linie zeigen gegenüber dem Bereich zwischen den Radspuren eine kleinere Steifigkeit in der äußeren Radspur an, oberhalb liegende eine größere. Je weiter die Markierungen

von der 45°-Linie entfernt liegen, desto größer ist der Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Bereichen. Aus diesen Darstellungen wird die nicht einheitliche Tendenz des Steifigkeitsunterschiedes deutlich.

Der Variationskoeffizient des $/E/$ -Moduls über die fünf Primärquerschnitte hinweg beträgt für die Deckschicht i.M. 0,13 und für die Tragschicht 0,20. Hierin spiegeln sich material- und einbaubedingte Streuungen sowie die Inhomogenität der Probekörper wider.

Für die weiteren Betrachtungen stellt sich die Frage nach der Signifikanz des Steifigkeitsunterschiedes zwischen aus der äußeren Radspur und der Fahrstreifenmitte entnommenen Proben. Ob ein Steifigkeitsunterschied signifikant ist, hängt von der Streuung der $/E/$ -Moduli der benachbarten, nur durch einen Sägeschnitt getrennten Probekörper P1 und P2 ab. Nur wenn ein Steifigkeitsunterschied deutlich aus der $/E/$ -Modul-Streuung herausragt, ist er für weitere Betrachtungen signifikant.

Die relative Differenz zwischen den $/E/$ -Moduli der Probekörper P1 und P2 gibt Anhalt über die Streuung des $/E/$ -Moduls. Sie wird erhalten, indem die absolute Differenz zwischen den $/E/$ -Moduli beider Probekörper $\text{abs}(/E/P1 - /E/P2)$ auf den kleineren $/E/$ -Modul von beiden bezogen wird. Die so für jeden Primärquerschnitt und beide Entnahmereiche berechneten relativen $/E/$ -Modul-Differenzen weisen eine linkssteile oder positiv schiefe Verteilung auf. Der Median, der statt des Mittelwertes diese Verteilungsform in zwei gleich große Hälften teilt, beträgt unter Berücksichtigung seines Standardfehlers für die Deckschicht $8\% \pm 1\%$ und für die Tragschicht $8\% \pm 4\%$. Zu 90% liegen die relativen $/E/$ -Modul-Differenzen bei der Deckschicht unter 18%, bei der Tragschicht unter 22%. Für die nachfolgenden Betrachtungen wird eine $/E/$ -Modul-Streuung für die Deckschicht von $\pm 10\%$ und für die Tragschicht von $\pm 15\%$ angenommen.

Für den t -Test gepaarter Stichproben liegen mit $n=2$ je Primärquerschnitt und Bereich zu wenig Stichproben vor. Daher wird der folgende Weg beschritten, die Signifikanz eines Steifigkeitsunterschiedes zwischen der äußeren Radspur und der Fahrstreifenmitte festzustellen.

Der Steifigkeitsunterschied Delta zwischen der äußeren Radspur und der Fahrstreifenmitte ergibt sich aus den Mittelwerten der $/E/$ -Moduli zu

$$\Delta = (/E/P1_{,bel} + /E/P2_{,bel}) * 0,5 - (/E/P1_{,unbel} + /E/P2_{,unbel}) * 0,5 \quad (8)$$

$$= /E/b - /E/u, \quad (9)$$

wobei die Einzelwerte der $/E/$ -Moduli der Probekörper P1 und P2 der Anlage 9 entnommen wurden. In Tabelle 9 sind die so berechneten Mittelwerte für die Deckschicht, in Tabelle 10 die für die Tragschicht aufgeführt. Ist Delta negativ, so ist der $/E/$ -Modul der Probekörper aus der äußeren Radspur, dem belasteten Bereich, kleiner. Bei positivem Delta liegt der $/E/$ -Modul der Probekörper aus dem Bereich zwischen den Radspuren, dem unbelasteten Bereich, höher. Dies ist jeweils durch ein + in der Spalte Tendenz der beiden Tabellen zusätzlich kenntlich gemacht.

Überschreitet Delta den Streubereich

$$\pm (/E/b + /E/u) * 0,5 * \text{Streuung}/100, \quad (10)$$

Streuung Deckschicht 10%
Tragschicht 15%

der als Signifikanzschränke angesehen wird, so wird der Steifigkeitsunterschied zwischen unbelastetem und belastetem Bereich als signifikant angesehen, was durch zwei verschiedene Signaturen kenntlich gemacht ist. Bei nur geringer Überschreitung ist ein #, bei deutlicher Überschreitung ein X in das entsprechende Feld eingetragen.

Bei der Deckschicht liegt in 54%, bei der Tragschicht in 44% aller Fälle ein signifikanter Steifigkeitsunterschied zwischen Proben aus der äußeren Radspur und denen aus dem Bereich zwischen den Radspuren vor. 34% bzw. 40% liegen dabei deutlich über der Signifikanzschränke, 20% bzw. 4% liegen knapp darüber. Generell ist festzustellen, daß die Steifigkeit der Deck- und Tragschicht in der äußeren Radspur jeweils nur in etwa 22% aller Fälle kleiner ist als in Fahrstreifenmitte. In 46% bzw. 56% aller Fälle wird kein signifikanter Steifigkeitsunterschied festgestellt.

Streckenbezogen zeigt sich, mit wenigen Ausnahmen, keine einheitliche Tendenz des Steifigkeitsunterschiedes hinsichtlich Ort und Richtung. Orte, an

Strecke	Bohrkern- entnahme- stelle [m]	Primär- quer- schnitt -	Mittelwert der /E/-Moduli				Delta [MN/m ²]	Quoient /E/b / /E/u -	Tendenz	
			unbelastet		belastet				unbelastet kleiner	belastet kleiner
			BK-Nr. -	/E/u [MN/m ²]	BK-Nr. -	/E/b [MN/m ²]				
110	50,3	1	5	5520	1	5716	196	1,04	+	
	150,7	2	10	4788	8	4328	-460	0,90		#
	250,7	3	18	6161	13	7249	1089	1,18	+	
	350,7	4	22	6318	19	6065	-254	0,96		+
	450,7	5	28	6130	25	5415	-715	0,88		#
140	21,3	1	4	5981	1	7234	1253	1,21	X	
	145,3	2	10	6854	7	4969	-1885	0,72		X
	212,3	3	16	6197	13	7840	1643	1,27	X	
	390,3	4	22	5731	19	6998	1267	1,22	X	
	450,3	5	28	5668	25	7225	1557	1,27	X	
145	20,8	1	4	4468	1	5201	733	1,16	X	
	145,4	2	10	4312	7	5456	1144	1,27	X	
	219,4	3	16	4919	13	4662	-257	0,95		+
	362,4	4	22	5406	19	5332	-74	0,99		+
	452,4	5	28	5143	25	5233	90	1,02	+	
260	50,3	1	4	10215	1	7771	-2445	0,76		X
	150,3	2	11	7296	7	8285	989	1,14	X	
	250,3	3	16	7475	14	7736	261	1,03	+	
	350,3	4	22	7995	19	9388	1393	1,17	X	
	450,3	5	28	10484	26	10542	58	1,01	+	
280	54,3	1	4	4977	1	6752	1776	1,36	X	
	153,3	2	10	6610	7	5931	-679	0,90		#
	252,3	3	16	5014	13	4936	-79	0,98		+
	351,3	4	22	6607	19	6202	-405	0,94		+
	450,3	5	28	4949	25	5824	876	1,18	#	
300	50,3	1	4	4061	1	3777	-284	0,93		+
	150,3	2	11	3726	7	3330	-396	0,89		#
	250,3	3	16	8726	14	7757	-969	0,89		#
	350,3	4	24	8512	20	5907	-2605	0,69		X
	450,3	5	28	4840	25	6402	1563	1,32	X	
400	60,3	1	4	4097	2	4371	275	1,07	+	
	150,3	2	10	4667	9	4567	-100	0,98		+
	285,3	3	17	3458	13	5382	1924	1,56	X	
	330,3	4	22	4469	19	4032	-437	0,90		+
	450,3	5	28	5339	27	5654	315	1,06	+	
405	50,3	1	4	3866	1	4543	677	1,18	#	
	170,3	2	10	4468	7	4240	-228	0,95		+
	215,3	3	17	4493	13	5053	560	1,12	#	
	350,3	4	23	4669	19	5776	1107	1,24	X	
	450,3	5	28	4863	26	4296	-567	0,88		#
420	50,3	1	4	3340	1	3336	-4	1,00		+
	150,3	2	10	3146	7	3343	197	1,06	+	
	250,3	3	16	3552	13	3071	-481	0,86		#
	350,3	4	22	3780	19	3361	-419	0,89		#
	453,3	5	28	3693	25	3599	-94	0,97		+
470	53,8	1	4	4005	1	3165	-840	0,79		X
	151,3	2	12	3845	7	4366	521	1,14	#	
	250,4	3	17	4093	14	3668	-425	0,90		#
	350,4	4	23	4007	19	4252	246	1,06	+	
	460,4	5	29	4005	26	3960	-46	0,99		+

geringe signifikante Überschreitung X deutliche signifikante Überschreitung

Tab. 9 Vergleich der /E/-Moduli der Deckschicht

Strecke	Bohrkern- entnahme- stelle [m]	Primär- quer- schnitt -	Mittelwert der /E/-Moduli				Delta [MN/m ²]	Quoptient /E/b / /E/u -	Tendenz	
			unbelastet		belastet				unbelastet kleiner	belastet kleiner
			BK-Nr. -	/E/u [MN/m ²]	BK-Nr. -	/E/b [MN/m ²]				
670	49,7	1	4	6574	2	6074	-501	0,92		+
	150,3	2	10	5787	7	6090	303	1,05	+	
	250,3	3	17	5919	13	5693	-226	0,96		+
	350,3	4	22	6390	20	6833	444	1,07	+	
	450,3	5	28	5440	25	5473	33	1,01	+	
680	55,3	1	4	5907	1	6449	542	1,09	+	
	150,3	2	10	6124	7	6430	306	1,05	+	
	250,3	3	16	6840	14	6141	-699	0,90		#
	350,3	4	22	5969	19	6796	827	1,14	#	
	450,3	5	29	6603	26	6479	-124	0,98		+
700	100,3	1	4	4321	1	7964	3643	1,84	X	
	125,3	2	10	6461	7	6948	488	1,08	+	
	270,3	3	16	5158	14	7830	2672	1,52	X	
	385,3	4	22	5620	19	7783	2163	1,38	X	
	430,3	5	29	5088	25	7890	2803	1,55	X	
710	60,3	1	4	5420	1	5441	21	1,00	+	
	160,3	2	11	5337	8	5407	70	1,01	+	
	260,3	3	18	4840	15	5334	494	1,10	+	
	360,3	4	24	6427	21	5842	-586	0,91		+
	460,3	5	29	5294	25	4643	-651	0,88		#
750	95,3	1	4	4118	1	4287	170	1,04	+	
	180,3	2	10	3657	7	5086	1429	1,39	X	
	270,3	3	16	4407	13	2817	-1591	0,64		X
	360,3	4	22	4193	20	6960	2767	1,66	X	
	450,3	5	28	4280	26	4402	123	1,03	+	
770	40,3	1	6	6139	1	5399	-740	0,88		#
	140,3	2	10	6538	7	6328	-210	0,97		+
	240,3	3	17	5958	13	5262	-697	0,88		#
	340,3	4	22	6498	19	6837	340	1,05	+	
	446,3	5	28	6441	26	6106	-335	0,95		+
780	52,3	1	5	5261	2	4255	-1006	0,81		X
	150,3	2	10	5111	8	6319	1208	1,24	X	
	250,3	3	16	4876	14	6449	1574	1,32	X	
	350,3	4	23	4848	20	6049	1201	1,25	X	
	450,3	5	30	5602	25	7438	1836	1,33	X	

geringe signifikante Überschreitung X deutliche signifikante Überschreitung

Tab. 9 Vergleich der /E/-Moduli der Deckschicht (Fortsetzung)

Strecke	Bohrkern- entnahme- steile [m]	Primär- quer- schnitt -	Mittelwert der /E/-Moduli				Delta [MN/m ²]	Quoptient /E/b / /E/u -	Tendenz	
			unbelastet		belastet				unbelastet kleiner	belastet kleiner
			BK-Nr. -	/E/u [MN/m ²]	BK-Nr. -	/E/b [MN/m ²]				
110	50,3	1	5	9713	1	10559	846	1,09	+	
	150,7	2	10	10195	8	11774	1580	1,15	+	
	250,7	3	18	8940	14					
	350,7	4	22	9422	19					
	450,7	5	29	11605	25	11280	-325	0,97		+
140	21,3	1	4	7747	1	8033	287	1,04	+	
	145,3	2	10	6738	7	6042	-696	0,90		+
	212,3	3	16	7074	13	6800	-274	0,96		+
	390,3	4	22	5623	19	6492	870	1,15	+	
	450,3	5	28	9382	25	8612	-771	0,92		+
145	20,8	1	4	6960	1	9315	2355	1,34	X	
	145,4	2	10	7313	7	7816	503	1,07	+	
	219,4	3	16	7435	13	9655	2220	1,30	X	
	362,4	4	22	7701	19	4919	-2782	0,64		X
	452,4	5	28	4028	25	6591	2563	1,64	X	
260	50,3	1	4	8927	1	10255	1328	1,15	+	
	150,3	2	11	8158	7	8983	825	1,10	+	
	250,3	3	16	6367	14	7941	1574	1,25	X	
	350,3	4	22	10904	19	8873	-2031	0,81		X
	450,3	5	28	8158	26	9675	1518	1,19	#	
280	54,3	1	4	4551	1	4550	-1	1,00		+
	153,3	2	10	4583	7	4191	-392	0,91		+
	252,3	3	16	7706	13	3845	-3861	0,50		X
	351,3	4	22	7374	19	7196	-178	0,98		+
	450,3	5	28	5311	25	6504	1193	1,22	#	
300	50,3	1	4	7607	1	5682	-1925	0,75		X
	150,3	2	11	8407	7	6592	-1815	0,78		X
	250,3	3	16	5475	14	6896	1421	1,26	X	
	350,3	4	24	7340	20	2834	-4507	0,39		X
	450,3	5	28	4509	25	5935	1426	1,32	X	
400	60,3	1	4	8531	2	9450	919	1,11	+	
	150,3	2	10		9	7578				
	285,3	3	17	5651	13					
	330,3	4	22		19					
	450,3	5	28		27	5402				
405	50,3	1	4	8965	1	9097	132	1,01	+	
	170,3	2	10	8009	7	8227	218	1,03	+	
	215,3	3	17	7334	13	9299	1965	1,27	X	
	350,3	4	23	9077	19	11353	2276	1,25	X	
	450,3	5	28	7113	26	5527	-1586	0,78		X
420	50,3	1	4	8386	1	9320	935	1,11	+	
	150,3	2	10	8315	7	7925	-390	0,95		+
	250,3	3	16	8764	13	8523	-241	0,97		+
	350,3	4	22	6812	19	5906	-907	0,87		+
	453,3	5	28	8587	25	8310	-277	0,97		+
470	53,8	1	4	5035	1	5788	753	1,15	+	
	151,3	2	12	3825	7	4453	628	1,16	+	
	250,4	3	17	6229	14	5618	-611	0,90		+
	350,4	4	23	5629	19	4588	-1041	0,82		X
	460,4	5	29	5308	26	5201	-107	0,98		+

geringe signifikante Überschreitung X deutliche signifikante Überschreitung

Tab. 10 Vergleich der /E/-Moduli der Tragschicht

Strecke	Bohrkern- entnahme- stelle [m]	Primär- quer- schnitt -	Mittelwert der /E/-Moduli				Delta [MN/m ²]	Quoptient /E/b / /E/u -	Tendenz	
			unbelastet		belastet				unbelastet kleiner	belastet kleiner
			BK-Nr.	/E/u [MN/m ²]	BK-Nr.	/E/b [MN/m ²]				
670	49,7	1	4	10738	2	8351	-2387	0,78		X
	150,3	2	10	8877	7	9817	940	1,11	+	
	250,3	3	17	6908	13	9186	2278	1,33	X	
	350,3	4	22	10701	20	10095	-606	0,94		+
	450,3	5	28	8934	25	6680	-2254	0,75		X
680	55,3	1	4	10163	1	10590	428	1,04	+	
	150,3	2	10	10564	7	9240	-1324	0,87		+
	250,3	3	16	12222	14	9762	-2460	0,80		X
	350,3	4	22	7711	19	10643	2932	1,38	X	
	450,3	5	29	10568	26	11095	527	1,05	+	
700	100,3	1	4	10053	1	8042	-2011	0,80		X
	125,3	2	10	9811	7	7503	-2308	0,76		X
	270,3	3	16	8760	14	10908	2148	1,25	X	
	385,3	4	22	11804	19					
	430,3	5	29	9436	25					
710	60,3	1	4	10119	1	8299	-1820	0,82		X
	160,3	2	11	9358	8	10644	1286	1,14	+	
	260,3	3	18	8277	15	8072	-205	0,98		+
	360,3	4	24	8033	21	7481	-553	0,93		+
	460,3	5	29	8570	25	9186	617	1,07	+	
750	95,3	1	4	3060	1	2966	-94	0,97		+
	180,3	2	10	3182	7	2902	-280	0,91		+
	270,3	3	16	3216	13	4587	1371	1,43	X	
	360,3	4	22	6452	20	5074	-1378	0,79		X
	450,3	5	28	7116	26	7069	-47	0,99		+
770	40,3	1	6		1	7217				
	140,3	2	10		7	7358				
	240,3	3	17		13	2836				
	340,3	4	22		19	4518				
	446,3	5	28		26	6186				
780	52,3	1	5	4153	2	4581	429	1,10	+	
	150,3	2	10	2408	8	4588	2180	1,91	X	
	250,3	3	16	4949	14	6079	1130	1,23	X	
	350,3	4	23	5750	20	5758	8	1,00	+	
	450,3	5	30	6399	25	5341	-1058	0,83		#

geringe signifikante Überschreitung X deutliche signifikante Überschreitung

Tab. 10 Vergleich der /E/-Moduli der Tragschicht (Fortsetzung)

denen z.B. für die Tragschicht ein signifikanter Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Bereichen festgestellt wird, sind in den wenigsten Fällen identisch mit Orten an denen das für die Deckschicht gilt.

Wird für die Deckschicht in der äußeren Radspur ein signifikant kleinerer /E/-Modul gegenüber der Fahrstreifenmitte festgestellt, so liegt der Steifigkeitsunterschied zum unbelastetem Bereich der Straße zu 70% in einem Bereich zwischen $>10\%$ und $\leq 16\%$, zu 20% zwischen $>20\%$ und $\leq 32\%$, nur 10% liegen darüber. Liegt der umgekehrte Fall vor, daß der /E/-Modul in Fahrstreifenmitte kleiner ist, so liegt der Unterschied zur äußeren Radspur zu 83% in einem Bereich zwischen $>10\%$ und $\leq 34\%$, zu weiteren 10% zwischen $>42\%$ und $\leq 44\%$, nur 7% liegen jenseits dieser Grenze. Der /E/-Modul-Unterschied für die Tragschicht, die während der bisherigen Liegezeit nicht von Instandsetzungsmaßnahmen betroffen war, liegt, wenn die äußere Radspur den kleineren /E/-Modul aufweist, zu 81%

in einem Bereich zwischen $>18\%$ und $\leq 30\%$, 19% liegen darüber. Bei einem kleineren /E/-Modul in Fahrstreifenmitte liegen 88% der Unterschiede zur äußeren Radspur in einem Bereich zwischen $>15\%$ und 36% , 12% sind größer als 36% . Bezogen auf alle siebzehn Streckenabschnitte werden für nur insgesamt 7 Fälle Differenzen um 50% und größer festgestellt. Dies ist aber allein auf größere Inhomogenitäten zwischen den zu vergleichenden Probekörpern zurückzuführen.

Bei den nur insgesamt jeweils 22% der Fälle mit einem in der äußeren Radspur kleineren /E/-Modul gegenüber der Fahrstreifenmitte, variiert der Steifigkeitsunterschied in der Deckschicht zu 90% zwischen $>10\%$ und $\leq 32\%$ (linkssteile Verteilung, Median 15%) und in der Tragschicht zu 81% zwischen $>18\%$ und $\leq 30\%$ (normalverteilt, Mittelwert 24%).

Aus einem Vergleich der drei Streckenabschnitte 140, 145 und 280, die mit ca. $11 \cdot 10^6$ Achsen eine etwa gleichgroße Belastung aus dem Schwerverkehr in den 27 Jahren bis zur Bohrkernentnahme erfahren haben, aber in diesem Zeitraum mit ca. $5 \cdot 10^6$, $2 \cdot 10^6$ und $2,8 \cdot 10^6$ äquivalenten 10t-Achsen einer sehr unterschiedlichen Beanspruchung unterlagen (s. Bild 6) -Verkehrsdaten wurden bis zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme, Anfang der 90er Jahre, extrapoliert-, ergibt sich weder in der Asphaltdeckschicht noch in der -tragschicht Hinweise

auf eine Ermüdung im klassischen Sinn dieser Schichten. Im Gegenteil, der /E/-Modul ist in Fahrstreifenmitte häufig größer.

Die Ergebnisse deuten darauf hin, daß eine /E/-Modul-Abnahme in der äußeren Radspur gegenüber der Fahrstreifenmitte, die auf eine Ermüdung der Asphaltschichten infolge Verkehrsbelastung hindeuten würde, generell nicht vorhanden ist. Punktuell, insbesondere in der Tragschicht der äußeren Radspur vorhandene deutlich kleinere /E/-Moduli könnten auf einen Steifigkeitsabfall infolge wiederholter Lasteinwirkung hindeuten, es kann aber nicht ausgeschlossen werden, daß es sich nur um einen scheinbaren Steifigkeitsabfall handelt, der auf größeren Inhomogenitäten der zu vergleichenden Probekörper beruht.

4.3 /E/-Modul-Vergleich für acht Streckenabschnitte mittels t-Test für paarweise angeordnete Meßwerte (Phase II)

Die zweite Prüfphase, die für die acht ausgewählten Streckenabschnitte 140, 145, 280, 405, 420, 670, 680 und 750 Daten zur statistischen Absicherung der unter Abschnitt 4.1 geschilderten Schlußfolgerungen liefert, umfaßte weitere 640 Probekörper, 40 je Schicht und Streckenabschnitt. 65 Probekörper aus den Trag- und 5 Probekörper aus den Deckschichten konnten aufgrund von zu großen offenen Poren und Kornausbrüchen nicht geprüft werden. Einige wenige zerfielen während des Sägens.

Für diese acht Streckenabschnitte liegen somit in der Mehrzahl sechs Probekörper je Primärquerschnitt, Schicht und den beiden Bereichen äußere Radspur und Fahrstreifenmitte vor, die als eine einem eng begrenzten Bereich (Bohrkernentnahmebereich ca. 20 cm x 80 cm) entnommene Stichprobe aufgefaßt werden kann.

4.3.1 Ergebnisse der /E/-Modul-Bestimmung der zweiten Prüfphase

In Anlage 10.1 sind die Ergebnisse der für die ausgesuchten acht Streckenabschnitte zusätzlich durchgeführten /E/-Modul-Bestimmung aufgelistet. Mit aufgenommen sind die /E/-Moduli nach Anla-

ge 9, die im Rahmen der ersten Prüfphase für diese Streckenabschnitte ermittelt wurden.

Der Variationskoeffizient der $/E/$ -Moduli der benachbarten Probekörper in einem Primärquerschnitt ist für die Deck- und Tragschicht annähernd normalverteilt. Er beträgt i.M. 9% bzw. 11% und liegt über dem Fehler einer Einzelmessung von i.M. 7% (s. Abschnitt 3.1). Die Streuung der $/E/$ -Moduli in den beiden Bereichen äußere Radspur und Fahrstreifenmitte liegt in der gleichen Größenordnung.

Anlage 10.2 enthält die Ergebnisse der $/E/$ -Modul-Bestimmung in visualisierter Form. Streckenbezogen und in Abhängigkeit der Lage der Bohrkerne sind hier die an den Probekörpern bestimmten $/E/$ -Moduli aufgetragen. Aus diesen Darstellungen ergeben sich neben den $/E/$ -Modul-Unterschieden benachbarter Probekörper und denen im Streckenverlauf, erste Anhaltspunkte darüber, ob Steifigkeitsunterschiede zwischen der äußeren Radspur, dem belasteten Bereich, und der Fahrstreifenmitte, dem unbelasteten Bereich, vorhanden sind. Deutlicher ist diese Feststellung zu treffen, wenn die Mittelwerte der $/E/$ -Moduli mit ihrem zugehörigen Standardfehler in Abhängigkeit der Primärquerschnitte aufgetragen werden (Anlage 10.3); durchgezogene Linien: äußere Radspur; gestrichelte Linien: Bereich zwischen den Radspuren. Zusätzlich eingezeichnet ist der 95%-Vertrauensbereich des Mittelwertes; Grenzen durch Kreuze gekennzeichnet.

Nur bei wenigen Streckenabschnitten ist ein deutlicher Steifigkeitsunterschied zwischen belastetem und unbelastetem Bereich erkennbar. In den meisten Fällen tritt er dann nicht in allen fünf Primärquerschnitten gleichermaßen auf, sondern nur punktuell. Auch läßt sich nicht erkennen, daß ein Steifigkeitsunterschied ausschließlich mit einem kleineren $/E/$ -Modul der Probekörper aus der äußeren Radspur einhergeht, d.h. ein genereller Steifigkeitsabfall in der Deck- und Tragschicht, der auf eine Ermüdung der Asphaltsschichten infolge Verkehrsbelastung hindeuten würde, ist in der äußeren Radspur nach einer Liegezeitdauer von 27 Jahren bis zur Bohrkernentnahme nicht abzuleiten, trotz erheblicher Zuwachsraten des Schwerverkehrs auf diesen Streckenabschnitten (s. Tab. 8).

Aus den Darstellungen der Anlage 10.3 lassen sich visuell nur wenig signifikante Steifigkeitsunter-

schiede ausmachen. In den nachfolgenden Abschnitten wird daher die statistische Signifikanz des $/E/$ -Modul-Unterschiedes zwischen den Probekörperstichproben aus beiden Bereichen der Straße anhand des t -Tests für paarweise angeordnete Meßwerte untersucht.

4.3.2 Der t -Test für paarweise angeordnete Meßwerte

Es werden zwei miteinander korrespondierende Stichproben untersucht. Getestet wird der aus ihren Paardifferenzen geschätzte Mittelwert μ_d . Geprüft wird bei zweiseitiger Fragestellung die Nullhypothese $H_0: \mu_d = 0$ gegen die Alternativhypothese $H_A: \mu_d \neq 0$.

Die Werte der beiden verbundenen Stichproben seien x_i und y_i . Für die Prüfung der Paardifferenzen $x_i - y_i = d_i$ wird der Quotient

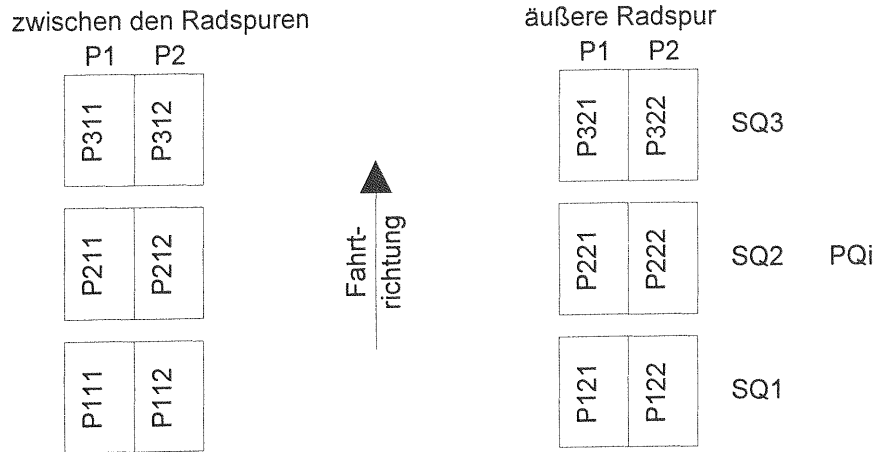
$$t = \frac{d}{s_d} = \frac{(\sigma d_i) / n}{\sqrt{\frac{\sigma d_i^2 - (\sigma d_i)^2 / n}{n(n-1)}}} \quad (11)$$

aus dem Mittelwert d der n Paardifferenzen und der zugehörigen Standardabweichung s_d mit $n - 1$ Freiheitsgraden berechnet. Vorausgesetzt werden zumindest angenähert normalverteilte Differenzen. Ist die Prüfgröße t größer als das Signifikanzniveau $t_{(n-1);\alpha}$ der STUDENTschen t -Verteilung, so ist die Nullhypothese auf dem α -Niveau zu verwerfen; α steht für die Irrtumswahrscheinlichkeit [21].

4.3.3 Anwendung des t -Tests

Für die unter 4.3 genannten acht Streckenabschnitte liegen je Primärquerschnitt und Schicht zwei Stichproben mit jeweils maximal sechs Probekörpern vor (Bild 11, oben). Aus den an beiden Stichproben bestimmten $/E/$ -Moduli werden Wertepaare der Form $(/E/bel, /E/unbel)$ gebildet; (**bel** steht hier für belasteter Bereich, **unbel** für unbelasteter Bereich.) Bei insgesamt zwölf Probekörpern aus einer Schicht lassen sich 36 mögliche $/E/$ -Modul-Paarungen zwischen belastetem und unbelastetem Bereich bilden. Unter der Randbedingung, daß eine $/E/$ -Modul-Paarung in einer Paarungsgruppe nur einmal auftreten darf, lassen sich diese 36

Schematische Lage der Probekörper innerhalb eines Primärquerschnittes PQi



Mögliche Paarungsgruppen

1		2		3	
P121	-	P111	P121	-	P112
P122	-	P112	P122	-	P211
P221	-	P211	P122	-	P212
P222	-	P212	P221	-	P311
P321	-	P311	P222	-	P312
P322	-	P312	P321	-	P111
			P322	-	P112
4		5		6	
P121	-	P212	P121	-	P311
P122	-	P211	P122	-	P312
P221	-	P312	P221	-	P111
P222	-	P311	P222	-	P112
P321	-	P112	P222	-	P111
P322	-	P111	P321	-	P212
			P322	-	P211

Kennziffer der Probekörper

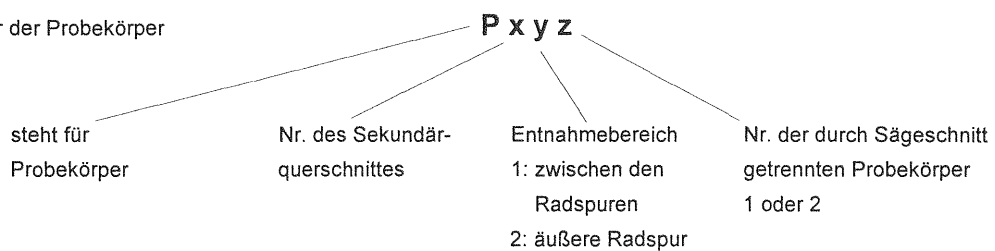


Bild 11 Paarbildung der Prüfkörper für die statistische Auswertung ihrer /E/-Moduli

Paarungen in insgesamt 6 Paarungsgruppen mit jeweils 6 Paarbildungen aufteilen (Bild 11, unten). Die sechs Wertepaare einer jeden Gruppe sind Eingangsgrößen in den zweiseitigen t -Test für gepaarte Meßwerte.

Getestet wird nun für jede Paarungsgruppe, wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, der aus den Paardifferenzen $/E/bel_i - /E/unbel_i = d_i$ geschätzte Mittelwert μ_d . Es wird der Nullhypothese H_0 : Die $/E$ -Moduli der aus der äußeren Radspur, dem belasteten, und der Fahrstreifenmitte, dem unbelasteten Bereich entnommenen Probekörper unterscheiden sich nicht, die Alternativhypothese H_A : Sie unterscheiden sich signifikant voneinander, gegenübergestellt; also $H_0: \mu_d = 0$ gegen $H_A: \mu_d \neq 0$. Die Prüfgröße t wird mit $d_i = /E/bel_i - /E/unbel_i$ und der Anzahl der Wertepaare n nach Gleichung 11 berechnet. Von den dann insgesamt sechs vorliegenden Prüfgrößen t_1 bis t_6 werden die minimale und die maximale selektiert. Ein im betrachteten Primärquerschnitt statistisch signifikanter Steifigkeitsunterschied zwischen dem belasteten und unbelasteten Bereich wird dann angenommen, wenn die Absolutwerte beider Extremwerte gleichzeitig über der entsprechenden 95%igen Signifikanzschranke $t_{(n-1);0,05}$ der STUDENTschen t -Verteilung liegen. Die Absolutwerte der Prüfgröße t werden deshalb gewählt, da das Vorzeichen nur für die Richtung eines signifikanten Steifigkeitsunterschiedes steht.

4.3.4 Ergebnisse des t -Tests

Anlage 11 enthält die Ergebnisse der statistischen Auswertung der $/E$ -Modul-Stichproben für die acht statistisch vertieft untersuchten Streckenabschnitte. In den Tabellen sind in Abhängigkeit der Streckenabschnitte und des Primärquerschnittes enthalten: Der Mittelwert der Paardifferenzen MW, bei negativem Vorzeichen ist die Steifigkeit in der äußeren Radspur um diese Größenordnung gegenüber der Fahrstreifenmitte kleiner. Besteht aufgrund von nicht prüfbareren Probekörpern eine Stichprobe aus weniger als sechs Wertepaaren, so werden für die beiden Gruppen, die zur minimalen und maximalen Prüfgröße t führen, zwei unterschiedliche Mittelwerte der $/E$ -Modul-Differenz erhalten. Weiter enthalten die Tabellen den Standardfehler des Differenzenmittelwertes SE und seine Standardabweichung SD sowie den 95%-Vertrauensbereich, schließlich den Absolut-

wert der berechneten maximalen und minimalen Prüfgröße $abs(t)$ und die Signifikanzschranke $t_{(n-1);0,05}$ in Abhängigkeit der Anzahl der Wertepaare.

Ob die Absolutwerte der beiden Extremwerte die Signifikanzschranke $t_{(n-1);0,05}$ gleichzeitig überschreiten und somit einen statistisch signifikanten Steifigkeitsunterschied zwischen belastetem und unbelastetem Bereich der Straße anzeigen, wird in der letzten Spalte der Tabellen der Anlage 11 durch ein „j“ angezeigt. Gleichzeitig wird in dieser Spalte dazu die Richtung des signifikanten Unterschiedes ausgegeben; u steht dabei für unbelasteter Bereich, b für belasteter Bereich. Für den Streckenabschnitt 405 sowie für den Primärquerschnitt 4 des Streckenabschnittes 680 und die Primärquerschnitte 3 und 4 des Streckenabschnittes 750 lagen für eine statistische Auswertung zu wenig Wertepaare aus der Tragschicht vor, deshalb finden sich in den entsprechenden Zeilen keine Angaben.

In Tabelle 11 für die Deckschicht und in Tabelle 12 für die Tragschicht, ist auf Grundlage der Daten der Anlage 11 gekennzeichnet, ob sich signifikante $/E$ -Modul-Unterschiede feststellen ließen. Zusätzlich aufgenommen sind für signifikante Unterschiede ihre prozentualen Größen bezogen auf die jeweiligen $/E$ -Modul-Mittelwerte des benachbarten Bereiches nach Anlage 10.1. Für die acht statistisch vertieft untersuchten Streckenabschnitte ergeben sich Abweichungen hinsichtlich der in Abschnitt 4.2 beschriebenen und in den Tabellen 9 und 10 visualisierten $/E$ -Modul-Tendenzen. Diese sind darauf zurückzuführen, daß statt einer Stichprobe nur jeweils zwei Wertepaare für die im Abschnitt 4.2 geschilderte Untersuchung zur Verfügung standen.

Aus der Zusammenfassung der statistischen Untersuchung der $/E$ -Modul-Stichproben (Tab. 11 und 12) ergibt sich für die Deck- und insbesondere die Tragschicht: Nur in wenigen Fällen der statistisch vertieft untersuchten acht Streckenabschnitte konnte örtlich ein signifikanter Steifigkeitsunterschied zwischen der äußeren Radspur und der Fahrstreifenmitte festgestellt werden, der in der Größenordnung zwischen etwa 10% und 29% liegt. In der Mehrzahl dieser Fälle wird in der Deckschicht der kleinere $/E$ -Modul im Bereich zwischen den Radspuren festgestellt. In der insbesondere durch horizontale Zugspannungen beanspruchten unteren Zone der Tragschicht gibt es nur drei Fälle

Strecke	Bohrkern-entnahme-stelle	Primär-quer-schnitt	Deckschicht		
			/E/-Modul-Tendenz		
			unbelastet < belastet	kein signifikanter Unterschied	belastet < unbelastet
[m]	-	-	-	-	
140	21,3	1	X 21 %		
	145,3	2			X 24 %
	212,3	3		X	
	390,3	4	X 20 %		
	450,3	5	X 21 %		
145	20,8	1		X	
	145,4	2		X	
	219,4	3		X	
	362,4	4		X	
	452,4	5		X	
280	54,3	1	X 26 %		
	153,3	2		X	
	252,3	3		X	
	351,3	4		X	
	450,3	5		X	
405	50,3	1		X	
	170,3	2		X	
	215,3	3		X	
	350,3	4	X 16 %		
	450,3	5		X	
420	50,3	1		X	
	150,3	2		X	
	250,3	3		X	
	350,3	4		X	
	453,3	5		X	
670	49,7	1		X	
	150,3	2		X	
	250,3	3		X	
	350,3	4		X	
	450,3	5		X	
680	55,3	1	X 12 %		
	150,3	2		X	
	250,3	3		X	
	350,3	4	X 17 %		
	450,3	5		X	
750	95,3	1		X	
	180,3	2	X 29 %		
	270,3	3			X 28 %
	360,3	4	X 21 %		
	450,3	5		X	

Tab. 11 Signifikanz des Steifigkeitsunterschiedes in der Deckschicht

Strecke	Bohrkern-entnahme-stelle	Primär-quer-schnitt	Tragschicht		
			/E/-Modul-Tendenz		
			unbelastet < belastet	kein signifikanter Unterschied	belastet < unbelastet
[m]	-	-	-	-	
140	21,3	1		X	
	145,3	2		X	
	212,3	3		X	
	390,3	4		X	
	450,3	5		X	
145	20,8	1		X	
	145,4	2		X	
	219,4	3	X 27 %		
	362,4	4			X 26 %
	452,4	5		X	
280	54,3	1		X	
	153,3	2		X	
	252,3	3		X	
	351,3	4		X	
	450,3	5		X	
405	50,3	1	-	-	-
	170,3	2	-	-	-
	215,3	3	-	-	-
	350,3	4	-	-	-
	450,3	5	-	-	-
420	50,3	1		X	
	150,3	2		X	
	250,3	3		X	
	350,3	4		X	
	453,3	5		X	
670	49,7	1		X	
	150,3	2		X	
	250,3	3		X	
	350,3	4			X 10 %
	450,3	5		X	
680	55,3	1		X	
	150,3	2		X	
	250,3	3		X	
	350,3	4	-	-	-
	450,3	5		X	
750	95,3	1		X	
	180,3	2		X	
	270,3	3	-	-	-
	360,3	4	-	-	-
	450,3	5		X	

Tab. 12 Signifikanz des Steifigkeitsunterschiedes in der Tragschicht

eines signifikanten Steifigkeitsunterschiedes. Zum überwiegenden Teil läßt sich in beiden Schichten kein Unterschied zwischen dem E -Modul von aus der äußeren Radspur stammenden Proben und dem von Proben aus Fahrstreifenmitte ausmachen, das gilt insbesondere für die drei Streckenabschnitte 280, 420 und 670.

Selbst ein Vergleich der drei Streckenabschnitte 140, 145 und 280, die mit ca. $11 \cdot 10^6$ eine etwa gleichgroße Belastung aus dem Schwerverkehr in den 27 Jahren bis zur Bohrkernentnahme erfahren haben, aber in diesem Zeitraum mit ca. $5 \cdot 10^6$, $2 \cdot 10^6$ und $2,8 \cdot 10^6$ äquivalenten 10t-Achsen einer sehr unterschiedlichen Beanspruchung unterlagen, zeigen keine Hinweise auf eine Ermüdung der Asphaltdeckschicht und -tragschicht. Es ist also unter der keineswegs sicheren Voraussetzung, daß auch relativ dicke Asphaltsschichten unter Verkehrsbelastung mit der Zeit ermüden, bisher keine in Abhängigkeit der Beanspruchung verlaufende Ermüdung dieser Schichten festzustellen.

Aus den Ergebnissen der für acht Streckenabschnitte, die verschiedenen Beanspruchungsgruppen zugeordnet sind (s. Bild 8), durchgeführten vertieften statistischen Untersuchung, läßt sich eine generelle Abnahme der Steifigkeit der Asphaltsschichten in der äußeren Radspur, die auf ihre Ermüdung infolge Verkehrsbelastung hindeuten würde, nicht erkennen, trotz erheblicher Zuwachsraten des Schwerverkehrs auf diesen Streckenabschnitten (s. Tab. 8).

Es zeigt sich auch, daß ein statistischer Vergleich von Stichproben zu genaueren und somit aussagekräftigeren Ergebnissen führt, da die Streuung der untersuchten Größe, hier der E -Modul von aus einem eng begrenzten Bereich entnommenen Probekörpern, viel genauer mit in die Betrachtung einbezogen werden kann.

4.4 Schlußfolgerungen aus den Untersuchungen

Die aus zeitraffenden Versuchen an Asphaltprobekörpern abgeleitete Erkenntnis, daß mit zunehmenden Lastwiederholungen die Steifigkeit des Baustoffes Asphalt ständig abnimmt, er also ermüdet, kann für die siebzehn untersuchten Streckenabschnitte, die seit Mitte der 60er Jahre unter Verkehr liegen, bisher nicht bestätigt werden. Das

gilt unabhängig davon, welcher Beanspruchungsgruppe die untersuchten Streckenabschnitte angehören (s. Bild 8) und ob und wie oft an einer Strecke sich auf die obersten cm beschränkende Instandsetzungsmaßnahmen (s. Tab. 3) durchgeführt wurden. Das läßt, unter der Voraussetzung, daß die Qualität der Substanz des Baustoffes Asphalt in flexiblen Straßenbefestigungen bei jeder Lastüberfahrt um ein bestimmtes, noch unbekanntes Maß verringert wird, den Schluß zu, daß sich alle Streckenabschnitte nach 27 Jahren unter Verkehr, bis zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme Anfang der 90er Jahre, noch in der Beharrungsphase befunden haben. Wo in dieser Phase, kann aus den Untersuchungen nicht abgeleitet werden. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse ist nicht davon auszugehen, daß im Zeitraum bis zur Berichtlegung der Beginn der Ermüdungsphase erreicht wurde. Ein weiteres Indiz gegen eine Ermüdung der Asphaltsschichten der untersuchten Streckenabschnitte findet sich in den durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen, die sich auf die obersten cm beschränkten und in der Hauptsache der Beseitigung von Spurrinnen dienten.

Einschränkend muß an dieser Stelle angeführt werden, daß in die vorliegende Untersuchung bisher nur Strecken bis zur Bauklasse III einbezogen wurden, unter Zugrundelegung der StF bit 66, die nach den heutigen RStO 86/89 zum Teil als überdimensioniert angesehen werden müssen (s. Bild 9).

Daß die Ermüdung von Asphaltsschichten infolge der Verkehrsbelastung langsamer voranschreitet als mit bisher üblichen Annahmen abgeschätzt, wurde auch in [12] aufgezeigt. In dieser Arbeit wurde in theoretischen Ermüdungsbetrachtungen erstmalig der mit den Lastwiederholungen fortschreitende Steifigkeitsverlust des Baustoffes Asphalt eingeführt. Ergebnis dieses Ansatzes ist, daß die Wechselwirkung zwischen abnehmender Steifigkeit und dadurch bedingten veränderlichen Beanspruchungszuständen innerhalb einer Asphaltsschicht zu einem Ausgleichsphänomen führt, das das Beanspruchungsniveau insgesamt senkt. In Abhängigkeit der fortschreitenden Belastungszahl ergibt dieser Ansatz, je nach Lage der maßgebenden Stelle in der Asphaltsschicht, äußerer Temperatur und Schichtdicke, um den Faktor 1 bis 6 größere Zeitfestigkeitswerte für die Asphaltsschicht als die bisher üblichen Rechnungen mit konstantem

E-Modul während des Betriebszustandes einer Fahrbahnschicht.

Die Ergebnisse zeigen die bestehende Kluft zwischen dem Ermüdungsverhalten von Probekörpern in kraft- bzw. weggeregeltten Laborversuchen und dem tatsächlichen Verhalten der flexiblen Straßenbefestigungen. In Zukunft muß der Übertragungsfunktion zwischen beiden, im Hinblick auf die Dimensionierung, insbesondere der von Verstärkungsdicken, mehr Aufmerksamkeit zukommen.

5 Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) an den 17 untersuchten Streckenabschnitten

5.1 Erläuterungen zum FWD-Meßverfahren

Die umfangreichen Deflexionsmessungen an den siebzehn Streckenabschnitten wurden mit dem FWD des Typs "Phønix PRI 1509" (Bild 12) der BASt durchgeführt.

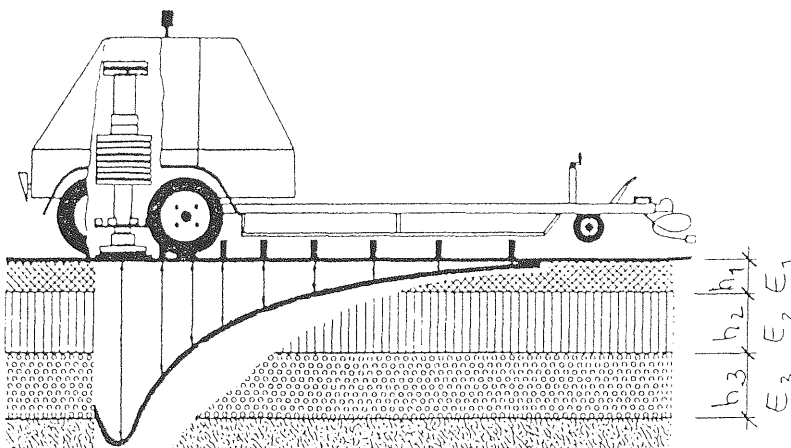


Bild 12 FWD-Meßsystem

Das Ende 1991 erworbene FWD besteht aus

- dem Anhänger mit der Belastungseinheit und dem mit 9 Geophonen bestückten Meßbalken,
- der Steuerungs- und Meßelektronik (auf dem Anhänger eingebaut) und
- einem Laptop zur Steuerung des Meßablaufs und Auswertung der Meßergebnisse.

Die Belastungseinheit umfaßt die Komponenten Lastplatte (\varnothing 30 cm), Hydraulikzylinder und Masse-segmente. Die Höhe des für eine Meßaufgabe erforderlichen Kraftimpulses kann über die stufenlos wählbare Fallhöhe (max. 50 cm) und die Anzahl der aufgelegten Masse-segmente bis zu einem Maximum von ca. 150 kN variiert werden. Die Breite des Kraftimpulses wird im wesentlichen durch die Federzahl und Dämpfungskonstante des Hartgummipuffers beeinflusst. Die Impulsbreite liegt für die Mehrzahl der Meßaufgaben zwischen 15 ms und 25 ms. Das entspricht dem zeitlichen Belastungsverlauf eines mit einer Geschwindigkeit zwischen 50 km/h und 75 km/h rollenden Rades.

Die Deflexionen an der Straßenoberfläche werden mit einem Geophon im Lastzentrum (Mitte der Lastplatte) und 8 weiteren Geophonen, die in verschiedenen Abständen von diesem angeordnet sind, gemessen. Der Maximalabstand beträgt dabei 2,4 m. An jedem Meßpunkt erfolgt automatisch die Messung der Lufttemperatur und der Temperatur der Straßenoberfläche. Für Messungen der Temperatur der Straßenbefestigung in 5 cm Tiefe ist ein dritter Temperaturfühler mit dem Meßsystem gekoppelt.

Der Meßablauf ist vollautomatisch und wird nach Positionierung des FWD über dem jeweiligen Meßpunkt vom Zugfahrzeug aus mittels Laptop gestartet. Dazu werden alle notwendigen Eingaben wie Fallhöhe und die Anzahl der Kraftimpulse vorgenommen. Diese Einstellungen bleiben, soweit die Meßaufgabe keine Änderungen notwendig macht, erhalten, so daß am nächsten Meßpunkt der Meßablauf mit nur einem Tastendruck erneut gestartet werden kann. Für Entfernungsmessungen ist ein entsprechendes Meßsystem integriert. Die an jedem Meßpunkt anfallenden Meßgrößen wie zeitlicher Kraftverlauf, Maximalkraft, Impulsdauer, Deflexionen an allen Geophonpunkten, Temperaturen und Stationierung werden für die weitere Auswer-

tung gespeichert und als Meßprotokoll ausgedruckt.

5.2 Durchführung der FWD-Messungen an den 17 Streckenabschnitten

An den 17 untersuchten Streckenabschnitten wurden zur Beurteilung ihrer Tragfähigkeit Deflexionsmessungen mit dem FWD durchgeführt. Die Zeitpunkte der FWD-Messungen sind in Tabelle 13 aufgeführt.

Die Tragfähigkeitsmessungen an den Streckenabschnitten erfolgten in den über die Streckenlänge im Abstand von 100 m verteilten fünf Primärquerschnitten gemäß Bild 4, sowohl in der äußeren Radspur (ca. 50 cm bis 70 cm vom Fahrbahnrand entfernt) als auch zwischen den Radspuren. Tragfähigkeitsmessungen vor dem Zeitpunkt der Bohrkernentnahme (s. Tab. 4) wurden genau im jeweiligen Primärquerschnitt, Messungen, die zeitlich nach der Bohrkernentnahme lagen (in Tab. 13 mit einem Stern gekennzeichnet), vom jeweiligen Primärquerschnitt um einen Meter in Fahrtrichtung versetzt durchgeführt.

Aus technischen und organisatorischen Gründen mußten die Tragfähigkeitsmessungen an dem Streckenabschnitt 280 entfallen.

5.3 Ergebnisse der FWD-Messungen in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren

Anlage 12 enthält die Dokumentation der Ergebnisse der in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren durchgeführten Deflexionsmessungen mit dem FWD. Die Meßergebnisse (Deflexionen und Temperaturen) sind getrennt nach beiden Bereichen tabellarisch aufbereitet. Die dort aufgeführten Deflexionen sind die auf die Regelradlast von $F = 50$ kN linear bezogenen gemessenen Deflexionen. Die Asphalttemperatur T entspricht der in 5 cm Tiefe gemessenen Temperatur. Die Lage der Deflexionsmulden in den dargestellten Diagrammen läßt die unterschiedliche Homogenität des Tragverhaltens über die Streckenlänge erkennen. Die Streckenabschnitte 140, 145 oder auch 710 weisen z.B. eng beieinanderliegende Deflexionsmulden auf, während sie z.B. bei den Streckenabschnitten 300, 400 oder 420 weiter

Strecken Nr.	Bezeichnung	Lage des Streckenabschnittes		Datum der FWD-Messungen
		von	bis	
110	L 612	Dielheim	Abzw. Baiertal	02.04.92
140	L 87	Freistett	Gamshurst	14.07.92 *
145	L 87	Gamshurst	Freistett	14.07.92 *
260	B 299	Beilngries	Berching	29.07.92
280	B 2	Abzweigung Weilheim	Zollhaus	-
300	B 470	Dottenheim	Dietersheim	30.07.92
400	L 3010	Büdingen	Rinderbügen	16.07.92 *
405	L 3010	Rinderbügen	Büdingen	16.07.92 *
420	L 3143	Gläserzell	Kämmerzell	28.07.92 *
470	L 3031	Camberg	Abzw. Steinfischbach	24.07.92
670	B 64	AS Paderborn	Buke	21.07.92
680	B 70	Kreuzung mit der B 54	Wettringen	24.09.92
700	L 512	Attendorn	Olpe	10.03.92 *
710	L 504	Ibbenbüren	Tecklenburg	24.09.92
750	B 41	Nohfelden (Saargrenze)	Birkenfeld	23.07.92 *
770	B 257	Niederweis	Alsdorf	22.07.92 *
780	L 281	Anschluß an die B 413/414	Nistertal	11.03.92

* nach der Bohrkernentnahme durchgeführt

Tab. 13 Zeitpunkt der FWD-Messungen

auseinander liegen, was eine im Verhältnis geringere Homogenität des Tragverhaltens im Streckenverlauf anzeigt. Aus dem quantitativen Verlauf der Deflexionsmulden kann auf die Tragfähigkeit der untersuchten flexiblen Straßenbefestigung geschlossen werden. Ein Vergleich der Tragfähigkeit zwischen den einzelnen Streckenabschnitten ist an dieser Stelle aber noch nicht möglich, da der Einfluß der Asphalttemperatur zum Meßzeitpunkt auf die Form der Deflexionsmulden zuvor noch eliminiert werden muß (s. nachfolgenden Abschnitt).

5.3.1 Umrechnung der Deflexionen auf die Standard-Oberbautemperatur

Wie im vorherigen Abschnitt angedacht, muß für eine vergleichende Betrachtung zwischen gemessenen Deflexionsmulden, aus denen eine Aussage über das Tragverhalten abgeleitet werden soll, der Einfluß der Asphalttemperatur auf die Deflexionen eliminiert werden, d.h. alle Deflexionsmulden werden zuvor auf eine Standard-Obertemperatur normiert. Im „Merkblatt über Einsenkungsmessun-

gen mit dem Benkelman-Balken“ [13] wird eine Standard-Obertemperatur von $T_m = 20^\circ\text{C}$ festgelegt. Demnach werden alle Deflexionsmulden, die bei verschiedenen mittleren Temperaturen des Asphaltoberbaues T gemessen wurden, auf diese Standard-Obertemperatur umgerechnet.

Für die Umrechnung der mit dem FWD gemessenen Deflexionen auf die Standard-Obertemperatur ($T_m = 20^\circ\text{C}$) gibt es in Deutschland noch kein einheitliches Verfahren. Im Rahmen dieser Arbeit wird daher wie folgt verfahren:

Nach Ehrola et.al. [14] besteht die nachfolgende Beziehung zwischen der Deflexion im Lastzentrum $d_{1,T}$ und der mittleren Temperatur des Asphaltoberbaues T

$$d_{1,T} = a * b^T \quad (12)$$

Über die auf die Standard-Obertemperatur bezogene Deflexion

$$d_{1,20} = a * b^{T_{20}} \quad (13)$$

und der Gleichung (12) ergibt sich der Umrechnungsfaktor K zu

$$K = d_{1,20} / d_{1,T} = a * b^{T_{20}} / a * b^T = b^{(20-T)} \quad (14)$$

Anhand umfangreicher FWD-Messungen an verschiedenen flexiblen Straßenbefestigungen unterschiedlicher Liegedauer (3 bis 20 Jahre), Asphaltstärke (4,2 cm bis 23,5 cm) und mittlerer Asphalttemperatur (2°C bis 36°C) stellten Ehrola et al. weiterhin eine lineare Beziehung zwischen dem Koeffizienten b und der Dicke des Asphaltoberbaues h gemäß Gleichung (15) fest.

$$b = 0,998 + 0,000097 * h \quad (15)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (15) in Gleichung (14) ergibt sich der Umrechnungsfaktor K, mit dem bei unterschiedlichen Asphalttemperaturen gemessene Deflexionen auf die Standard-Oberbautemperatur bezogen werden können, zu

$$K = (0,998 + 0,000097 * h)^{(20-T)} \quad (16)$$

Wie zu erkennen ist, hängt der Umrechnungsfaktor K von der mittleren Asphalttemperatur T und der Dicke des Asphaltoberbaues h ab.

Eine weitere Frage, die sich im Zusammenhang mit der Umrechnung von Deflexionen auf eine Standard-Oberbautemperatur stellt, ist: Welche Deflexionen, außer der im Lastzentrum, sind noch von der Asphalttemperatur abhängig und müssen ebenfalls auf die Standard-Oberbautemperatur bezogen werden? Bergstedt [15] zeigt auf, daß neben der Zentrumsdeflexion nur Deflexionen, die nicht weiter als 50 cm vom Lastzentrum entfernt gemessen wurden, auf die Standard-Oberbautemperatur umzurechnen sind.

Für die vorliegende Arbeit werden daher nur die Deflexionen im Lastzentrum d1 und die 30 cm von diesem entfernt gemessenen d2 mit nachfolgender Gleichung auf die Standard-Oberbautemperatur von $T_m = 20^\circ\text{C}$ bezogen.

$$d_{i,20} = K * d_{i,T} \quad (17)$$

$$d_{i,20} = (0,998 + 0,000097 * h_i)^{(20-T)} * d_{i,T} \quad (18)$$

$d_{i,20}$ Deflexion an der Stelle i bei der Standard-Oberbautemperatur $T_m=20^\circ\text{C}$

$d_{i,T}$ Deflexion an der Stelle i bei der Asphalttemperatur T [$^\circ\text{C}$]
 h_i Dicke des Asphaltoberbaues an der Stelle i [mm]

Alle im Rahmen der vorliegenden Arbeit gemessenen Deflexionen sind in der Anlage 13 für eine Regelradlast von $F = 50 \text{ kN}$ und eine mittlere Temperatur des Asphaltoberbaues von $T_m = 20^\circ\text{C}$ aufgetragen. Die geschlossenen Symbole stehen für die in der äußeren Radspur, die offenen für die zwischen den Radspuren gemessenen Deflexionen.

5.3.2 Mathematische Beschreibung der Deflexionsmulde

Aus dem aus der Balkentheorie bekannten linearen Zusammenhang zwischen der Biegesteifigkeit eines Balkens und dem sich unter der Last ergebenden Krümmungsradius läßt sich ableiten, daß neben den Deflexionen die Kenntnis des Krümmungsradiuses im Lastzentrum zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Bedeutung ist.

Dies macht es notwendig, die gemessene Deflexionsmulde durch einen mathematischen Ansatz $f_M(x)$ zu beschreiben, über den dann der Krümmungsradius im Lastzentrum R_0 berechnet werden kann. Da die Deflexionsmulde symmetrisch zum Lastzentrum ist, muß eine solche Funktion den Bedingungen

$$f_M'(x=0)_{\text{links}} = f_M'(x=0)_{\text{rechts}} = 0 \quad (19)$$

$$f_M''(x=0)_{\text{links}} = f_M''(x=0)_{\text{rechts}} \quad (20)$$

genügen. Der aus der Plattentheorie stammende Ansatz [16]

$$M = \frac{a_0 + a_1 * x^2}{1 + a_2 * x^2} \quad (21)$$

x Abstand vom Lastzentrum [mm]

erfüllt nicht nur die beiden vorgenannten Bedingungen, sondern beschreibt die Deflexionsmulde auch sehr genau (Bestimmtheitsmaße um $R^2=0,99$, s. Anlage 14) und gegenüber anderen Ansätzen in einem Zug.

Das Ergebnis der Approximation der Deflexionsmulden mittels Gleichung (21) ist in Anlage 13 dargestellt. Die durchgezogenen Linien beschreiben die Deflexionsmulden in der äußeren Radspur, die gestrichelten diejenigen, die zwischen den Radspuren aufgenommen wurden. Die sich aus der Approximation ergebenden Werte der Regressionskoeffizienten der Gleichung (21) sind in der Anlage 14 tabellarisch aufgeführt.

5.3.3 Berechnung des Krümmungsradiuses im Lastzentrum

Die Berechnung des Krümmungsradiuses R einer ebenen Funktion $y(x)$ im Punkt x erfolgt über die Krümmung

$$k = \frac{1}{R} = \frac{y(x)'''}{[1 + (y(x)')^2]^{3/2}} \quad (22)$$

mit

$$R = \frac{[1 + (y(x)')^2]^{3/2}}{y(x)''} \quad (23)$$

Im vorliegenden Fall ist nur der Krümmungsradius R_0 im Lastzentrum der Deflexionsmulde von Interesse. Aufgrund der Symmetrie der Deflexionsmulde muß im Lastzentrum $y'=0$ sein. Gleichung (23) kann damit wie folgt angeschrieben werden

$$R_0 = \frac{1}{y(x)''} \quad (24)$$

Da für konkav gekrümmte Kurven, wie die Deflexionsmulden, der Krümmungsradius $R < 0$ ist, wird der absolute Betrag des Krümmungsradiuses im Lastzentrum

$$R_0 = \left| \frac{1}{y(x)''} \right| \quad (25)$$

verwendet. Mit Gleichung (21) und über Gleichung (25) kann jetzt der Krümmungsradius R_0 im Lastzentrum mit Hilfe der Regressionskoeffizienten berechnet werden.

$$R_0 = \left| \frac{1}{2(a_1 - a_0 \cdot a_2)} \right| \quad (26)$$

Die mit Gleichung (26) berechneten Krümmungsradien im Lastzentrum, die mit in die Bewertung der Tragfähigkeit fließen, sind in der Anlage 14 aufgeführt.

5.3.4 Diskussion der bezogenen Deflexionsmulden

In Anlage 13 sind die auf 50 kN und eine Standard-Oberbautemperatur von $T_m=20^\circ\text{C}$ bezogenen Deflexionen und die mit Gleichung (21) approximierten Deflexionsmulden in Abhängigkeit der Primärquerschnitte dargestellt (äußere Radspur: geschlossene Symbole und durchgezogene Linie, zwischen den Radspuren: offene Symbole und gestrichelte Linie). In den meisten Fällen verlaufen bis zu einer Entfernung vom Lastzentrum von 1200 mm, die Deflexionsmulden in der äußeren Radspur unterhalb derer zwischen den Radspuren. Von Ausnahmen abgesehen, decken beide sich im weiteren Verlauf.

Aus der Abweichung der Deflexionsmulden bis zu einer Entfernung von 1200 mm vom Lastzentrum kann geschlossen werden, daß die geringere Tragfähigkeit in der äußeren Radspur in der Hauptsache aus den ungebundenen Schichten resultiert und nicht aus den Asphaltsschichten. Dies gilt insbesondere für die Streckenabschnitte 110, 400, 405 und 700. Da alle Streckenabschnitte einen unbefestigten Seitenstreifen aufweisen und die Deflexionsmessungen in der äußeren Radspur 50 cm bis 70 cm von diesem entfernt durchgeführt wurden, kann die Form der Deflexionsmulde zusätzlich durch den Randeinfluß beeinflusst werden.

Um die v.g. Einflüsse auf die Größe der Deflexionen und die Form der Deflexionsmulde beispielhaft aufzuzeigen, wurden an dem Streckenabschnitt 700 zusätzliche Deflexionsmessungen in den fünf über die Streckenlänge verteilten Primärquerschnitten, darunter auch in der inneren Radspur, im Oktober 1996 durchgeführt. Die linear auf 50 kN und mit Gleichung (18) auf eine Asphalttemperatur von 20°C bezogenen Deflexionen im Lastzentrum und 300 mm von diesem entfernt sowie die über den Ansatz gemäß Gleichung (26) berechneten Krümmungsradien im Lastzentrum sind in Abhängigkeit

von der Entfernung vom Fahrbahnrand in Bild 13 dargestellt. Deutlich sind in allen fünf Querschnitten die im Randbereich größeren Deflexionen im Lastzentrum erkennbar, die in Verbindung mit der Form der Deflexionsmulden (Bild 14) eine deutlich geringere Tragfähigkeit des Randbereiches anzeigt. Aus dem quantitativen Verlauf der Deflexionsmulden in diesem Bereich und den im Verhältnis zum unbelasteten Bereich deutlich kleineren Krümmungsradien im Lastzentrum (Bild 13 unten) läßt sich ableiten, daß diese aus den ungebundenen Schichten und auch aus den Asphaltsschichten resultiert. Zurückzuführen ist das auf die Lage im Gelände (Einschnitt), die in Verbindung mit ungünstigen hydrologischen Verhältnissen (Wassereintritt in die Befestigung), die Qualität nicht nur der ungebundenen Schichten sondern auch die Zusammensetzung der Asphalttragschicht negativ beeinflußt hat.

In einem Bereich zwischen 1,5 m und 2,5 m vom Fahrbahnrand entfernt ist kein signifikanter Tragfähigkeitsunterschied erkennbar, der darauf hindeuten würde, daß die Tragfähigkeit in der inneren Radspur geringer ist als im unbelasteten Bereich zwischen den Radspuren (Bild 13). Deutlich erkennbar ist dagegen der Unterschied zwischen den in der äußeren und inneren Radspur aufgenommenen Deflexionsmulden (Bild 14).

Aus den zuvor gemachten Ausführungen wird für die untersuchten Streckenabschnitte geschlossen, daß Unterschiede zwischen den in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren aufgenommenen Deflexionsmulden mehr aus den ungebundenen Schichten und Randeinflüssen resultieren, als auf eine geringere Steifigkeit der Asphaltsschichten in der äußeren Radspur. Der Vergleich zwischen den Krümmungsradien im Lastzentrum, die das Verformungsverhalten der gebundenen Schichten beschreiben, ist ebenfalls ein Indiz für diesen Schluß (s. Abschnitt 4.5 und Anlage 14).

5.4 Beurteilung der Tragfähigkeit der untersuchten Streckenabschnitte

Die Beurteilung der Tragfähigkeit von flexiblen Straßenbefestigungen kann entweder über die gemessene Deflexionsmulde erfolgen (direkt) oder anhand von rückgerechneten Schichtmoduli (indirekt). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Tragfähigkeit der untersuchten Streckenabschnitte direkt anhand der mit dem FWD gemessenen De-

flexionsmulden beurteilt. Hierzu wird die Methode nach Jendia [17] angewandt.

Die notwendigen Größen für die Beurteilung der Tragfähigkeit nach dieser Methode sind: Der Krümmungsradius R_0 und die Deflexion d_1 im Lastzentrum der Deflexionsmulde, die in die aus der Halbraumtheorie abgeleitete Tragfähigkeitszahl $T_z = (R_0/d_1)^{0,5}$ einfließen, sowie der Untergrund/Unterbau-Indikator $UI = d_{(900\text{ mm})} - d_{(1500\text{ mm})}$, der als Differenz zwischen den 900 mm und 1500 mm vom Lastzentrum entfernt gemessenen Deflexionen definiert ist. Der Krümmungsradius R_0 im Lastzentrum beschreibt das Verformungsverhalten der gebundenen Schichten einer flexiblen Straßenbefestigung. Beeinflußt wird er vom Schichtenverbund zwischen ihnen und vom Tragverhalten der direkt unter ihnen liegenden Schichten. Die Deflexion d_1 im Lastzentrum beschreibt überwiegend das Tragverhalten der ungebundenen Schichten und des Untergrundes/Unterbaus. Die Tragfähigkeitszahl T_z , in die beide vorgenannte Größen einfließen, ist demnach ein Maß für das Tragverhalten der gebundenen und ungebundenen Schichten der untersuchten Straßenbefestigung. Je größer diese ist, um so tragfähiger ist die Straßenbefestigung. Der Untergrund/Unterbau-Indikator UI schließlich, erlaubt eine Aussage über die Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. Unterbaues. Je kleiner er ist, um so höher ist die Tragfähigkeit.

In [17] werden, anhand der dort untersuchten Strecken, für die Tragfähigkeitszahl T_z und den Untergrund/Unterbau-Indikator UI Orientierungswerte vorgeschlagen, die das UI - T_z -Diagramm in vier Bereiche unterteilen (vergl. Anlage 14, obere Darstellung) und so eine Beurteilung der Tragfähigkeit von flexiblen Straßenbefestigungen ermöglicht. Sie sind aber noch in weiteren Untersuchungen zu verifizieren. Die Bereichsgrenzen sind durch die Orientierungswerte für die Tragfähigkeitszahl $T_z = 0,75$ und den Untergrund/Unterbau-Indikator $UI = 70 \mu\text{m}$ festgelegt.

Die vier Bereiche werden in [17] wie folgt definiert:

Bereich I ($T_z > 0,75$, $UI < 70 \mu\text{m}$)

- Die oberen gebundenen Schichten sind relativ steif.
- Die direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten sind tragfähig.

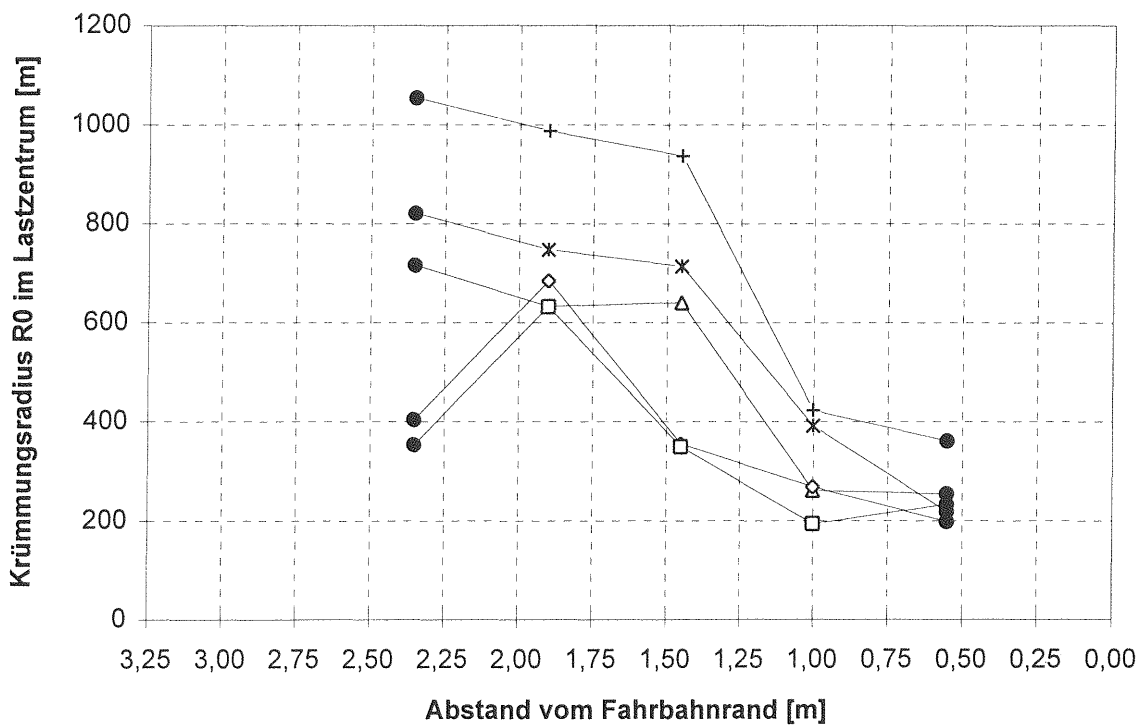
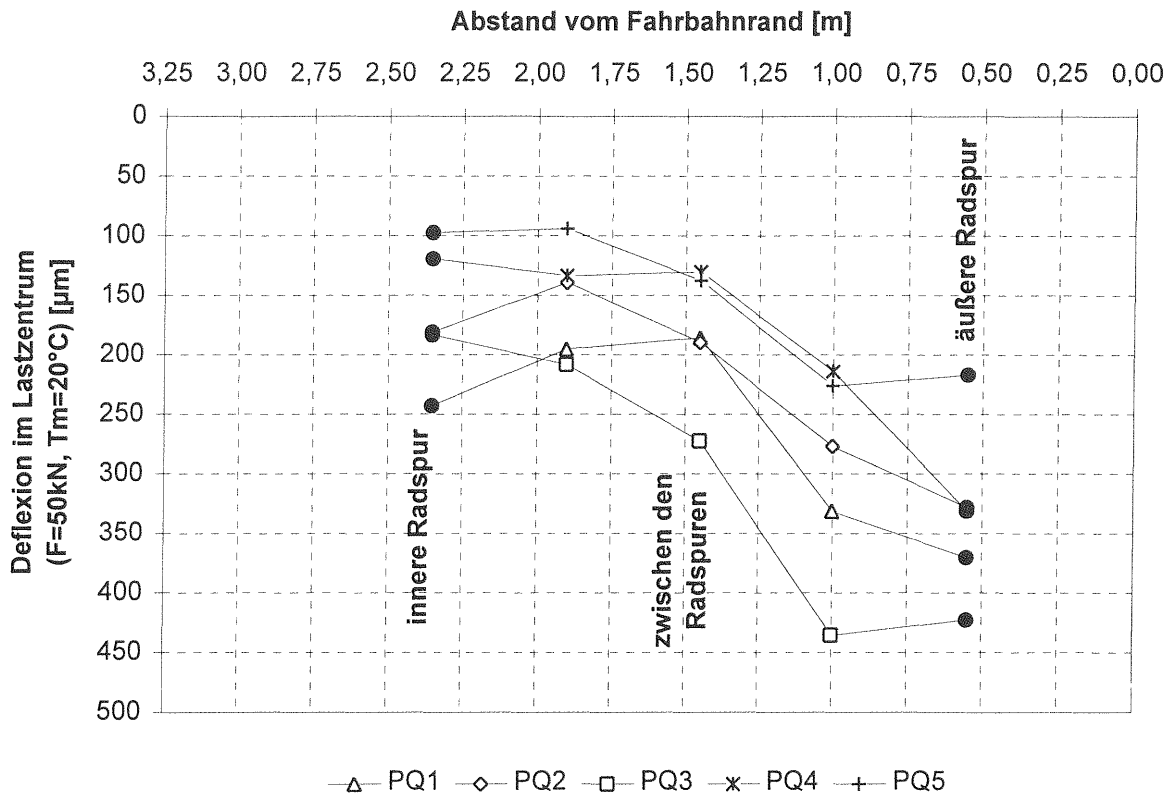


Bild 13 Verlauf der Deflexion und des Krümmungsradiuses im Lastzentrum über den Fahrstreifenquerschnitt des Streckenabschnittes 700

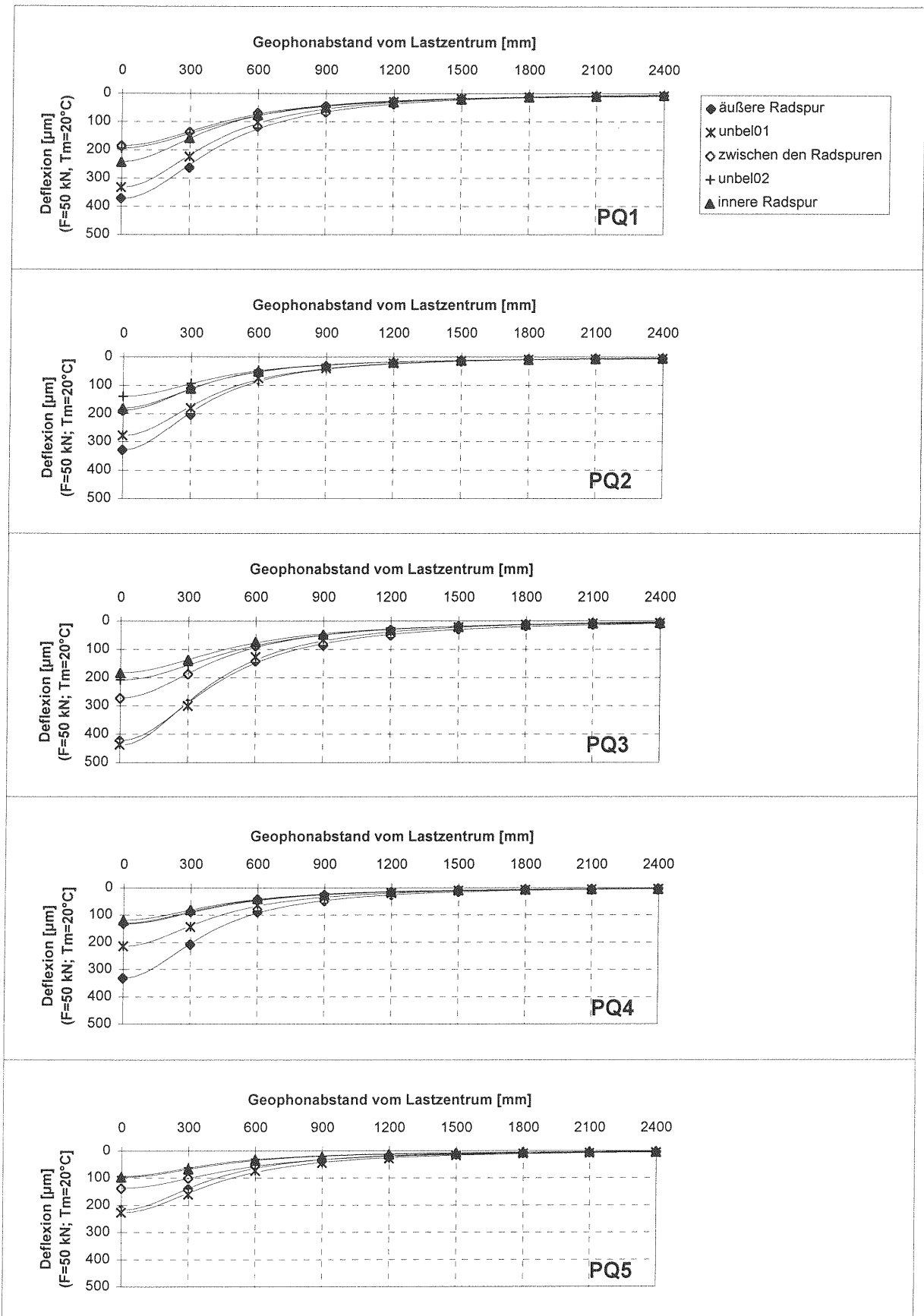


Bild 14 Am Streckenabschnitt 700 aufgenommene Deflexionsmulden (10/96) und ihre Approximation

- Der Untergrund/Unterbau weist relativ hohe Tragfähigkeiten auf.

-> Die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung ist gewährleistet.

Bereich II ($T_z > 0,75$, $U_I > 70 \mu\text{m}$)

- Die oberen gebundenen Schichten sind relativ steif.
- Die direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten sind tragfähig.
- Der Untergrund/Unterbau weist relativ geringe Tragfähigkeiten auf.

-> Die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung ist trotz hoher Tragfähigkeitszahl nicht gewährleistet. Grund: Die geringe Tragfähigkeit des Untergrundes/Unterbaues.

Bereich III ($T_z < 0,75$, $U_I < 70 \mu\text{m}$)

- Die oberen gebundenen Schichten sind relativ nachgiebig.
- Die Tragfähigkeit der direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten hat keinen großen Einfluß.
- Der Untergrund/Unterbau weist relativ hohe Tragfähigkeiten auf.

-> Die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung wird nur durch eine Erhaltungsmaßnahme, z.B. Verstärkung der oberen gebundenen Schichten, wieder gewährleistet.

Bereich IV ($T_z < 0,75$, $U_I > 70 \mu\text{m}$)

- Die oberen gebundenen Schichten sind relativ nachgiebig.
- Die direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten sind wenig tragfähig.
- Der Untergrund/Unterbau weist relativ geringe Tragfähigkeiten auf.

-> Die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung ist als mangelhaft zu beurteilen.

Die aus an einer Straßenbefestigung aufgenommenen Deflexionsmulden bestimmten Größen Untergrund/Unterbau-Indikator U_I und Tragfähigkeitszahl T_z werden als Wertepaare in das sogenannte UI-Tz-Diagramm eingetragen. Die Lage der Wertepaare innerhalb des Diagramms und seiner Bereiche erlaubt nun eine Beurteilung der Tragfähigkeit der untersuchten Straßenbefestigung und ermög-

licht so das Erkennen, ob diese noch gewährleistet ist.

Die für die Beurteilung der Tragfähigkeit der im Rahmen des vorliegenden Projektes untersuchten Streckenabschnitte notwendigen Kenngrößen: Deflexion im Lastzentrum d_1 , Deflexionen 900 mm und 1500 mm vom Lastzentrum entfernt, als d_4 und d_6 bezeichnet, Krümmungsradius R_0 im Lastzentrum sowie die beiden aus ihnen hervorgehenden Größen Tragfähigkeitszahl T_z und der Untergrund/Unterbau-Indikator U_I sind in der Anlage 14, in Abhängigkeit der Meßspur und des Primärquerschnittes, dokumentiert. Im unteren Teil der Anlage sind die entsprechenden Wertepaare (U_I , T_z) in das sogenannte UI-Tz-Diagramm eingezeichnet. Die geschlossenen Symbole zeigen die Tragfähigkeit in der äußeren Radspur an, die offenen die zwischen den Radspuren. Weiterhin wurde in die Anlage mit aufgenommen, die Gegenüberstellung der Krümmungsradien im Lastzentrum, der im unbelasteten und belasteten Bereich der Straße aufgenommenen Deflexionsmulden.

Anhand der Lage und Ausdehnung der Wertepaarecluster im UI-Tz-Diagramm wird die unterschiedliche Tragfähigkeit der untersuchten Streckenabschnitte deutlich. Trotz dieses Unterschiedes liegen, mit wenigen Ausnahmen (Streckenabschnitte 300, 420 und 770), alle Wertepaare im Bereich I, d.h., die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung und die des Untergrundes ist für diese Streckenabschnitte gewährleistet. Bei den genannten Streckenabschnitten deutet die Ausdehnung der Wertepaarecluster in den Bereich II hinein darauf hin, daß der Untergrund an einigen Stellen relativ geringe Tragfähigkeiten aufweist und somit die Tragfähigkeit der gesamten Befestigung an diesen Stellen nicht gewährleistet ist.

An dieser Stelle soll aber darauf hingewiesen werden, daß die Bereichsgrenzen nach [17] Orientierungswerte darstellen und einer weiteren Verifizierung bedürfen. Wird eine „gewisse“, zu diesem Zeitpunkt nicht zu quantifizierende Streubreite der Bereichsgrenzen zugelassen, so müßte nach dieser Methode davon ausgegangen werden, daß wenige Wertepaare im Bereich III und IV zu liegen kämen.

Die Lage der Wertepaarecluster für die beiden Bereiche äußere Radspur (geschlossene Symbole) und zwischen den Radspuren (offene Symbole)

läßt, mit Ausnahme der beiden Streckenabschnitte 670 und 700, hinsichtlich der Tragfähigkeitszahl T_z den Schluß zu, daß die Tragfähigkeit der jeweiligen Befestigung in der äußeren Radspur nach 27 Jahren Verkehrsbelastung nicht geringer ist als die zwischen den Radspuren. Die unterschiedliche Tragfähigkeit beider Bereiche des Streckenabschnittes 670 und deutlicher noch des Streckenabschnittes 700, wird auf die für den Streckenabschnitt 700 in Abschnitt 5.3.4 auf der Basis zusätzlicher Deflexionsmessungen mit dem FWD gemachten Schlußfolgerungen zurückgeführt.

Werden sämtliche in Anlage 14 dargestellten Wertepaarecluster zusammen in das UI- T_z -Diagramm eingetragen, so lassen sich hinsichtlich der Tragfähigkeit die siebzehn Streckenabschnitte in vier Gruppen gliedern (Bild 15).

Die Streckenabschnitte der Gruppe 1 sind gekennzeichnet durch eine relative Inhomogenität der Tragfähigkeit der Befestigung, die, mit Blick auf die Größe der Krümmungsradien, aus den ungebundenen Schichten hervorgeht, und von einer relativ guten Tragfähigkeit des Untergrundes. Die Tragfähigkeit der Befestigung der in den Gruppen 2 bis 4 zusammengefaßten Streckenabschnitte ist untereinander in etwa vergleichbar und deutlich homo-

gener als die der in Gruppe 1. Sie unterscheiden sich aber hinsichtlich der Tragfähigkeit des Untergrundes deutlich, wie es an der von Gruppe 2 zur Gruppe 4 hin zunehmenden Spreizung des Untergrund-/Unterbau-Indikators UI ablesbar ist. Bei den in der Gruppe 4 zusammengefaßten Streckenabschnitten 300, 420 und 770 ist, wie schon zuvor ausgeführt, an einigen Stellen die Tragfähigkeit der Befestigung nicht mehr gewährleistet, da an diesen Stellen, wie die in den Bereich II hineinragenden Wertepaare anzeigen, eine nur geringe Untergrundtragfähigkeit vorhanden ist. Daraus resultiert bei Lastüberrollungen eine stärkere Beanspruchung der Befestigung, die zu vorzeitigen Rissen in der Asphaltsschicht führen kann.

Wird für die untersuchten Streckenabschnitte die Tragfähigkeitszahl in Abhängigkeit der Asphaltstärke aufgetragen (Bild 16), so läßt sich eine Beziehung zwischen beiden erkennen. Die Tragfähigkeitszahl T_z , die nach der zuvor gemachten Schilderung ein Maß für die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung ist, fällt um so kleiner aus, je geringer die Asphaltstärke h einer Straßenbefestigung ist. Im Vergleich haben die Streckenabschnitte mit relativ kleinen Tragfähigkeitszahlen somit keine schlechtere Tragfähigkeit, sondern, aufgrund ihrer kleineren Asphaltstärke, eine geringere.

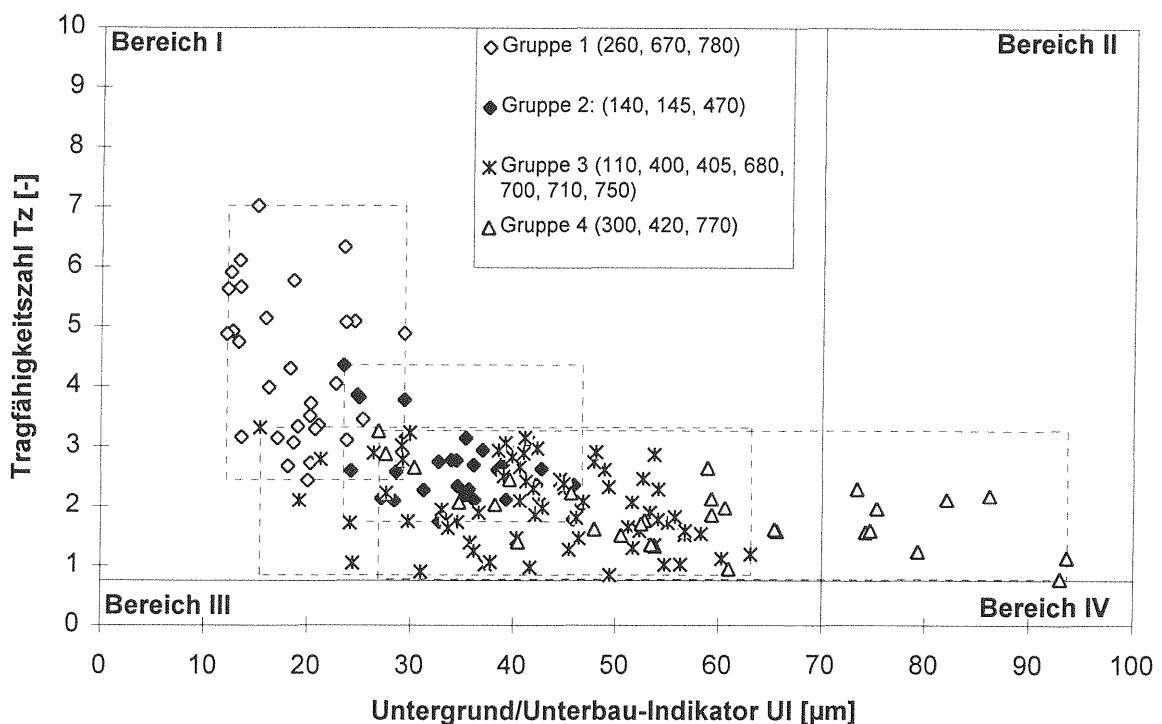


Bild 15 Beurteilung der Tragfähigkeit der untersuchten Streckenabschnitte mit Hilfe des UI- T_z -Diagrammes nach [17]

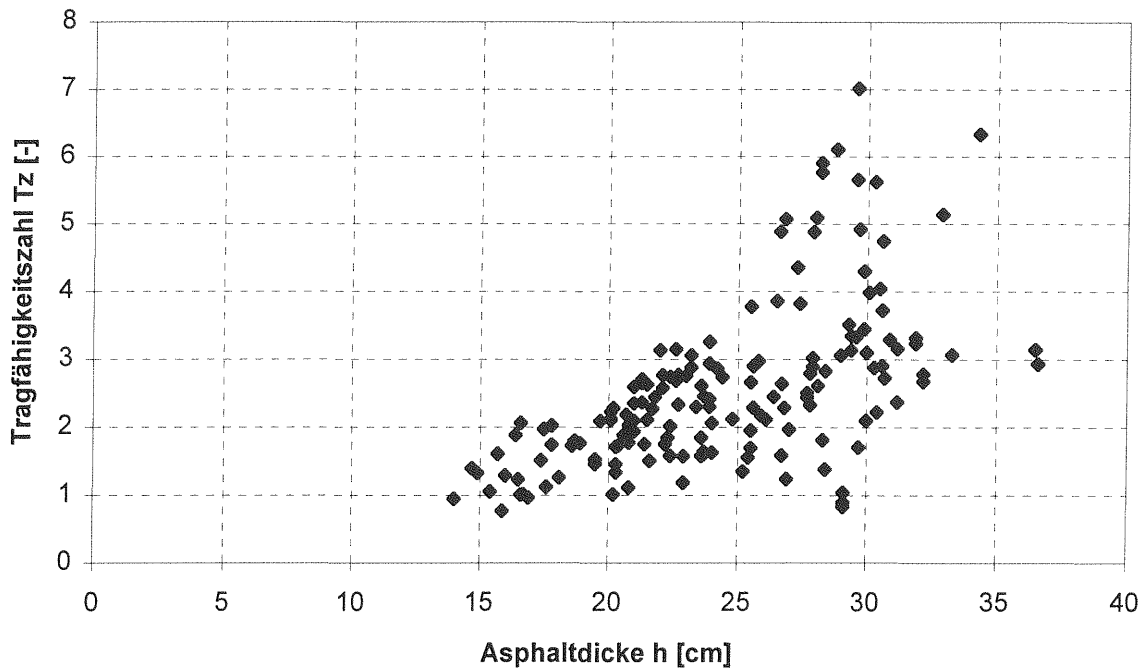


Bild 16 Zusammenhang zwischen der Asphaltstärke und der Tragfähigkeitszahl der untersuchten Streckenabschnitte

Wie schon zuvor ausgeführt, beschreibt der Krümmungsradius R_0 im Lastzentrum der Deflexionsmulde das Verformungsverhalten der gebundenen Schichten einer flexiblen Straßenbefestigung: Im vorliegenden Fall das der Asphalt-schichten. Eine eventuelle Ermüdung dieser Schichten müßte sich auch in einem kleineren Krümmungsradius der in der äußeren Radspur aufgenommenen Deflexionsmulden zeigen. Dabei muß berücksichtigt werden, daß in der äußeren Radspur gemessene Deflexionsmulden aufgrund von Randeinflüssen vielfach tiefer verlaufen als die zwischen den Radspuren gemessenen (s. Abschnitt 5.3.4 und Bild 13). In Bild 17 sind nun für die untersuchten Streckenabschnitte die Krümmungsradien im Lastzentrum der in der äußeren Radspur ($R_{0, \text{bel}}$) und zwischen den Radspuren ($R_{0, \text{unbel}}$) gemessenen Deflexionsmulden gegenübergestellt.

Werden die in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren gemessenen Deflexionsmulden als Stichprobe aus dem belasteten und unbelasteten Bereich aufgefaßt und ihre Krümmungsradien im Lastzentrum nach dem in Abschnitt 4.3.2 beschriebenen statistischen Verfahren ausgewertet, so wird nur für die in dem Bild angeschriebenen Streckenabschnitte, mit Ausnahme des Streckenabschnittes 420, ein signifikant kleinerer Krümmungsradius der in der äußeren Radspur gemessenen Deflexionsmulden ermittelt, was eine gegenüber dem unbe-

lasteten Bereich geringere Asphalt-schichtsteifigkeit vermuten läßt. Abweichend davon weisen die in der äußeren Radspur des Streckenabschnittes 420 gemessenen Deflexionsmulden gegenüber denen, die zwischen den Radspuren gemessenen wurden, einen signifikant größeren Krümmungsradius im Lastzentrum auf. Die wenigen festgestellten Unterschiede können aber nicht eindeutig auf eine Ermüdung der Asphalt-schichten in der äußeren Radspur zurückgeführt werden, da, wie schon erwähnt und exemplarisch für den Streckenabschnitt 700 im Abschnitt 5.3.4 geschildert, die Deflexionsmulden durch den Abstand vom Fahr-bahnrand beeinflusst sind.

Aus dem Vergleich von an den siebzehn Streckenabschnitten durchgeführten Deflexionsmessungen mit dem FWD kann kein ermüdungsbedingter Strukturunterschied in der Asphalt-schicht zwischen der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren abgeleitet werden. Alle Streckenabschnitte befanden sich somit, unabhängig von ihrer Verkehrsbelastung und der daraus resultierenden Beanspruchung (s. Bild 6) sowie der Anzahl durchgeführter Instandsetzungen (s. Tab. 3), bis zu den Anfang der neunziger Jahre durchgeführten FWD-Messungen noch in der Beharrungsphase, und das bis dahin nach 27 Jahren Verkehrsbelastung, 7 Jahre über den nach den RStO 86/89 mit 20 Jahren anzunehmenden Nutzungszeitraum

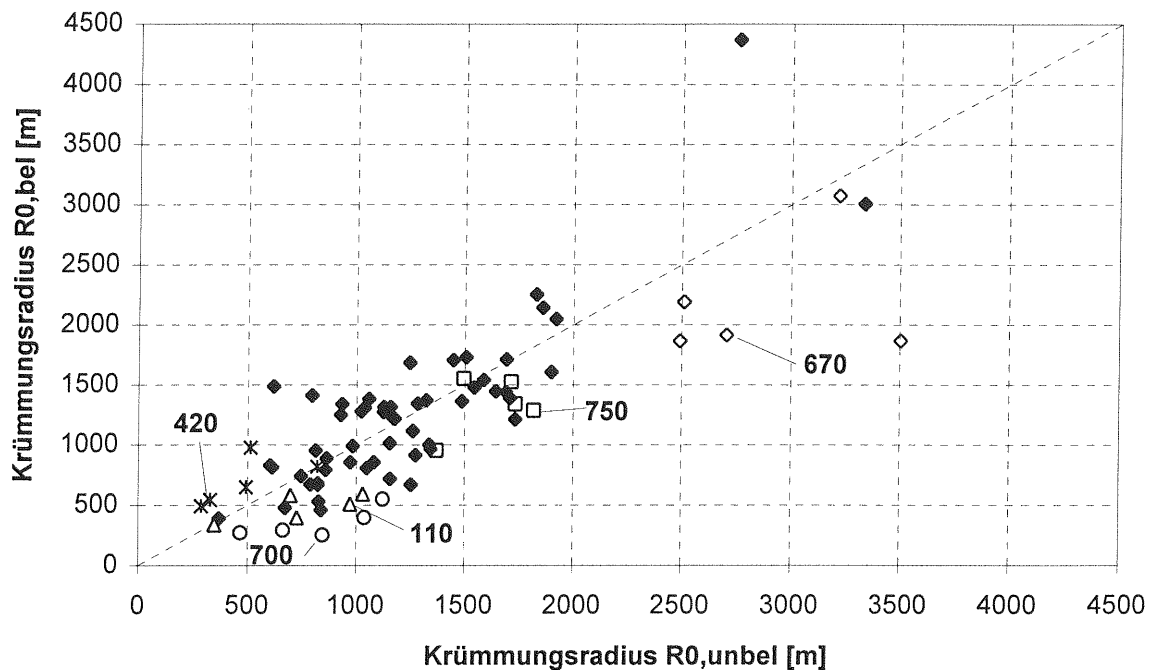


Bild 17 Gegenüberstellung der Krümmungsradien im Lastzentrum der in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren gemessenen Deflexionsmulden

hinaus. Dies deckt sich mit den in Abschnitt 4 beschriebenen Ergebnissen der E -Modul-Bestimmung an Probekörpern aus Bohrkernen beider Bereiche.

Wenn sich also nach einem Zeitraum von 27 Jahren keine strukturellen Unterschiede zwischen dem belasteten und unbelasteten Bereich der siebzehn untersuchten Streckenabschnitte zeigen, und es wird nicht davon ausgegangen, daß im Zeitraum bis zur Berichtlegung, also nochmals vier weitere Jahre, diese Streckenabschnitte den Beginn der Ermüdungsphase erreicht haben, kann aus FWD-Messungen im Verlauf der Beharrungsphase, in Verbindung mit der Hypothese der Ermüdung der Asphaltsschichten, ist eine Bestimmung der Restnutzungsdauer von nach den geltenden Technischen Regelwerken in Deutschland verkehrsgerecht dimensionierten flexiblen Straßenbefestigungen kaum möglich. Dabei wird unterstellt, daß diese Feststellung auch für Befestigungen der oberen Bauklassen II bis SV der RStO 86/89 gleichermaßen zutreffend ist, obwohl in die vorliegende Untersuchung nur Befestigungen der Bauklassen V bis III einbezogen worden sind. Mit Blick auf die Nennungshäufigkeiten von Erhaltungsmaßnahmen an Bundesstraßen, die nur im geringen Umfang strukturell bedingt waren [18], scheint der Schluß aber zulässig.

Damit stellt sich die Frage nach der Sinnhaftigkeit der sich an die Bestimmung der Restnutzungsdauer meist anschließenden Dimensionierung von Verstärkungsschichtdicken, deren Schema Bild 18 deutlich macht, und der Bestimmung des wirtschaftlich günstigsten Verstärkungszeitpunktes. Neben den Ergebnissen von FWD-Messungen und der Schichtdickenbestimmung fließen die Anzahl der prognostizierten äquivalenten 10t-Achsen im Nutzungszeitraum in die Verstärkungsbemessung ein. Hauptgrundlage aber sind die im Labor an Asphaltprobekörpern mittels Dauerbelastungsversuchen bestimmten Ermüdungsverläufe in Abhängigkeit der Anzahl der Lastwechsel. Wie in Bild 2 einleitend dargestellt, führen die international in Anwendung befindlichen Verfahren zur Bestimmung von Ermüdungsverläufen jedoch für relativ gleichartige Materialien zu teilweise erheblich unterschiedlichen Ergebnissen, so daß die Dimensionierung der Verstärkungsschichtdicke, hier über den Vergleich der zum Meßzeitpunkt vorhandenen und der sich aus dem Ermüdungsverlauf ergebenden zulässigen Dehnung an der Unterseite der Asphaltsschicht, zweifelhaft erscheint.

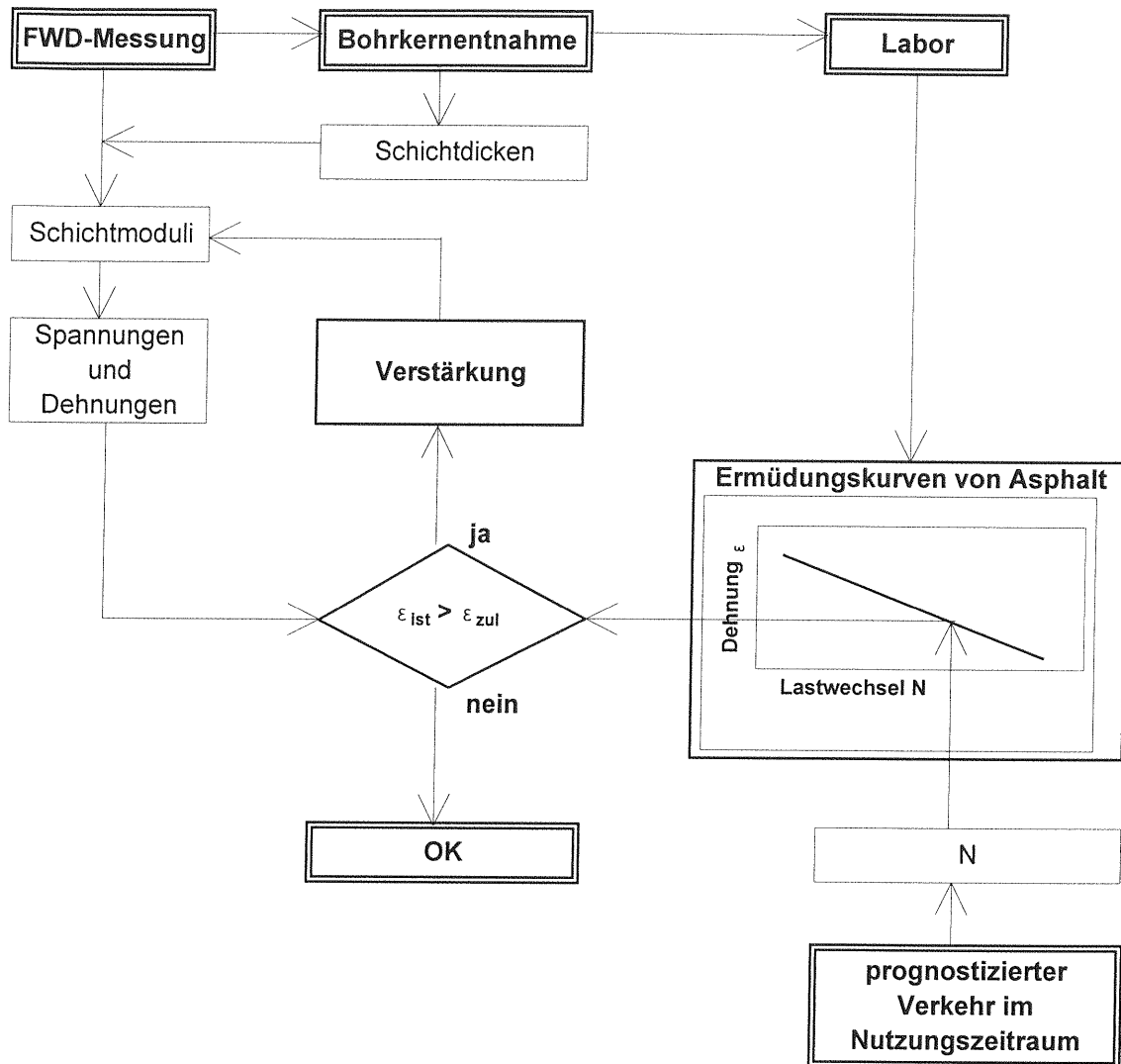


Bild 18 Schema der Bemessung von Verstärkungsschichtdicken auf der Grundlage der Ermüdungshypothese der Asphaltsschichten

6 Zusammenfassung

Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt werden normalerweise nicht durch eine einzige große Belastung zerstört, sondern durch eine Vielzahl von Beanspruchungen, hervorgerufen durch die darüberrollenden Verkehrslasten und Zwängungen infolge von Abkühlprozessen im Bereich hinreichend tiefer Temperaturen in den Asphaltsschichten.

Die aus Verkehr und Klima resultierende Beanspruchung der Straßenbefestigung im Verlauf ihrer Nutzungsdauer führt zu kleinen, zunächst äußerlich nicht erkennbaren Gefügestörungen in den Asphaltsschichten. Diese akkumulieren sich und führen irgendwann einmal zu sichtbaren Schäden wie z.B. Rissen. Dieser Vorgang wird allgemein als

Ermüdung bezeichnet. Ermüdung ist eine Gefügeschwächung, die sich durch einen fortschreitenden Steifigkeitsverlust infolge wiederholter Beanspruchung bemerkbar macht.

Seit etwa dreißig Jahren wird das Problem der Ermüdung von Asphalten weltweit intensiv untersucht. Aus Laborversuchen geht hervor, daß der Baustoff Asphalt -ein 3-Phasensystem aus Mineralstoffen, Bindemittel und Luft (ausgenommen Gußasphalt)- keine Dauerfestigkeit, sondern eine Zeitfestigkeit besitzt. Die Steifigkeit des Materials nimmt in Abhängigkeit der Belastung und der Temperatur mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Daraus folgt die Annahme, daß jede noch so kleine Beanspruchung eine Abnahme der Steifigkeit des Materials zur Folge hat, es also für viskoelastische Materialien, wie den Baustoff Asphalt, zumindest

im Laborversuch keine untere Beanspruchungsgrenze gibt, unter der das Material beliebig viele Lastwechsel ertragen kann. Somit läßt sich ein Grenzwert für die Materialbeanspruchung nicht festlegen, wie bei elastischen Materialien die Elastizitätsgrenze. In den sechziger Jahren wurde die Definition für den Begriff „Ermüdung“ des Stoffes Asphalt erarbeitet, die besagt, daß der Stoff „ermüdet“ ist, wenn seine Anfangssteifigkeit infolge wiederholter Beanspruchung auf die Hälfte abgefallen ist.

Die Materialermüdung ist in der Festkörperphysik nachgewiesener Sachverhalt. Dies gilt auch für Asphaltmischgut, wenn Probekörper im Labor durch dynamische Belastung großen Beanspruchungen -Dehnungen- ausgesetzt werden.

Bauseitige Toleranzen, die Inhomogenität der verwendeten Baustoffe, der Schichten und des Untergrundes, der Temperaturgradient innerhalb der Asphaltenschicht und die sich unter Lasteinwirkung mit der Zeit verschlechternde Ebenheit der Straßenoberfläche, die dynamische Radlastschwankungen hervorruft, führen in einer durch Verkehrslasten beanspruchten Straßenbefestigung räumlich und zeitlich zu nicht einheitlichen Spannungs- und Verformungszuständen. Daraus folgt, daß jeder Ort einer Straßenbefestigung zu jeder Zeit verschieden beansprucht wird und somit auch eine unterschiedliche Steifigkeitsabnahme der Asphaltenschichten im Verlauf der Nutzungsdauer aufweisen muß. Hinzu kommt, daß Beanspruchungsspitzen infolge unterschiedlich hoher Belastungen gegenüber den periodischen Belastungen von Probekörpern in zufallsartiger Reihenfolge auftreten und sehr unterschiedliche zeitliche Verläufe aufweisen. Diese Formen der Beanspruchungs-Zeit-Funktion beeinflussen wesentlich die Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen.

In aller Regel basieren Berechnungen der Restnutzungsdauer auf der Hypothese der Ermüdung der Asphaltenschichten infolge von Beanspruchungen durch wiederholte Lastwechsel. Zur mathematisch-physikalischen Beschreibung der Ermüdung der Asphaltenschichten verwendet man die Abnahme ihres E-Moduls infolge wiederholter Lastwechsel im Verlauf der Liegezeit der Straße. Alle Ermüdungsmodelle haben einen entscheidenden Nachteil, ihnen liegt das mit unterschiedlichen Laborverfahren ermittelte Ermüdungsverhalten von Asphaltprobekörpern zugrunde und nicht das Verhalten einer

Asphaltbefestigung unter natürlichen Gegebenheiten. Zwischen beiden bestehen Diskrepanzen, d.h., die Übertragungsfunktion ist bis heute nicht hinreichend bekannt.

In diesem Zusammenhang stellt sich nun die Frage: Wenn Asphaltprobekörper im Labor unter dynamischer Belastung ermüden, läßt sich dann an Asphaltenschichten, die über den Nutzungszeitraum der RStO 86/89 von 20 Jahren hinaus der Verkehrsbelastung ausgesetzt waren, der Effekt der Materialermüdung nachweisen? Dieser Frage wurde im Rahmen dieses Projektes anhand eines E-Modul-Vergleiches zwischen Asphaltproben aus der äußeren Radspur (dem belasteten Bereich) und der Fahrstreifenmitte (dem unbelasteten Bereich) von siebzehn Streckenabschnitten nachgegangen. Hierbei wird unterstellt, daß der Nachweis über die E -Modul-Bestimmung eine ausreichend gesicherte Interpretationsfähigkeit besitzt.

Bei den jeweils 500 m langen Streckenabschnitten handelt es sich um eine Streckenauswahl aus den ehemaligen 180 Untersuchungsstrecken des Forschungsvorhabens „Langzeitbeobachtungen an ausgewählten Straßenabschnitten“ der Bundesanstalt für Straßenwesen, die seit Mitte der 60er Jahre unter Verkehr liegen. Ihre Dimensionierung entspricht der damals geltenden Standardisierung aus dem Jahre 1966 (StF bit 66). Sie umfassen zwei Straßenklassen (Bundesstraßen, Landstraßen) und nach den heute gültigen RStO 86/89 zwei Bauweisen (Tafel 1, Zeile 1 und Zeile 3). Weitere Auswahlkriterien sind unterschiedliche Schichtdicken und Anzahl durchgeführter Erhaltungsmaßnahmen sowie eine unterschiedlich hohe Verkehrsbelastung.

Anfang der 90er Jahre wurden in allen siebzehn Streckenabschnitten Bohrkerne an sogenannten Primärquerschnitten entnommen. In jedem Streckenabschnitt waren jeweils fünf Primärquerschnitte im 100 m Abstand angeordnet, an denen jeweils drei Bohrkerne aus der äußeren Radspur (belasteter Bereich) und drei Bohrkerne zwischen den Radspuren (unbelasteter Bereich) entnommen wurden. Bei siebzehn Streckenabschnitten mit jeweils 30 Entnahmen wurden somit insgesamt 510 Bohrkerne gezogen. Bei jeweils zwei Probekörpern aus der Deck- und Tragschicht hätten 2040 Probekörper untersucht werden müssen, 120 je Streckenabschnitt. Aufgrund des hohen zeitlichen Aufwandes für die Herstellung/Vorbereitung der Pro-

Probekörper und die Bestimmung ihres /E/-Moduls mit dem Zwei-Punkt-Biegeversuch wurden die Untersuchungen in zwei Phasen gegliedert.

Phase I: Für alle siebzehn Streckenabschnitte: Aus 10 Bohrkernen je Streckenabschnitt -jeweils einen aus dem unbelasteten und belasteten Bereich pro Primärquerschnitt-: Herstellung/Vorbereitung und Prüfung von insgesamt 680 Probekörpern aus der Deckschicht und dem unteren Bereich der Tragschicht; das sind pro Streckenabschnitt 20 Probekörper je Schicht.

Phase II: Für acht nach der Verkehrsbelastung selektierte Streckenabschnitte: Herstellung/Vorbereitung und Prüfung von insgesamt 640 aus den restlichen Bohrkernen gesägten Probekörpern aus der Deckschicht und dem unteren Bereich der Tragschicht; das sind pro Streckenabschnitt 40 Probekörper je Schicht. Ziel: Statistische Absicherung der aus der Phase I gewonnenen Aussagen für diese Streckenabschnitte.

Ergebnis der ersten Phase ist: Nach 27 Jahren Verkehrsbelastung zeigt sich streckenbezogen und hinsichtlich Entnahmeort und Richtung des Steifigkeitsunterschiedes zwischen belastetem und unbelastetem Bereich der Straße keine einheitliche Tendenz. Orte, an denen z.B. für die Tragschicht ein signifikanter Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Bereichen festgestellt wird, sind nur in den wenigsten Fällen identisch mit Orten an denen das für die Deckschicht gilt. Genauso häufig wie an Probekörpern aus dem belasteten Bereich gegenüber dem unbelasteten ein kleinerer /E/-Modul bestimmt wurde, galt dies umgekehrt; sowohl für die Deckschicht als auch für die Tragschicht gleichermaßen. Häufig war auch kein Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Bereichen feststellbar. In Zahlen: In nur 22% aller Fälle ist in der äußeren Radspur ein signifikant kleinerer /E/-Modul feststellbar. Der Unterschied zum unbelasteten Bereich der Straße liegt dann für die Deckschicht zu 70% in einem Bereich zwischen $>10\%$ und $\leq 16\%$, zu 20% zwischen $>20\%$ und $\leq 32\%$, nur 10% liegen darüber. Für die Tragschicht liegt der Unterschied dann zu 81% in einem Bereich zwischen $>18\%$ und $\leq 30\%$, 19% liegen darüber.

Aus der zweiten Phase ergab sich für die Deck- und die Tragschicht: In beiden Schichten wird in jeweils nur zwei Primärquerschnitten, der statistisch vertieft untersuchten acht Streckenabschnitte, ein signifikant kleinerer /E/-Modul in der äußeren Radspur festgestellt. In der Hauptsache ergibt sich kein Steifigkeitsunterschied zwischen aus der äußeren Radspur und dem Bereich zwischen den Radspuren stammenden Proben.

Die sich aus der dynamischen Werkstoffprüfung ergebenden Schlußfolgerungen werden durch die Ergebnisse der zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme an den Streckenabschnitten parallel durchgeführten Deflexionsmessungen mit dem FWD bestätigt: Es kann kein ermüdungsbedingter Steifigkeitsunterschied in der Asphalttschicht zwischen der äußeren Radspur und dem Bereich zwischen den Radspuren abgeleitet werden.

Wenn sich also nach 27 Jahren Verkehrsbelastung keine strukturellen Unterschiede zwischen dem belasteten und unbelasteten Bereich der siebzehn untersuchten Streckenabschnitte zeigen, ist aus FWD-Messungen im Verlauf der Beharrungsphase, auf Grundlage der aus Laborergebnissen abgeleiteten Hypothese der Ermüdung der Asphalttschichten eine Bestimmung der Restnutzungsdauer von nach den geltenden Technischen Regelwerken in Deutschland verkehrsgerecht dimensionierten flexiblen Straßenbefestigungen kaum möglich. Dabei wird unterstellt, daß diese Feststellung auch für Befestigungen der oberen Bauklassen II bis SV der RStO 86/89 gleichermaßen zutrifft, obwohl in die vorliegende Untersuchung nur Befestigungen der Bauklassen V bis III einbezogen worden sind. Mit Blick auf die Nennungshäufigkeiten von Erhaltungsmaßnahmen an Bundesstraßen [18] scheint der Schluß aber zulässig.

Damit stellt sich die Frage nach der Sinnhaftigkeit der auf der Bestimmung der Restnutzungsdauer aufbauenden Dimensionierung von Verstärkungsschichtdicken, die auf der Grundlage der aus Laborergebnissen abgeleiteten Hypothese der Ermüdung der Asphalttschichten beruht. Solange für die Ermüdung von Asphalttschichten die Übertragungsfunktion „Labor - in situ“ nicht bekannt ist, erscheint es wenig sinnvoll, aus Deflexionsmessungen mit dem FWD, Rückschlüsse auf die Restnutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen -auch wenn sie entsprechend den RStO aufgebaut sind- zu ziehen und auf dieser Grundlage Verstärkungsschichtdik-

ken zu berechnen, da allgemeingültige und anwendbare Bewertungshintergründe nicht vorhanden sind. Somit erscheint auch die Bestimmung des wirtschaftlich günstigsten Verstärkungszeitpunktes schon gar nicht möglich zu sein.

Folgerung: Die aus zeitraffenden Versuchen an Asphaltprobekörpern abgeleitete Erkenntnis, daß mit zunehmenden Lastwiederholungen die Steifigkeit des Baustoffes Asphalt ständig abnimmt, er also ermüdet, kann für die siebzehn untersuchten Streckenabschnitte, die seit Mitte der 60er Jahre einem deutlich über dem Prognosefaktor liegendem Schwerverkehrszuwachs unterlagen, nicht bestätigt werden. Das gilt unabhängig davon, welcher Beanspruchungsgruppe die untersuchten Streckenabschnitte angehören und welche Erhaltungsgeschichte sie in der bisherigen Liegezeit aufweisen.

Diese Erkenntnisse lassen unter der Voraussetzung, daß die Steifigkeit des Baustoffes Asphalt in flexiblen Straßenbefestigungen bei jeder Lastüberfahrt um ein bestimmtes, noch unbekanntes Maß verringert wird, den Schluß zu, daß sich alle Streckenabschnitte nach 27 Jahren unter Verkehr, bis zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme Anfang der 90er Jahre, noch in der Beharrungsphase befunden haben. „Wo“ in dieser Phase, kann aus den Untersuchungen nicht abgeleitet werden; es wird nicht davon ausgegangen, daß im Zeitraum bis zur Berichtlegung, also nach weiteren vier Jahren, diese Streckenabschnitte den Beginn der Ermüdungsphase erreicht haben. Ein weiteres Indiz gegen eine Ermüdung -im klassischen Sinn- der Asphaltsschichten der untersuchten Streckenabschnitte findet sich in den durchgeführten Erhaltungsmaßnahmen in der bisherigen Liegezeit. Sie beschränkten sich auf die obersten cm und dienten in der Hauptsache der Beseitigung von Spurrinnen.

Nach 27 Jahren Verkehrsbelastung, also sieben Jahre über den nach den RStO 86/89 mit 20 Jahren anzunehmenden Nutzungszeitraum hinaus, wurden an den unterschiedlich beanspruchten Streckenabschnitten keine Strukturschäden in der Befestigung festgestellt. Dies ergaben auch die in [19] beschriebenen „Wiederholungsuntersuchungen an flexiblen Fahrbahnbefestigungen ehemaliger Untersuchungsstrecken“, zu denen auch die hier untersuchten Streckenabschnitte 140, 145, 280 und 400 gehörten, die nach 27 Jahren einen nur unwesentlichen bzw. nicht nachweisbaren Ein-

fluß der Verkehrsbelastung auf nachgewiesene Materialveränderungen ergaben.

Auch Feldversuche in Großbritannien an 11 bis 23 Jahre alten, den Bauklassen III bis SV der RStO 86/89 vergleichbaren Autobahnen [20] zeigten keine ermüdungsbedingten Strukturunterschiede in den Tragschichten des Fahr- und Überholstreifens.

Die Tatsache, daß in die Untersuchungen nur Strecken bis zur Bauklasse III einbezogen worden sind, die nach den geltenden RStO 86/89 teilweise als überdimensioniert eingestuft werden müssen, schmälert die Aussage nicht. Im Bauklassenvergleich, Schriftenreihe Forschung "Straßenbau und Straßenverkehrstechnik", Bundesminister für Verkehr, Heft 507, S. 65 ff, verfügt die Bauklasse III über eine relativ kurze Gebrauchsdauer, d. h. ihr Beanspruchungsniveau ist relativ hoch. Bei Nutzungszeiträumen über 20 Jahre hinaus hätten sich signifikante Unterschiede in den E-Moduli im Vergleich "belasteter Bereich" und "unbelasteter Bereich" herausstellen müssen.

Aus der vorgenannten Feststellung darf nicht abgeleitet werden, daß eine Ermüdung von Asphaltsschichten unter Verkehrsbelastung im Verlauf der Liegezeit auszuschließen ist. Sie ist bei relativ dünnen Asphaltsschichtdicken beobachtbar. Bei frostsicher aufgebauten flexiblen Fahrbahnbefestigungen mit einer bestimmten Mindestdicke der Asphaltsschichten kann aber davon ausgegangen werden, daß ermüdungsbedingte Strukturschäden im nach den RStO 86/89 zugrundegelegten Nutzungszeitraum von 20 Jahren nicht zu erwarten sind. Einwandfreie Herstellung und optimale Erhaltung der Fahrbahnbefestigungen werden vorausgesetzt. Die Ergebnisse deuten an, daß die Nutzungszeiträume länger anzusetzen sind. Eine genauere Einschätzung ist aber zur Zeit noch nicht möglich.

Als ausschlaggebendes Verhaltenskriterium für schwerer belastete Asphaltbefestigungen erweist sich die Spurrinnenbildung. Hieraus kann die Notwendigkeit einer Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Asphaltdecke gegenüber der Spurrinnenbildung abgeleitet werden. Die Notwendigkeit, die Schichtdicken von Fahrbahnbefestigungen zu erhöhen, konnte nicht nachgewiesen werden.

7 Literatur

- [1] VON BECKER, P. (1976): Zur Annahme wirklichkeitsnäherer E-Moduli als Kennwerte für das elastische Verformungsverhalten flexibler Straßenbefestigungen bei elastizitätstheoretischen Beanspruchungsrechnungen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 204
- [2] LEMPE, U. (1972): Dynamischer Schubmodul und Dauerschubfestigkeit bituminös gebundener Baustoffe -Ermittlung und Einfluß auf den Beanspruchungszustand bituminöser Straßenbefestigungen. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 130
- [3] KOHLER, G. (1974): Dickenbemessung flexibler Fahrbahndecken auf Ermüdungsverhalten. Straßen- und Tiefbau 28
- [4] HORZ, H. W., KALISCH, H. (1992): Daten von 23 Jahren Langzeitbeobachtungen an Straßen. Straße und Autobahn 9, S. 529 ff
- [5] KALISCH, H. (1976): Einbau und Betrieb von 146 Achslast- und Achsmengenzählgeräten für das Forschungsvorhaben „Langzeitbeobachtungen“. Straße und Autobahn (27), Nr. 11, S. 431 - 438
- [6] HORZ, H. W. (1991): Die Datenbank „Untersuchungsstrecken“ (Handbuch). Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach
- [7] LENSING, N. (1991): Langzeitbeobachtungen an ausgewählten Straßenabschnitten -Extrapolation von Achslasten-. Forschungsvorhaben FP9.8903, unveröffentlicht
- [8] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen RStO 86. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen Hrsg., Ausgabe 1986, Ergänzte Fassung 1989
- [9] EISENMANN, J., LEMPE, U., Friedrich, M. (1995): Analyse und Quantifizierung der Verkehrsbelastung an ausgewählten Straßenabschnitten. Forschungsvorhaben FP9.93904F1
- [10] BUSECK, H. (1980): Ein Beitrag zur Bestimmung von Werkstoffkennwerten an bituminösen Straßenbaustoffen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 288
- [11] Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt (1985). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Asphaltstraßen
- [12] ANDRADE, J. (1984): Zum Einfluß des ermüdungsbedingten Steifigkeitsabfalls von Asphalt auf die Beanspruchung und Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der UNI Hannover, Heft 2
- [13] Merkblatt über Einsenkungsmessungen mit dem Benkelman-Balken (1991). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn
- [14] EHROLA, E., BELT, J., RYYNÄNEN, T. (1990): Influence of Temperature on the Deflection of Asphalt Pavements. Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway
- [15] BERGSTEDT, B. (1990): Temperature Correction of Falling Weight Deflectometer Data. Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway
- [16] GRÄTZ, B. (1996): Telefonisches Gespräch mit dem Verfasser
- [17] JENDIA, S. (1995): Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen. Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der UNI Karlsruhe (TH), Heft 45
- [18] VON BECKER, P. (1993): Bemessungstechnische Aspekte bei der Erhaltung von Verkehrsflächen. Straße und Autobahn, Heft 5, S. 257 - 267

- [19] Wiederholungsmessungen an flexiblen Fahrbahnbefestigungen ehemaliger Untersuchungsstrecken (1995). Forschungsvorhaben 07.158 R91L
- [20] NUNN, M. E. (1994): A question of fatigue? Proceedings of the Symposium on Performance and Durability of Bituminous Mixtures, UNI of Leeds
- [21] SACHS, L. (1992): Angewandte Statistik. 7. Auflage, Springer Verlag

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe "Straßenbau"

- S 1: **Verwitterungsbeständigkeit von Recycling-Baustoffen**
von K.-H. Guth
32 Seiten, 1993
kostenlos
- S 2: **Eignung von Grubenbergen als Baustoff für Tragschichten ohne Bindemittel**
von K.-H. Guth
16 Seiten, 1993
kostenlos
- S 3: **Altlastenerfassung durch geophysikalische Methoden**
von J. Faust
28 Seiten, 1993
kostenlos
- S 4: **EPS-Hartschaum als Baustoff für Straßen**
von R. Bull-Wasser
156 Seiten, 1993
kostenlos
- S 5: **Baubegleitende Messungen B 73n**
von H. Heinisch und K.-H. Blume
196 Seiten, 1993
kostenlos
- S 6: **Eignung überdeckter Fugen mit Querkraftübertragung**
von J. Fleisch und R. Bartz
76 Seiten, 1993
kostenlos
- S 7: **33. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau**
Niederschrift der 33. Tagung am 4. und 5. Mai 1993 in Gelnhausen
84 Seiten, 1994
DM 26,50
- S 8: **Anleitung Qualitätsmanagementplan Asphalttragschichten**
von H.-J. Freund und M. Stöckner
40 Seiten, 1995
DM 23,50
- S 9: **Meßwert- und rechnergestütztes Management der Straßenerhaltung**
Niederschrift und Referate des Erfahrungsaustausches am 16. und 17. Mai 1995 in Berlin
64 Seiten, 1995
DM 25,00
- S 10: **34. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau**
Niederschrift der 34. Tagung am 3. und 4. Mai 1994 in Neustadt
76 Seiten, 1995
DM 27,00
- S 11: **Der Einfluß der Textur auf Reifen/Fahrbahngeräusch und Rollwiderstand**
von S. Ullrich, K.-P. Glaeser und K. Sander
92 Seiten, 1996
DM 29,00
- S 12: **Offenporige Asphaltdeckschichten auf Außerortsstraßen**
von der Projektgruppe „Lärmindernde Straßen-decken“
28 Seiten, 1996
DM 19,00
- S 13: **Qualität von mineralischen Straßenbaustoffen**
von G. Tabbert
116 Seiten, 1996
DM 32,00
- S 14: **35. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau**
Niederschrift der 35. Tagung am 7. und 8. Mai 1996 in Saarlouis
104 Seiten, 1997
DM 32,00
- S 15: **Anforderungen an Fugenfüllsysteme aus Temperaturdehnungen**
von J. Eisenmann und B. Lechner
45 Seiten, 1997
DM 32,00
- S 16: **Sicherheitswirksamkeit ausgewählter Straßenbaumaßnahmen im Lande Brandenburg**
von R. Schnüll, N. Handke und K. Seitz
200 Seiten, 1997
DM 42,50
- S 17: **Restnutzungsdauer von Asphaltsschichten**
von A. Wolf
56 Seiten, 1998
DM 25,00

Zu beziehen durch:
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon (04 71) 9 45 44 - 0, Telefax (04 71) 9 45 44 88