



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN,
INSTITUT FÜR STADTBAUWESEN UND STRASSENBAU, PROFESSUR FÜR STRASSENBAU

**EIN BEITRAG ZUR DIMENSIONIERUNG VON
STRASSENKONSTRUKTIONEN MIT DÜNNEN ASPHALTDECKEN
AUF TRAGSCHICHTEN OHNE BINDEMITTEL UNTER
BERÜCKSICHTIGUNG NICHTLINEAR ELASTISCHER
MATERIALEIGENSCHAFTEN**

DIPL.-ING. ANITA BLASL

geboren am 9. Januar 1981 in Annaberg-Buchholz

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades
Doktoringenieur (Dr.-Ing.)

EINGEREICHT AM: 3. September 2021

VERTEIDIGT AM: 9. Dezember 2021

GUTACHTER:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Frohmut Wellner

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Oeser

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. habil. Ronald Blab

EIN BEITRAG ZUR DIMENSIONIERUNG VON
STRASSENKONSTRUKTIONEN MIT DÜNNEN
ASPHALTDECKEN AUF TRAGSCHICHTEN OHNE
BINDEMITTEL UNTER BERÜCKSICHTIGUNG
NICHTLINEAR ELASTISCHER
MATERIALEIGENSCHAFTEN

A CONTRIBUTION TO THE DESIGN OF
PAVEMENT CONSTRUCTIONS WITH THIN
ASPHALT LAYERS ON UNBOUND BASE
COURSES UNDER CONSIDERATION OF
NON-LINEAR ELASTIC MATERIAL PROPERTIES

UNE CONTRIBUTION AU DIMENSIONNEMENT
DES CONSTRUCTIONS ROUTIÈRES, AVEC DES
REVÊTEMENTS BITUMINEUX MINCES SUR DES
COUCHES DE BASE GRANULÉE, EN TENANT
COMPTE DES PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES NON
LINÉAIRES DES MATÉRIAUX.

ANITA BLASL

Dimensionierung von flexiblen Strassenkonstruktionen

Dezember 2021

Anita Blasl: Ein Beitrag zur Dimensionierung von Strassenkonstruktionen mit dünnen Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel unter Berücksichtigung nichtlinear elastischer Materialeigenschaften, © 9. Dezember 2021

*„There are known knowns:
These are things we know that we know.
There are known unknowns: That is to say,
there are things that we now know we don't know.
But there are also unknown unknowns:
There are things we do not know we don't know.
And each year we discover
a few more of those unknown unknowns“*

Donald Rumsfeld

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand neben meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin an der Professur für Straßenbau des Instituts für Stadtbauwesen und Straßenbau der TU Dresden und der GWT-TUD GmbH.

KURZFASSUNG

Um die Verwendung der Bauweise „dünne Asphalt­schicht auf Tragschicht ohne Bindemittel“ in Bereichen geringer Verkehrsbelastung in Deutschland zu forcieren, wird die Anwendbarkeit des derzeit gültigen Regelwerkes auf die genannte Bauweise überprüft und erarbeitete Hinweise zu notwendigen Anpassungen bzw. Erweiterungen bereitgestellt. Im Speziellen wird das Regelwerk RDO Asphalt unter Berücksichtigung der Anforderungen in dem Regelwerk RStO in Anwendung gebracht und weiterer Forschungsbedarf abgeleitet.

Auf Grundlage von umfassenden Berechnungen zu Beanspruchungszuständen und durchgeführten Dimensionierungsberechnungen, die durch eine große Varianz der hierfür erforderlichen Eingangsdaten geprägt sind, werden Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes von flexiblen Straßenkonstruktionen mit nur dünnen Asphalt­schichten (von ca. 4 cm) aufgezeigt.

Das nichtlineare Materialverhalten der granularen Gesteinskorn­gemische wird dabei durch Anwendung eines nichtlinearen Stoffmodells, des DRESDNER Modells, berücksichtigt. Das DRESDNER Modell besteht aus zwei Ansatzfunktionen, die sowohl eine spannungsabhängige Formulierung des Elastizitätsmoduls als auch der Quer­dehnzahl bereitstellen.

Um eine sinnvolle bzw. praktikable Anwendung des DRESDNER Modells zu ermöglichen, werden zwei Varianten der Parameterbestimmung ausführlich anhand eines umfänglichen Beispiels vorgestellt und diskutiert. Auch werden der Einfluss der Korn­geometrie (d. h. anisotropen Materialverhaltens) und des Verdichtungs­zustandes auf prüf­technisch bestimmtes Materialverhalten und die darauf aufbauende Parameterbestimmung untersucht und somit die Einsatz­grenzen des verwendeten Stoffmodells aufgezeigt.

Anhand des DRESDNER Modells wird erläutert, wie Stoffmodelle, die ursprünglich unter Voraussetzung homogener Spannungszustände entwickelt wurden, für inhomogene Spannungszustände angepasst werden können.

Da Gesteinskorn­gemische nur über eine sehr begrenzte Fähigkeit verfügen, Zugspannungen aufnehmen zu können und das DRESDNER Modell nur für Beanspruchungen im Druck- und nicht im Zugbereich definiert ist, werden zwei von der Autorin erarbeitete Möglichkeiten vorgestellt, um auftretende Zugbeanspruchungen zu reduzieren. Die verschiedenen Modellvarianten werden ausführlich beschrieben und anhand von dimensionierungsrelevanten Kenngrößen und weiteren ausgewählten Beanspruchungszuständen sowie berechneten Nutzungsdauern bzw. Ausfallzeitpunkten bewertet. Zudem wird erklärt, was jeweils bei der Einbindung in Finite Elemente Berechnungsprogramme zu berücksichtigen ist. Die korrekte Einbindung des DRESDNER Modells wird anhand der Simulation von Ergebnissen aus Triaxialversuchen nachgewiesen.

Aus den verschiedenen Modellvarianten wird eine zu bevorzugende Variante ausgewählt. Für diese Variante werden anschließend die Ergebnisse einer umfassenden Parameterstudie vorgestellt. Variiert werden sowohl Modellbedingungen, wie Geometrie- und Randbedingungen, als auch belastungsspezifische Annahmen und Materialeigenschaften. Das DRESDNER Modell (d. h. ein nichtlineares Stoffmodell) wird hierbei erstmalig für eine rechnerische Dimensionierung nach den RDO Asphalt eingesetzt. Anhand umfänglicher Dimensionierungsberechnungen werden die Grenzen der derzeit geforderten Nachweise hinsichtlich deren Anwendbarkeit für Straßenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel aufgezeigt und die Notwendigkeit der Berücksichtigung des i. d. R. nichtlinearen Verhaltens von Gesteinskornmischen analysiert. Als Voraussetzung hierfür wird eine Möglichkeit vorgestellt, nichtlinear elastisches Materialverhalten durch lineares Materialverhalten zu repräsentieren.

Die Berechnung von Beanspruchungszuständen erfolgt mit den eigens hierfür in COMSOL erarbeiteten Finite Elemente Modellen. Anschließende Dimensionierungsberechnungen wurden mittels von der Autorin bereitgestellten EXCEL-Makros realisiert.

Ein Vergleich berechneter Beanspruchungszustände in verschiedenen Befestigungsvarianten mit im Triaxialversuch aufgebrauchten Belastungen (zur Bereitstellung von Prüfdaten zur Bestimmung von Modellparametern) bietet Richtwerte zur Ableitung notwendiger Prüfbedingungen.

ABSTRACT

To demonstrate the capabilities of the construction method „thin asphalt layer on unbound granular base course“ in areas of low traffic load in Germany, the applicability of the current national regulations to the construction method mentioned is examined and information is provided on necessary adaptations and extensions. In particular, the « RDO asphalt » regulations are applied, taking into account the requirements of the RStO regulations, and the need for further research is derived.

Based on comprehensive calculations on stress and strain conditions and design life calculations, which are characterised by a large variance in the input data required for this, the possibilities and limits of the use of flexible road constructions with only thin asphalt layers (of approx. 4 cm) are shown.

The non-linear material behaviour of the granular aggregate mixtures is taken into account by applying a non-linear material model, the Dresden model. The Dresden model consists of two initial functions, which provide both a stress-dependent formulation of the elastic modulus and the Poisson's ratio.

In order to enable a reasonable and practicable application of the Dresden model, two variants of parameter determination are presented and discussed in detail on the basis of a comprehensive example. The influence of the grain geometry (i.e. anisotropic material behaviour) and the state of compaction on the material behaviour - determined by testing - and the parameter determination based on it are also examined. Based on this the limits of the applied material model are presented.

Using the Dresden model, it is explained how material models, which were originally developed under the assumption of homogeneous stress conditions, can be adapted for inhomogeneous stress conditions.

Since aggregate mixtures have only a very limited ability to absorb tensile stresses, and the Dresden model is only defined for stresses in compression and not in tension, two possibilities, developed by the author, are presented to reduce occurring tensile stresses.

The different model variants are described in detail and evaluated on the basis of dimensioning-relevant parameters and other selected stress conditions as well as calculated service lives or failure times. In addition, it is explained what has to be taken into account when integrating the model variants into finite element calculation programs. The correct integration of the Dresden model is demonstrated and verified by simulating results from triaxial tests.

From the different model variants a preferred variant is selected. The results of a comprehensive parameter study are then presented for this variant. Model conditions, such as geometry and boundary conditions, as well as load-specific

assumptions and material properties are varied. The Dresden model (i.e. a non-linear material model) is used for the first time for a computational design of flexible pavements following the RDO Asphalt standards. On the basis of extensive design life calculations, the limits of the currently required verifications are shown with regard to their applicability for road pavements with thin asphalt layers on unbound granular base courses and the necessity of taking into account the generally non-linear behaviour of aggregate mixtures is analysed. As a prerequisite for this, an approach is presented to represent non-linear elastic material behaviour by linear material behaviour.

The calculation of stress conditions is carried out with the finite element models specially developed for this purpose in Comsol. Subsequent design life calculations were realised using Excel macros created by the author.

A comparison of calculated stress conditions in different pavement variants, with measured stresses obtained from triaxial tests provides orientation values for deriving necessary test conditions for future investigations.

RÉSUMÉ

Afin de pousser l'utilisation de la méthode de construction „couche d'asphalte mince sur la couche de base sans liant“ dans les zones à faible trafic en Allemagne, l'applicabilité de l'ensemble des règlements actuellement en vigueur à la méthode de construction mentionnée est examinée et des informations sur les adaptations ou extensions nécessaires sont fournies. En particulier, le règlement « RDO Asphalt » est appliqué, en tenant compte des exigences de règlement RStO, et le besoin de recherches supplémentaires en est déduit.

Les possibilités et les limites de l'utilisation de constructions routières flexibles avec des couches d'asphalte minces (d'environ 4 cm) sont présentées sur la base de calculs complets des états de contrainte, de déformation et de calculs de dimensionnement (qui sont caractérisés par une grande variance des données d'entrée nécessaires).

Le comportement non linéaire des mélanges de granulats est pris en compte en appliquant un modèle de matériau non linéaire : le modèle de Dresde. Le modèle de Dresde se compose de deux fonctions initiales, qui fournissent à la fois une formulation du module d'élasticité et de coefficient de Poisson en fonction de la contrainte.

Afin de permettre une application judicieuse et pratique du modèle de Dresde, deux variantes de détermination des paramètres sont présentées et discutées en détail sur la base d'un exemple complet. L'influence de la géométrie des grains (c'est-à-dire le comportement anisotrope du matériau) et de l'état de compactage sur le comportement du matériau déterminé par les essais et la détermination des paramètres qui en découle est également examinée, ce qui permet de montrer les limites d'application du modèle de matériau utilisé.

À l'aide du modèle de Dresde, on explique comment les modèles de matériaux, qui ont été développés à l'origine dans l'hypothèse de conditions de contraintes homogènes, peuvent être adaptés à des conditions de contraintes inhomogènes.

Comme les mélanges de granulats n'ont qu'une capacité très limitée à absorber les contraintes de traction et que le modèle de Dresde n'est défini que pour les contraintes en compression et non en traction, deux possibilités développées par l'auteur sont présentées pour réduire les contraintes de traction qui se produisent.

Les différentes variantes du modèle sont décrites en détail et évaluées sur la base des paramètres de dimensionnement et d'autres conditions de contrainte sélectionnées, ainsi que des durées de vie et des temps de défaillance calculés. En outre, il est expliqué ce qui doit être pris en compte lors de l'intégration du modèle dans les programmes de calcul par éléments finis. L'intégration correcte du modèle de Dresde est vérifiée en simulant les résultats d'essais triaxiaux.

Parmi les différentes variantes du modèle, une variante préférée est sélectionnée. Les résultats d'une étude exhaustive des paramètres sont ensuite présentés pour cette variante. Les conditions du modèle, telles que la géométrie et les conditions aux limites, ainsi que les hypothèses spécifiques à la charge et les propriétés des matériaux, sont variées. Le modèle de Dresde (c'est-à-dire un modèle de matériau non linéaire) est utilisé pour la première fois pour des calculs de dimensionnement selon le règlement « RDO Asphalt ». Sur la base de calculs de dimensionnement approfondis, les limites des vérifications actuellement requises sont montrées en ce qui concerne leur applicabilité pour les constructions routières avec des couches minces d'asphalte sur des couches de base sans liant et la nécessité de prendre en compte le comportement généralement non linéaire des mélanges de granulats est analysée. Comme condition préalable à cela, une possibilité est présentée de représenter le comportement élastique non linéaire des matériaux par un comportement linéaire des matériaux.

Le calcul des conditions de contrainte est effectué avec les modèles d'éléments finis spécialement développés à cet effet dans Comsol. Les calculs de dimensionnement ultérieurs ont été réalisés à l'aide de macros Excel fournies par l'auteur.

Une comparaison des conditions de contrainte calculées dans différentes variantes de fixation avec les charges appliquées dans l'essai triaxial (pour fournir des données d'essai permettant de déterminer les paramètres du modèle) fournit des valeurs guides pour dériver les conditions d'essai nécessaires.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINFÜHRUNG	1
1.1	Motivation und Relevanz der Arbeit	1
1.2	Abgrenzung der Arbeit und Lösungsansatz	2
2	MECHANISCHES VERHALTEN VON BAUSTOFFGEMISCHEN DES STRASSENBAUS	5
2.1	Beanspruchungszustand im Strassenoberbau	5
2.2	Mechanisches Verhalten von Asphalt	6
2.2.1	Elastisches Verformungsverhalten	7
2.2.2	Viskoses und viskoelastisches Verformungsverhalten	7
2.3	Mechanisches Verhalten von ungebundenen Tragschichtmaterialien	8
2.3.1	Elastisches Verformungsverhalten	9
2.3.2	Plastisches Verformungsverhalten	11
2.3.3	Wesentliche Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten	12
2.4	Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Straßenbaustoffen	14
2.4.1	Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Asphalt	14
2.4.2	Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von ungebundenen Tragschichtmaterialien	16
2.4.3	Klassifizierung von Gesteinskorn gemischen	18
2.5	Anforderungen an Baustoffgemische in flexiblen Befestigungen mit dünnen Asphaltdecken	19
2.5.1	Asphalte für Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel	20
2.5.2	Granulare Gesteinskorn gemische für Tragschichten ohne Bindemittel	20
3	MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS VON STRASSENBAUSTOFFEN	23
3.1	Spannungs- und Verformungszustand	24
3.1.1	Allgemeiner räumlicher Spannungszustand	24
3.1.2	Transversale Isotropie	26
3.1.3	Isotropie	28
3.2	Modellierung des mechanischen Verhaltens von Asphalt	29
3.2.1	Nichtlinear elastisches Materialverhalten	29
3.2.2	Linear elastisches Materialverhalten	30
3.2.3	Viskoses Materialverhalten	31
3.3	Modellierung des mechanischen Verhaltens von granularen Gesteinskorn gemischen	31
3.3.1	Linear elastisches Materialverhalten	32

3.3.2	Nichtlinear elastisches Materialverhalten	32
3.3.3	Nichtlinear elastische Stoffmodelle	33
3.3.4	Modifiziertes Universalmodell	33
3.3.5	Dresdner Modell	36
3.3.6	Erweiterung des Dresdner Modells für den allgemeinen Spannungszustand	44
3.3.7	Plastische Modellansätze	46
4	DIMENSIONIERUNG UND BEWERTUNG FLEXIBLER STRASSENKONSTRUKTIONEN	49
4.1	Beanspruchungsgrößen	52
4.1.1	Beanspruchungen infolge klimatischer Einflüsse	52
4.1.2	Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung	58
4.2	Nachweise für Asphaltsschichten	62
4.2.1	Nachweis Ermüdungsbeständigkeit	62
4.2.2	Nachweis Beständigkeit gegenüber plastischer Verformung	65
4.3	Nachweise für Tragschichten ohne Bindemittel und Planum	66
4.4	Angewendete Methodik zur Dimensionierung	67
4.4.1	Berücksichtigte klimatische Einflüsse	68
4.4.2	Berücksichtigte Verkehrsbelastung	69
4.4.3	Materialien	70
4.4.4	Bewertungsmethodik	72
4.4.5	Verwendete Software	73
5	MATERIALWAHL UND SPEZIFISCHE KENNGRÖSSEN	75
5.1	Asphalte	75
5.1.1	Steifigkeitsverhalten	76
5.1.2	Ermüdungsverhalten	77
5.1.3	Tieftemperaturverhalten	77
5.2	Ungebundene Tragschichtgemische und Boden	79
5.2.1	Volumetrische Eigenschaften	79
5.2.2	Elastisches Verformungsverhalten	80
5.2.3	Plastisches Verformungsverhalten	85
5.3	Bestimmung der Parameter des Dresdner Stoffmodells	86
5.3.1	Berechnung realer Kenngrößen	86
5.3.2	Stufenweise Parameterbestimmung	88
5.3.3	Vereinfachte Parameterbestimmung	97
5.3.4	Ergänzende Betrachtungen zu radialen Dehnungsanteilen	101
6	MODELLIERUNG VON BEANSPRUCHUNGSZUSTÄNDEN	105
6.1	Berechnungsmethoden	105
6.1.1	Mehrschichtentheorie	105
6.1.2	Finite Elemente Methode	106
6.2	Verwendetes Finite Elemente Berechnungsmodell	107
6.3	Untersuchungen zu Modellgeometrie und Randbedingungen	112
6.4	Modellierung des Verhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel	119

6.4.1	Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle	120
6.4.2	Validierung der Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle	122
6.4.3	Berechnungsergebnisse nach Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle	122
6.5	Begrenzung von im Modell auftretenden Zugspannungen	126
6.5.1	Aufweichen des Elastizitätsmoduls	127
6.5.2	Ansetzen innerer Kräfte	135
6.5.3	Weitere Betrachtungen	141
6.5.4	Vergleichende Bewertung der unterschiedlichen Methoden	141
6.5.5	Kalibrierung und Validierung nichtlinearer Stoffmodelle	144
6.6	Beanspruchungszustände	146
6.6.1	Lage des Nachweispunktes für den Ermüdungsnachweis der Asphaltdecke	147
6.6.2	Vergleich simulierter Beanspruchungszustände mit im Triaxialversuch aufgebrachten Belastungen	159
6.6.3	Dimensionierungsrelevante Beanspruchungsgrößen	161
6.6.4	Modellierung des mechanischen Verhaltens der ungebundenen Tragschichtmaterialien mittels linearem Berechnungsansatz	168
6.6.5	Rechenaufwand und Reduzierung des Rechenaufwandes	178
7	DIMENSIONIERUNGSERGEBNISSE	181
7.1	Nachweis der Ermüdungsrissbildung des Asphaltoberbaus	181
7.1.1	Nichtlinearer Berechnungsansatz	181
7.1.2	Linearer Berechnungsansatz vs. nichtlinearer Berechnungsansatz	192
7.2	Nachweis der plastischen Verformung der ungebundenen Schichten	195
7.2.1	Verformungsnachweis	195
7.2.2	Plastische Verformung	198
7.3	Vergleich der Nutzungsdauern für Ermüdungs- und Verformungsnachweis	200
8	ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNGEN	203
8.1	Zusammenfassung	203
8.2	Fazit	210
8.3	Ausblick und Empfehlungen	211
LITERATURVERZEICHNIS		215
ABBILDUNGSVERZEICHNIS		225
TABELLENVERZEICHNIS		231

Anhang	233
A MODELLIERUNG MATERIALEIGENSCHAFTEN	235
A.1 Steifigkeitsverhalten	235
A.2 Ermüdungsverhalten	238
A.3 Tieftemperaturverhalten	239
B DIMENSIONIERUNG	240
B.1 Beanspruchungen infolge klimatischer Einflüsse	240
B.2 Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung	247
C MATERIALIEN	250
C.1 Asphalte	250
C.2 Granulare Gesteinskorngemische	252
C.3 Parameterbestimmung DRESDNER Modell	256
D BERECHNUNGSMODELL UND BEANSPRUCHUNGS-	
ZUSTÄNDE	273
D.1 Modellgeometrie und Randbedingungen	273
D.2 Validierung der Einbindung des DRESDNER Modells	275
D.3 Modellbedingungen im linearen Berechnungsmodell	277
D.4 Berechnungsergebnisse nach Einbindung des DRESDNER Modells	278
D.5 Beanspruchungszustände	279
E DIMENSIONIERUNGSERGEBNISSE	286
E.1 Ermüdungsnachweis - nichtlinearer Berechnungsansatz	286
E.2 Ermüdungsnachweis - linearer Berechnungsansatz	289
ABBILDUNGSVERZEICHNIS ANHANG	291
TABELLENVERZEICHNIS ANHANG	295

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

$A_{E,h}$	Asphaltmaterial hoher Ermüdungsbeständigkeit	IK	Ansetzen innerer Kräfte
$A_{E,m}$	Asphaltmaterial mittlerer Ermüdungsbeständigkeit	-komb. konst	-kombination konstant
$A_{E,n}$	Asphaltmaterial geringer Ermüdungsbeständigkeit	lin.	linear
$A_{S,h}$	Asphaltmaterial hoher Steifigkeit	Mat. MW	Material Messwert
$A_{S,m}$	Asphaltmaterial mittlerer Steifigkeit	max. min.	maximal minimal
$A_{S,n}$	Asphaltmaterial geringer Steifigkeit	mod.	modifiziert
ADS	Asphaltdeckschicht	ND	Nutzungsdauer
ABS	Asphaltbinderschicht	Nr.	Nummer
AL	Achslast	nAW	kein Aufweichen des Elastizitätsmoduls
ALK	Achslastklasse	ncT	normierte charakteristische Temperaturänderung
AS_o	Asphaltschicht Oberseite	ncT _x	normierte charakteristische Temperaturänderung x
AS_u	Asphaltschicht Unterseite	n.l.	nichtlinear
ATS	Asphalttragschicht	N_{Makro}	Lastwechselanzahl bis zum Makroriss
AÜ	Achsübergänge		
AW	Aufweichen des Elastizitätsmoduls	pl.	plastisch
BK	Belastungsklasse	RL	Radlast
Ber.	Berechnung	rel.	relativ
ber.	berechnet	res	resultierende
C_n	Baustoffklasse n	SZSV	Spaltzug-Schwellversuch
DSV	Druck-Schwellversuch	-sym.	-symmetrisch
d. h.	das heißt	ToB	Tragschicht ohne Bindemittel
E-Modul	Elastizitätsmodul	UV	Ultraviolett
EA	Evolutionärer Algorithmus	u. a.	unter anderem
el.	elastisch	var	variabel
FEA	Finite Elemente Analyse	vgl.	vergleiche
FEM	Finite Elemente Methode	z. Bsp.	zum Beispiel
geg	entgegengesetzte	zw.	zwischen
hom.	homogen		
hrs	homogen rotationssymmetrisch		

FORMELZEICHENVERZEICHNIS

∇	Nabla-Operator für kartesische Koordinaten $(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z})$	$\Delta N_{D,rel}$	relative Abweichung der Nutzungsdauer
∇	Nabla-Operator für Zylinderkoordinaten $(\frac{\partial}{\partial r}, \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \varphi}, \frac{\partial}{\partial z})$	ΔS	Einsenkungsdifferenz
$ x $	Betrag von x	ΔS_{lin}	Einsenkungsdifferenz im lin. Berechnungsmodell
A	Modellparameter, Dresdner Modell	$\Delta S_{n.l.}$	Einsenkungsdifferenz im n. l. Berechnungsmodell
AF	Anpassungsfaktor	ΔT_t	Änderung der Temperatur
a_1, a_2	Modellparameter, plastisches Modell	$\Delta \epsilon_{r,rel}$	relative Abweichung der Dehnung
a_1, a_2	Modellparameter, Hauptkurve	E	Elastizitätsmodul
α	pl. Dehnung nach kurzer Belastungsdauer	E	Steifigkeitsmodul
α_T	Temperaturkoeffizient	$ E^* $	Absolutwert des komplexen Elastizitätsmoduls
B	dimensionierungsrelevante Beanspruchung	$ E^* _{+\infty}$	oberer Grenzwert des Elastizitätsmoduls, Hauptkurve
B	Modellparameter, Dresdner Modell	$ E^* _{i\infty}$	unterer Grenzwert des Elastizitätsmoduls, Hauptkurve
b	Parameter RDO-Verläufe	$E_{Asphalt}$	Elastizitätsmodul Asphalt
b_1, b_2	Modellparameter, Ermüdungsfunktion	E_{Boden}	Elastizitätsmodul Boden
C	Elastizitätstensor	E_{DM}	Elastizitätsmodul Dresdner Modell
$C_{i,j,k,l}$	Elastizitätstensor	$E_{DM,m}$	mod. Elastizitätsmodul Dresdner Modell
C^{-1}	Inverse des Elastizitätstensors	E_{DM}^I	Elastizitätsmodul, Dresdner Modell (alle Laststufen)
C	Modellparameter, Dresdner Modell	E_{DM}^{II}	Elastizitätsmodul, Dresdner Modell (ausgewählte Laststufen)
c_n	Polynomkoeffizient, kryogene Spannung	E_{EUM}	Elastizitätsmodul, Erweitertes Universalmodell
D	Modellparameter, Dresdner Modell	E_K	konstanter Anteil des Elastizitätsmoduls, Dresdner Modell
d_A	Dicke Asphaltsschicht	E_{MUM}	Elastizitätsmodul, modifiziertes Universalmodell
$d_{Asphalt}$	Dicke Asphaltsschicht	E_R	realer Elastizitätsmodul, Dresdner Modell
d_{FS}	frostsichere Dicke	E_{ToB}	Elastizitätsmodul ToB
d_{ToB}	Dicke ToB	$E_{ToB,lin}$	Elastizitätsmodul ToB im lin. Berechnungsmodell
d_{Boden}	Dicke Boden		
δ	Phasenverschiebung zw. Kraft und Verformung		

E_{UM}	Elastizitätsmodul, Universalmodell	$\epsilon_{r,Labor}$	Dehnung in z -Richtung; Messwerte
E_{V2}	Verformungsmodul, bei statischer Belastung	$\epsilon_{r,d}$	Anteil Differenzdehnung in radialer Richtung
$E_{a,G}$	unterer Grenzwert Elastizitätsmodul ToB	$\epsilon_{r,max}$	maximale Dehnung in radialer Richtung
E_{max}	maximaler Elastizitätsmodul, Hauptkurve	$\epsilon_{r,max}^{\infty}$	Dehnung in radialer Richtung für $R_M = \infty$
E_{min}	minimaler Elastizitätsmodul, Hauptkurve	ϵ_x	Dehnung in x -Richtung
E_0	Bezugsmodul, berechnet, Dresdner Modell	ϵ_y	Dehnung in y -Richtung
E_0^I	Bezugsmodul (alle Laststufen), Dresdner Modell	ϵ_z	Dehnung in axialer Richtung
E_0^{II}	Bezugsmodul (ausgewählte Laststufen), Dresdner Modell	ϵ_z	Dehnung in z -Richtung
$E_{0,R}$	Bezugsmodul, ber. aus MW, Dresdner Modell	$\epsilon_{z,DM}$	Dehnung in z -Richtung; ber. mit Dresdner Modell
$E_{ }$	Elastizitätsmodul in der isotropen Ebene	$\epsilon_{z,DM}^I$	Dehnung in z -Richtung (alle Laststufen); ber. mit Dresdner Modell
E_{\perp}	Elastizitätsmodul senkrecht zur isotropen Ebene	$\epsilon_{z,DM}^{II}$	Dehnung in z -Richtung (ausgewählte Laststufen); ber. mit Dresdner Modell
ER_N	Energy Ratio	$\epsilon_{z,Labor}$	Dehnung in z -Richtung; Messwerte
ϵ	Dehnung	$\epsilon_{z,d}$	Anteil Differenzdehnung in axialer Richtung
ϵ	elastische Anfangsdehnung im Ermüdungsversuch	$\epsilon_{1,oben}$	1. Hauptdehnung, Oberseite der Asphaltsschicht
ϵ_{DM}	Dehnung; ber. mit Dresdner Modell	$\epsilon_{1,p}$	1. Hauptdehnung, ber. durch Polynomansatz
ϵ_{Feld}^{el}	el. Dehnung unter Feldbedingungen	$\epsilon_{1,unten}$	1. Hauptdehnung, Unterseite der Asphaltsschicht
ϵ_{Feld}^{pl}	pl. Dehnung unter Feldbedingungen	F	Faktor, Kugeltheorie
ϵ_{Labor}	Dehnung; Messwerte	F	Sicherheitsfaktor
ϵ_{Labor}^{el}	el. Dehnung unter Laborbedingungen	F_R	Kraft
ϵ_{Labor}^{pl}	pl. Dehnung unter Laborbedingungen	F_V	Volumenkraft
ϵ_i	Dehnung	$F_{V,n}$	Komponenten der Volumenkraft, kartesische Schreibweise, $n = x, y, z$
$\epsilon_{i,j}$	Dehnungskomponente	$F_{V,n}$	Komponenten der Volumenkraft, Zylinderschreibweise, $n = r, \varphi, z$
ϵ_n	Hauptdehnungen n , $n = 1...3$	$F_{V,geg}$	Volumenkraft, die $F_{V,zug}$ entgegengesetzt wird
ϵ_r	Dehnung in radialer Richtung	$F_{V,res}$	Volumenkraft, die aus $F_{V,zug}$ und $F_{V,geg}$ resultiert
$\epsilon_{r,DM}$	Dehnung in z -Richtung; ber. mit Dresdner Modell		

$F_{V,zug}$	Volumenkraft, die aus ursprünglicher Zugspannung resultiert	N	Nachgiebigkeitsmatrix
F_{rel}	relativer Fehler	$N_{i,j}$	Element der Nachgiebigkeitsmatrix
$F_{\sigma_r,i}$	Faktor, Kugeltheorie	$N_{i,j,k,l}$	Element der Nachgiebigkeitsmatrix
f	Frequenz	N_{Makro}	Lastwechselanzahl zum Zeitpunkt der Makrorissbildung
f_n	Faktoren, Ber. Verkehrsbelastung, $n = 1...3$	N_{vorh}	zu erwartende Lastwechselanzahl im geplanten Nutzungszeitraum
G	Faktor, Kugeltheorie	$N_{vorh,i}$	zu erwartende Lastwechselanzahl für den Belastungszustand i
$G_{\sigma_r,i}$	Faktor, Kugeltheorie	N_{pl}	Anzahl Lastwechsel
G	Schubmodul	N_{zul}	zulässige Lastwechselanzahl bis zur Rissentstehung
$\gamma_{i,j}$	Dehnungskomponente	N_{zul}	zulässige Lastwechselanzahl im geplanten Nutzungszeitraum
$H_{T,m}$	Häufigkeit der charakteristischen Oberflächentemperatur m	$N_{zul,i}$	zulässige Lastwechselanzahl für den Belastungszustand i
$H_{V,n}$	Häufigkeit der Achslastklasse n	$N_{zul,m,n}$	zulässige Lastwechselanzahl für die Überlagerung der Häufigkeiten $H_{T,m}$ und $H_{V,n}$
i	Nummer/Anzahl zu berücksichtigender Belastungszustände	ND	ber. Nutzungsdauer
k	Parameter der Stufenfunktion	ND $^\infty$	ber. Nutzungsdauer für $R_M = \infty$
k_n	Parameter ncT _x -Verlauf	n	Nummer/Anzahl der Achslastklassen
k_1	Modellparameter, Universalmodell	n	Ordnung der Stufenfunktion p_n
$k_{1,1}, k_{1,2}$	Modellparameter, Universalmodell	ν	Querdehnzahl
k_2, k_3	Modellparameter, Universalmodell	$\nu_{Asphalt}$	Querdehnzahl Asphalt
L	Faktor, Kugeltheorie	ν_{Boden}	Querdehnzahl Boden
$L_{\sigma_r,i}$	Faktor, Kugeltheorie	ν_{DM}	Querdehnzahl, Dresdner Modell
λ	Konstante zur Ber. von $F_{V,res}$	ν_{DM}^I	Querdehnzahl (alle Laststufen), Dresdner Modell
λ	pl. Dehnungsrate	ν_{DM}^{II}	Querdehnzahl (ausgewählte Laststufen), Dresdner Modell
M	Faktor, Kugeltheorie	$\nu_{DM,m}$	mod. Querdehnzahl, Dresdner Modell
$M_{\sigma_r,i}$	Faktor, Kugeltheorie	ν_R	rechnerische Querdehnzahl, Dresdner Modell
m	Nummer/Anzahl der Temperaturzustände		
m	Verschiebungsfaktor Hauptkurve		
m_0, m_1	Parameter zur Bestimmung des Grenzmoduls $ E^* _{+\infty}$		
N	Summe äquivalenter 10-t-Achsübergänge		

ν_{ToB}	Querdehnzahl ToB	σ	Spannungstensor
$\nu_{\text{a,G}}$	unterer Grenzwert Querdehnzahl ToB	σ	Spannung
$\nu_{i,j}$	Querdehnzahlkomponente	σ_{E}	Spannungstensor in der r - z -Ebene
ν_1, ν_2	Querdehnzahl, Dresdner Modell	$\sigma_{\text{E},1}$	Spannungstensor der ersten Hauptspannung in der r - z -Ebene
ω	Spannungsexponent	$\sigma_{\text{E},n}$	Hauptspannungen n in der Ebene, $n = 1...3$
p	vertikale Druckspannung	σ_d	Deviatorspannung
p	Faktor für Zunahme Schwerverkehr	σ_d	Differenzspannung
p_{Rd}	Reifenkontakttdruck	$\sigma_{i,j}$	Normalspannungskomponente
p_a	Referenzspannung	σ_m	mittlere Hauptspannung
p_n	Stufenfunktion	σ_n	Hauptspannungen n , $n = 1...3$
φ	Koordinatenrichtung φ	σ_o	obere Grenze der Stufenfunktion
φ	Winkel im Hauptspannungssystem	σ_{oct}	Oktaeder-Normalspannung
φ	Zylinderkoordinate in φ -Richtung	$\sigma_{\text{oct,hrs}}$	σ_{oct} im hom. rotationssymmetrischen System
Q	Modellparameter, Dresdner Modell	σ_{φ}	Spannung in Richtung von φ
Q_1, Q_2	Modellparameter, Dresdner Modell	σ_r	Spannung in radialer Richtung
q_{Bm}	mittlerer Lastkollektivquotient	$\sigma_{r,\text{konst}}$	Spannungspfad mit konstanter Spannung in radialer Richtung
R	Radius Radaufstandsfläche	σ_u	untere Grenze der Stufenfunktion
R	Modellparameter, Dresdner Modell	$\sigma_{\text{vorh},z}$	vorhandene maximale vertikale Spannung
R_{Bezug}	Bezugsradius	σ_x	Spannung in x -Richtung
R_{M}	Radius Berechnungsmodell	σ_y	Spannung in y -Richtung
R^2	Bestimmtheitsmaß	σ_z	Spannung in axialer Richtung
r	Koordinatenrichtung r	σ_z	Spannung in z -Richtung
r	Radius	$\sigma_{z,\text{var}}$	Spannungspfad mit variabler Spannung in axialer Richtung
r	Zylinderkoordinate in r -Richtung	$\sigma_{z,\text{zul}}$	zulässige maximale vertikale Spannung
ρ_d	erreichte Dichte	$\sigma_{1,\text{hrs}}$	σ_1 im hom. rotationssymmetrischen System
S	Schadenssumme	$\sigma_{3,\text{hrs}}$	σ_3 im hom. rotationssymmetrischen System
SF	Shiftfaktor	σ_{I}	betragsmäßig kleine Hauptspannung
SF	Stufenfunktion		
SF_n	Stufenfunktion für n stetige Ableitungen		
SF_1	Stufenfunktion für $n = 1$		
$SF_{1,m}$	modifizierte Stufenfunktion für $n = 1$		
s_i	Teilschädigung im Belastungszustand i		

σ_{III}	betragsmäßig große Hauptspannung	X_E	Modellparameter, Dresdner Modell
Σ_{MINER}	Summe nach Miner	X_V	Modellparameter, Dresdner Modell
T	Temperatur	x	Argument der allgemeinen Stufenfunktion
T	Temperatur für Steifigkeitsmodul E^* , Hauptkurve	x	kartesische Koordinaten in x -Richtung
T_{Ref}	Referenztemperatur	x	Koordinatenrichtung x
T_O	charakteristische Oberflächentemperatur	x	Tiefe ab Fahrbahnoberkante
T_t	Temperaturverlauf	x	Variable
$\tau_{i,j}$	Schubspannungskomponente	x^*	Wert auf der Abszissenachse der Hauptkurve
τ_{oct}	Oktaeder-Schubspannung	Y_E	Modellparameter, Gleichanteil von E_0 , Dresdner Modell
$\tau_{oct,hrs}$	τ_{oct} im hom. rotationssymmetrischen System	Y_V	Modellparameter, Gleichanteil Querdehnzahl, Dresdner Modell
θ	Summe der Hauptspannungen	y	Asphalttemperatur in der Tiefe x
ϑ	Winkel von $\sigma_{E,1}$ bezogen auf die r -Achse	y	kartesische Koordinaten in y -Richtung
v_r	Verschiebung in radialer Richtung	y	Koordinatenrichtung y
v_z	Verschiebung in axialer Richtung	y_i	Funktionswert
W_{ist}	erreichter Wassergehalt	z	kartesische Koordinaten in z -Richtung
W_{opt}	optimaler Wassergehalt	z	Koordinatenrichtung z
w	erreichter Wassergehalt	z	Zylinderkoordinate in z -Richtung
w_{el}	elastische Einsenkung		
w_{pl}	plastische Einsenkung		

EINFÜHRUNG

1.1 MOTIVATION UND RELEVANZ DER ARBEIT

Um künftigen gesellschaftlich relevanten Herausforderungen wie beispielsweise dem fortschreitenden Klimawandel, klimabedingten Extremereignissen und der Ressourcenverknappung nachhaltig entgegenwirken zu können, gewinnt eine Optimierung vorhandener Standardbauweisen oder die Entwicklung innovativer neuer Bauweisen und Baustoffe zunehmend an Bedeutung. Eine Optimierung kann jedoch nicht nur durch kleinere Modifikationen/Anpassungen standardisierter konventioneller Bauweisen erfolgen, sondern ist vielmehr durch einen Paradigmenwechsel hin zu funktional optimierten und nachhaltigen Befestigungen zu realisieren.

Ein wichtiger Schritt auf diesem Weg können Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel für das niedrig belastete Straßennetz sein. Diese Befestigungskonstruktionen haben den Vorteil, dass mit relativ geringem Aufwand und unter Berücksichtigung vieler Aspekte der Ressourcenschonung und des ökologisch sowie energetisch sinnvollen Bauens, Verbindungsfunktionen geschaffen werden, die zwar keine ausgesprochen hohen Qualitätsmerkmale aufweisen, jedoch die an diese Befestigungen gestellten Anforderungen hinreichend gut erfüllen und einen sicheren Verkehrsablauf gewährleisten. Diese Überlegungen gründen auf praktische, jedoch zum Teil kaum dokumentierte, Erfahrungen in Deutschland und außerhalb. Insbesondere in den skandinavischen Ländern, in Australien und Neuseeland, aber auch in den USA erfreuen sich Bauweisen mit nur dünnen Asphaltsschichten großer Beliebtheit.

Im englischsprachigen Raum können, in Abhängigkeit von der Ausführung solch einer Bauweise, verschiedene Begrifflichkeiten vorgefunden werden. In der vorliegenden Arbeit werden insbesondere Asphaltbefestigungen mit einem Asphaltpaket (bestehend aus einer Asphaltsschicht) von bis zu 12 cm Dicke berücksichtigt. Als Standardvariante für die Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf ungebundener Tragschicht“ gelten hier Befestigungen mit einer ca. 4 cm dicken Asphaltsschicht.

Das derzeit in Deutschland gültige Regelwerk, die RStO 12 ([1]) sieht eine Mindestdicke des Asphaltpaketes von 10 cm vor. Eine standardisierte (kalibrierte) Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf Tragschicht ohne Bindemittel“ gibt es nicht. Erfahrungen in anderen Ländern zeigen jedoch, dass auch Straßenbefestigungen mit dünneren Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel für eine definierte Nutzungsdauer ein hohes Maß an Dauerhaftigkeit aufweisen können, wenn die unter der Asphaltsschicht sich befindenden Tragschichten

ohne Bindemittel eine ausreichende Tragfähigkeit und Verformungsresistenz besitzen. Nutzungsdauern von beispielsweise 30 Jahren können zwar nicht erreicht werden, werden bei Anwendung der beschriebenen Bauweisen aber auch nicht angestrebt. Ziel ist i. d. R. der Bau von kostengünstigen schnell zu realisierenden Verkehrsflächenbefestigungen in Bereichen niedriger bis mäßiger Verkehrsbelastung. Die Ausführung der Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf Tragschicht ohne Bindemittel“ kann als Sanierungs- oder Neubaumaßnahme erfolgen.

Die zu erwartenden Nutzungsdauern werden insbesondere durch das mechanische Verhalten der verwendeten Baustoffe, die realisierten Schichtdicken und die einwirkenden Belastungen bestimmt. Um angestrebte Nutzungsdauern erreichen zu können, sind umfassende Kenntnisse hinsichtlich des mechanischen Verhaltens der Baustoffe mindestens genauso wichtig wie bei dem Bau konventioneller Befestigungen mit relativ dicken Asphaltpaketen für besonders hohe Verkehrsbelastungen. In Abhängigkeit vom Konstruktionsaufbau werden die in eine Befestigung eingeleiteten Lasten unterschiedlich abgebaut bzw. verteilt.

Um die mechanischen Beanspruchungen innerhalb einer Straßenkonstruktion bewerten und realitätsnahe Nutzungsdauern vorhersagen zu können bzw. um konkrete Vorgaben hinsichtlich zu verwendender Baustoffe und ausführungsrelevanter Aspekte bereit zu stellen, ist die rechnerische Prognose von zu erwartenden Nutzungsdauern unter Einbeziehung objektspezifischer Belastungen und tatsächlicher Materialeigenschaften sowie die Anwendung geeigneter Stoffmodelle zur Beschreibung der spezifischen Materialeigenschaften zwingend erforderlich.

Die RDO Asphalt ([2, 3]) beschreiben - im internationalen Vergleich - eins der innovativsten Verfahren zur rechnerischen Dimensionierung von flexiblen Straßenbefestigungen. Das Dimensionierungsverfahren nach den RDO Asphalt ist derzeit das einzige Verfahren, das als Ergebnis eine rechnerisch zu erwartende Nutzungsdauer bereitstellt.

Das Phänomen des nichtlinear elastischen Spannungs-Verformungsverhaltens ungebundener Straßenbaustoffe findet jedoch noch keine Berücksichtigung bei der Dimensionierung von Straßenkonstruktionen.

1.2 ABGRENZUNG DER ARBEIT UND LÖSUNGSANSATZ

Um die Verwendung der Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf ungebundener Tragschicht“ in Bereichen geringer Verkehrsbelastung in Deutschland zu forcieren, ist zunächst die Anwendbarkeit des derzeit gültigen Regelwerkes auf die zu etablierende Bauweise zu überprüfen und ggf. notwendige Anpassungen bzw. Erweiterungen zu erarbeiten.

Um dem gerecht zu werden, wird in dieser Arbeit die Anwendbarkeit der RDO Asphalt ([2, 3]) zur Dimensionierung und Bewertung von Straßenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten, unter Berücksichtigung der Anforderungen in den RStO ([1]), überprüft und weiterer Forschungsbedarf abgeleitet.

Auf Grundlage von umfassenden Berechnungen zu Beanspruchungszuständen und durchgeführten Dimensionierungsberechnungen, die durch eine große Varianz der hierfür erforderlichen Eingangsdaten geprägt sind, werden Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes von flexiblen Straßenkonstruktionen mit relativ dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel aufgezeigt.

Das mechanische Verhalten der Gesteinskornmische wird dabei durch verschiedene Annahmen vergleichend berücksichtigt. Neben der vereinfachenden Annahme linear elastischen Materialverhaltens wird auch das i. d. R. nichtlinear elastische Materialverhalten exemplarisch durch Einbindung eines nichtlinearen Stoffmodells berücksichtigt. Ausgewählt wurde hierfür das DRESDNER Modell, das aus zwei Ansatzfunktionen besteht, die sowohl eine spannungsabhängige Formulierung des Elastizitätsmoduls als auch der Querdehnzahl bereitstellen. Ergänzend wurden wesentliche Aspekte des auf internationaler Ebene besonderen Zuspruch erfahrenden MODIFIZIERTEN UNIVERSAL-Modells hinsichtlich dessen Modellbildung und -anwendung diskutiert. Der Vergleich verschiedener Stoffmodelle war nicht Intention der vorliegenden Arbeit.

Um eine sinnvolle bzw. praktikable Anwendung des DRESDNER Modells zu ermöglichen, werden zwei Varianten der Parameterbestimmung vorgestellt und diskutiert. Auch wird die validierte Einbindung des Stoffmodells beschrieben, bevor umfassende Ausführungen zur Anpassung und Erweiterung des Stoffmodells folgen.

Anhand des DRESDNER Modells wird gezeigt, wie Stoffmodelle, die ursprünglich für homogene Spannungszustände entwickelt wurden, für inhomogene Spannungszustände angepasst werden können. Des Weiteren wird eine von der Autorin erarbeitete Möglichkeit vorgestellt, wonach Stoffmodelle für den Fall auftretender Zugspannungen erweitert werden können. Durch solch eine Erweiterung kann eine Reduzierung auftretender Zugbeanspruchungen erreicht werden. Für die gezielte Reduzierung von Zugbeanspruchungen wird ebenfalls eine Möglichkeit vorgestellt. Beide Varianten werden, nachdem vergleichend in Anwendung gebracht, kritisch anhand von dimensionierungsrelevanten Kenngrößen und weiteren ausgewählten Beanspruchungszuständen sowie berechneten Nutzungsdauern bzw. Ausfallzeitpunkten diskutiert.

Für die Vorzugsvariante werden anschließend die Ergebnisse einer umfassenden Parameterstudie vorgestellt. Variiert werden sowohl Modellbedingungen, wie Geometrie- und Randbedingungen, als auch belastungsspezifische Annahmen und notwendige Materialeigenschaften.

Aus den Darlegungen zur Bestimmung der Modellparameter des DRESDNER Modells und sich anschließenden Ausführungen zur Anwendung des Stoffmodells folgt eine kritische Bewertung des ausgewählten Modells unter Einbeziehung dessen Gültigkeitsbereiches.

Ein Vergleich berechneter Beanspruchungszustände in verschiedenen Befestigungsvarianten mit im Triaxialversuch aufgebrachten Belastungen (zur Bereitstellung von Prüfdaten zur Bestimmung von Modellparametern) bietet Richtwerte zur Ableitung notwendiger Prüfbedingungen.

Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt im Allgemeinen auf der Berücksichtigung und Bewertung des elastischen Materialverhaltens von Straßenbaustoffen. Die Untersuchung und Bewertung des plastischen Materialverhaltens, insbesondere granularer Gesteinskornmische, ist bereits Bestandteil umfangreicher anderer Arbeiten. Das plastische Verformungsverhalten von Gesteinskornmischen wird daher in dieser Arbeit nur begrenzt einbezogen. Zur Bewertung des elastischen und des plastischen Verformungsverhaltens werden die in den RDO Asphalt geforderten Nachweise in Anwendung gebracht und durch weitere Überlegungen ergänzt.

Das DRESDNER Modell (bzw. ein Stoffmodell zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens ungebundener Straßenbaustoffe) wird hierbei erstmalig für eine rechnerische Dimensionierung nach den RDO Asphalt eingesetzt. Anhand umfangreicher Dimensionierungsberechnungen werden die Grenzen der derzeit geforderten Nachweise hinsichtlich deren Anwendbarkeit für Straßenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel aufgezeigt und die Notwendigkeit der Berücksichtigung des i. d. R. nichtlinearen Verhaltens von Gesteinskornmischen analysiert. Als Voraussetzung hierfür wird eine Möglichkeit vorgestellt, nichtlinear elastisches Materialverhalten durch lineares Materialverhalten zu repräsentieren.

Auf Grundlage der in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen wird abschließend weiterer Forschungsbedarf abgeleitet.

Zur weiteren Abgrenzung dieser Arbeit wird abschließend darauf hingewiesen, dass sowohl Oberflächenbehandlungen als auch hydraulisch gebundene Schichten wegen untergeordneter Relevanz nicht Bestandteil der nachfolgenden Ausführungen sind.

MECHANISCHES VERHALTEN VON BAUSTOFFGEMISCHEN DES STRASSENBAUS

Das mechanische Verhalten von Straßenbaustoffen wird primär durch deren Zusammensetzung bestimmt. In Abhängigkeit von der Zusammensetzung der unterschiedlichen Baustoffgemische kann sich ein von der aufgetragenen Belastung abhängiges mechanisches Verhalten einstellen. Das mechanische Verhalten kann hierbei richtungsunabhängig und richtungsabhängig sein. Die Ausprägung der Richtungsabhängigkeit wird durch die Geometrie der verwendeten Gesteinskörner bestimmt. Im Allgemeinen gilt, das mechanische Verhalten eines Baustoffgemisches bestimmt dessen Verformungsbeständigkeit und Tragfähigkeit.

Die dieser Arbeit zugrundeliegenden Betrachtungen beziehen sowohl Asphalte als auch ungebundene granulare Tragschichtgemische ein (vgl. Abschnitt 2.2 und 2.3).

Für die Beschreibung und Bewertung des mechanischen Verhaltens von Baustoffgemischen werden geeignete Prüfverfahren (Labor- und Feldversuche) benötigt. Ausgewählte Verfahren werden in Abschnitt 2.4.1 und 2.4.2 kurz vorgestellt. Ergebnis gezielter Materialprüfungen sind Materialkennwerte, die zur Modellierung (d. h. zur physikalisch-mathematischen Beschreibung) des mechanischen Verhaltens herangezogen werden können. Hierfür stehen verschiedene Modellansätze zur Verfügung.

2.1 BEANSPRUCHUNGSZUSTAND IM STRASSEN- OBERBAU

Der Beanspruchungszustand innerhalb einer Straßenkonstruktion wird durch das Zusammenwirken unterschiedlich gearteter und gewichteter Parameter definiert, wodurch unterschiedliche Beanspruchungsniveaus bedingt werden. Neben konstruktionsspezifischen Merkmalen, wie aufbauspezifischen Schichtdicken und schichtspezifischen Materialkennwerten, müssen auch von außen auf eine Befestigung einwirkende Belastungen, resultierend aus der jeweils wirkenden Verkehrsbelastung und den vorhandenen klimatischen Bedingungen, berücksichtigt werden. Dies erfolgt im Detail unter Einbeziehung des vorhandenen (bzw. anzunehmenden) Verkehrslastkollektivs und definierter Oberflächentemperaturen, in Verbindung mit den dazugehörigen Verteilungen der jeweiligen Auftretenshäufigkeiten.

Für die Dimensionierung oder Bewertung einer Straßenkonstruktion, d. h. zur Formulierung des Beanspruchungszustandes in einer Befestigung, werden alle zum Betrachtungszeitpunkt maßgebenden Einflussgrößen benötigt. Auf Grundlage dieser Einflussgrößen und in Kombination mit geeigneten mathematischen

Modellen, die das Verhalten der einzelnen Einflussgrößen funktional beschreiben, können die in einer Befestigung auftretenden Beanspruchungen rechnerisch bestimmt werden. Diese werden vornehmlich durch Spannungen und Dehnungen ausgedrückt. (vgl. Abschnitt 4.1)

In Abhängigkeit von geltenden oder vorab definierten Ausfallkriterien (wie das Erreichen eines spezifischen Beanspruchungszustandes) können auf Basis der berechneten Beanspruchungen rechnerische Nutzungsausfallzeitpunkte bestimmt und in zu erwartende bzw. prognostizierte Restnutzungsdauern umgerechnet werden. Dies wird als das Durchführen von Nachweisen bezeichnet. In Abhängigkeit von der Schichtart und der daraus resultierenden maßgebenden Beanspruchung sind im Rahmen der Dimensionierung und Restsubstanzbewertung von Verkehrsflächenbefestigungen unterschiedliche Nachweise zu führen (vgl. Abschnitt 4.2 und 4.3).

Voraussetzung für die Berechnung realitätsnaher Beanspruchungszustände ist eine realitätsnahe Beschreibung des mechanischen Verhaltens zu berücksichtigender Materialien. Gebundene und ungebundene Straßenbaustoffe zeigen unterschiedliches zeit- und belastungsabhängiges Verformungs- und Fließverhalten. Die Wissenschaft, die sich mit dem Verformungs- und Fließverhalten von Materie beschäftigt, wird als Rheologie bezeichnet und umfasst u. a. Teilgebiete der Elastizitätstheorie und der Plastizitätstheorie. Die Rheologie beschreibt somit die Fließ- und Verformungsreaktion einer Materie auf einen Belastungszustand, woraus Materialgesetze (auch Stoffgesetze genannt) abgeleitet werden.

Die in dieser Arbeit dargelegten Betrachtungen erfordern sowohl eine differenzierte Betrachtung des mechanischen Verhaltens von Asphalten als auch von ungebundenen granularen Tragschichtmaterialien.

2.2 MECHANISCHES VERHALTEN VON ASPHALT

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

Nicht zu vernachlässigen sind in diesem Zusammenhang Beanspruchungsextrême, wie besonders kleine Belastungsfrequenzen, also statische bzw. quasistatische Belastung, und besonders hohe oder niedrige Temperaturzustände.

Auf den Einfluss der Zusammensetzung von Asphalten auf das mechanische Verhalten der Baustoffgemische wird in dieser Arbeit nicht explizit eingegan-

gen. Für ausführliche Informationen hierzu wird auf zwei Forschungsberichte verwiesen ([4, 5]). Ergänzende Betrachtungen können in den Arbeiten von DRAGON ([6]) und KAMRATOWSKY ([7]) nachgelesen werden.

Die granulometrische und chemische Zusammensetzung von Asphalten kann sich beim Einbau und im Laufe der Nutzungszeit einer Straßenbefestigung durch temperatur- und verkehrslastbedingte Beanspruchungen ändern. Hierdurch wird auch das mechanische Verhalten der Materialien beeinflusst. Wesentlich ist in diesem Zusammenhang die Alterung des Bitumens, insbesondere im oberen Befestigungsbereich und somit auch für Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel. Mit fortschreitender Alterung geht i. d. R. eine Versteifung des Materials einher, wodurch die Ermüdungsbeständigkeit des Materials zunächst zunimmt bevor sie später wieder sinkt. Für ergänzende Überlegungen zum Alterungsverhalten von Asphalten wird auf Abschnitt 4.1.1.3 verwiesen.

Verbundstörungen zwischen Asphaltsschichten innerhalb einer Befestigung können ebenfalls zu schädlichen Beanspruchungen führen. Dies gilt jedoch nur für Befestigungen mit mindestens zwei Asphaltsschichten und ist daher ohne Relevanz für diese Arbeit.

2.2.1 *Elastisches Verformungsverhalten*

Verformungen, die sich nach Entlastung vollständig zurückbilden, werden als elastische Verformung bezeichnet ([8]).

Besteht zwischen aufgebrachtter Belastung und resultierender elastischer Beanspruchung ein linearer Zusammenhang, so kann linear elastisches Materialverhalten angenommen werden, andernfalls nichtlinear elastisches Materialverhalten. Der Baustoff Asphalt besitzt nach dieser Definition somit grundsätzlich ein nichtlinear elastisches Materialverhalten ([9]).

Auf die mathematische Beschreibung und Modellierung des elastischen Materialverhaltens von Asphalt wird in Kapitel 3 eingegangen.

2.2.2 *Viskoses und viskoelastisches Verformungsverhalten*

Asphalt zeigt unter Belastung i. d. R. kein rein elastisches Materialverhalten sondern ein zeitabhängiges Verformungsverhalten, das durch viskose Materialeigenschaften bestimmt wird. D. h., unter Belastung beginnt das Bitumen im Asphalt (und somit auch der Asphalt) zu fließen, wodurch irreversible Verformungen entstehen können. Da Asphalt folglich als viskose Flüssigkeit und nicht als Feststoff anzusehen ist, wird der Prozess des Fließens nicht durch das Überschreiten einer Fließgrenze wie bei der plastischen Deformation von Festkörpern eingeleitet.

Besteht zwischen aufgebrachtter Belastung und Verformungsgeschwindigkeit (Fließgeschwindigkeit) ein linearer Zusammenhang, so kann das Verhalten als

linear viskos ([8]) bezeichnet werden. In diesem Fall gilt das Fließen als zeitabhängig aber unbegrenzt. Bei Entlastung endet der Fließvorgang und die durch das Fließen entstandenen Verformungen bleiben erhalten. Das gleichzeitige Auftreten von elastischem und viskosem Verformungsverhalten wird als viskoelastisches Verhalten bezeichnet ([8]). Der sich unter Belastung einstellende Fließvorgang unterliegt einer endlichen (nicht unbegrenzten) Dauer. Bei Entlastung bilden sich vorhandene elastische Verformungen zurück.

Zeitabhängiges Materialverhalten wird in dieser Arbeit nur indirekt durch die frequenzabhängige Modellierung des mechanischen Verhaltens von Asphalt berücksichtigt. (vgl. Abschnitt 3.2)

*irreversible
Verformungen*

Ist nach Belastungsende eine viskose Verformung abgeschlossen, so bleiben irreversible, d. h. bleibende, Verformungen zurück. In der Literatur werden diese oft den plastischen Verformungen zugeordnet. In flexiblen Straßenkonstruktionen sind insbesondere die bleibenden Verformungen in Querrichtung von Bedeutung. Diese werden als Spurrinne bezeichnet. Ausführungen zur Bewertung der Spurrinnenanfälligkeit bzw. zum Nachweis der Verformungsbeständigkeit befinden sich in Abschnitt 4.2.2. Irreversible Verformungen in Asphaltsschichten, die aus bleibenden Verformungen in ungebundenen Schichten resultieren, werden in Abschnitt 2.3 diskutiert.

Im Allgemeinen gilt anzumerken, dass Spurrinnen an der Oberseite einer Asphaltbefestigung (unabhängig von den zugrundeliegenden Umständen) zur Gewährleistung der Fahrsicherheit zu begrenzen sind. I. d. R. wird eine maximale Spurrinntentiefe von 20 mm als noch zulässig erachtet. Die Bildung von Spurrinnen an der Oberseite einer Asphaltbefestigung ist insbesondere dort zu vermeiden, wo eine Ansammlung von Niederschlagswasser und somit auch die Bildung von Eisflächen erwartet werden kann. Beides führt zu einer Reduzierung bzw. gar zum Verlust der für einen sicheren Fahrablauf notwendigen Griffigkeit.

2.3 MECHANISCHES VERHALTEN VON UNGEBUNDENEN TRAGSCHICHTMATERIALIEN

Das Verformungsverhalten von Gesteinskornmischungen lässt sich durch elastische und plastische Verformungsanteile beschreiben. So setzt sich die sich unter Belastung einstellende Gesamtdehnung aus einem elastischen und einem plastischen Dehnungsanteil zusammen. Bilden sich Verformungen vollständig nach Entlastung zurück, so werden diese als elastische Verformungen definiert (vgl. Abschnitt 2.3.1). Nicht reversible (bleibende) Verformungen werden als plastische Verformungen bezeichnet (vgl. Abschnitt 2.3.2).

Bei einmaliger Belastung ungebundener granularer Tragschichtmaterialien sind die plastischen Verformungsanteile im Vergleich zu den elastischen Anteilen i. d. R. sehr klein, bzw. vernachlässigbar klein, so dass innerhalb bestimmter Beanspruchungsgrenzen elastisches Materialverhalten überwiegt. ([10, 11]) Zur

Beschreibung belastungsabhängiger Verformungen (Spannungs-Dehnungsbeziehungen) können in diesem Fall „elastische Stoffgesetze“ verwendet werden (vgl. Abschnitt 3.3).

Sind aufgebrauchte Belastungen jedoch so groß, dass bereits bei einmaliger Belastung merkliche plastische Verformungen entstehen, so verlieren elastische Stoffmodelle ihre Gültigkeit. Derartige Beanspruchungszustände sind im Rahmen von Dimensionierungsberechnungen zu vermeiden (vgl. Abschnitt 2.3.2).

Bei sich wiederholender Belastung (zyklischer Belastung im Versuch oder bei Überrollung) akkumulieren sich die plastischen Dehnungsanteile. Im Laufe der Lebensdauer einer Straßenbefestigung können die plastischen Verformungen in den ungebundenen Schichten somit zu Unebenheiten auf der darüberliegenden Asphaltsschicht in nicht mehr vertretbaren Größenordnungen führen, so dass hier Erneuerungsmaßnahmen zwingend erforderlich werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass dies i. d. R. nur für flexible Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten gilt (vgl. Abschnitt 6.6). Plastische Verformungen in den ungebundenen Schichten sind hauptsächlich auf zu hohe Belastungen zurückzuführen.

Möglichkeiten zur Abschätzung und Bewertung bleibender Verformungen, bedingt durch zu große Beanspruchungen in ungebundenen Befestigungsschichten, werden in Abschnitt 4.3 diskutiert.

2.3.1 *Elastisches Verformungsverhalten*

Ungebundene Straßenbaustoffe weisen (so die weitverbreitete Kenntnis) ein nichtlinear elastisches Materialverhalten auf, das sich durch einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen aufgebrauchter Belastung und resultierender Beanspruchung äußert. Nichtlinear elastisches Verformungsverhalten kann hier durch spannungsabhängige Kenngrößen beschrieben werden. Die spannungsabhängigen Materialkenngrößen wiederum (und somit das spannungsabhängige Materialverhalten) können durch nichtlinear elastische Stoffmodelle mittels geeigneter Modellparameter beschrieben und in verschiedene Berechnungsalgorithmen implementiert werden (Kapitel 3).

KOLISOJA ([12]) u. a. erklärt in seiner Arbeit, dass das nichtlineare Materialverhalten ungebundener granularer Baustoffe auf den Aufbau eines Korngerüsts und dessen Reaktion auf äußere Belastung zurückzuführen ist. In einem unbelasteten Korngerüst berühren sich benachbarte Gesteinskörner nur punktuell. Intergranulare Kontaktkräfte können hier nicht oder nur in einem sehr geringen Maße übertragen werden (vgl. Abschnitt 3.3.4). Wird ein Korngerüst nun belastet, kommt es durch Annäherung der Kornermittelpunkte zu einer geringen Verschiebung zwischen den Gesteinskörnern. Die einzelnen Körner bewegen sich also aufeinander zu und aus den Kontaktpunkten entstehen kleine Kontaktflächen, über die nun auch intergranulare Kontaktkräfte übertragen werden können. Aus den intergranularen Kontaktkräften und den sich einstellenden Kontaktflächen lässt sich senkrecht zu jeder Kontaktebene eine Flächenpressung berechnen. Nimmt die Belastung des Korngerüsts weiter zu, so neh-

men auch die intergranularen Kontaktkräfte weiter zu. Gleichzeitig vergrößern sich jedoch auch die Kontaktflächen, was wiederum dazu führt, dass die Flächenpressungen in den Kontaktebenen und die Verschiebungen zwischen den Gesteinskörnern nicht im gleichen Maße wie die von außen einwirkende Belastung zunimmt. Daraus resultiert ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Kontaktkraft und Verschiebung zwischen zwei Gesteinskörnern.

Die von KOLISOJA und anderen beschriebene progressive Kontaktkraft-Verschiebungs-Abhängigkeit ist in Abbildung 2.1 dargestellt. Zur physikalischen Beschreibung dieses grundlegenden Verhaltens findet u. a. die HERTZsche Kugeltheorie Anwendung (vgl. Abschnitt 5.3).

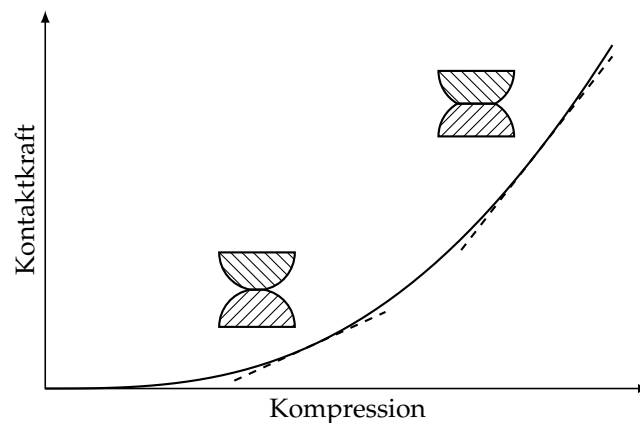


Abbildung 2.1: Prinzipskizze Kompression vs. Kontaktdruck

Mit zunehmender Belastung leistet das granulare Korngerüst zunehmend mehr Widerstand, was einer Versteifung des Korngerüstes gleichzusetzen ist. Werden die Belastungen jedoch zu groß, so greifen andere Überlegungen, es kommt zu Kornzertrümmerungen und Kornumlagerungen, was außerhalb des Gültigkeitsbereiches des elastischen Verformungsverhaltens liegt.

In flexiblen Straßenkonstruktionen mit relativ dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel sind die verkehrslastbedingten Beanspruchungen in der ungebundenen Schicht so groß, dass die beschriebenen nichtlinearen Zusammenhänge nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden können und dementsprechend zu berücksichtigen sind. Die genaue Ausprägung des nichtlinear elastischen spannungsabhängigen Materialverhaltens muss für jedes Gesteinskornmisch differenziert bewertet werden (vgl. Abschnitt 5.2).

Im Allgemeinen gilt jedoch, dass zur Modellierung des elastischen Materialverhaltens granularer Straßenbaustoffe geeignete nichtlinear elastische Stoffmodelle verwendet werden sollten (vgl. Abschnitt 3.3). Die vereinfachte Annahme linear elastischen Materialverhaltens kann im Rahmen von Modellierungsaufgaben zu unplausiblen bzw. unrealistischen Ergebnissen führen. In den Abschnitten 7.1.1 und 7.1.2 werden vergleichend Berechnungsergebnisse bei Verwendung linear und nichtlinear elastischer Stoffmodelle vorgestellt und diskutiert.

2.3.2 *Plastisches Verformungsverhalten*

Werden Beanspruchungen in ungebundenen Befestigungsschichten zu groß, so kann es zu einer Verschiebung und ggf. auch Rotation der Einzelkörner im Korngerüst und zu Kornzertrümmerung kommen. Ist die Verschiebung ausreichend groß und die Verschiebungsrichtung der Einzelkörner ungleich der Belastungsrichtung, so entstehen Kornumlagerungen und somit auch bleibende (plastische) Verformungen. Die Fähigkeit eines Gesteinskorngemisches, solch einer Kornumlagerung Widerstand zu leisten, hängt insbesondere von der Beschaffenheit der Kornform, der Kornoberfläche, dem Feuchtegehalt und den daraus resultierenden Reibbedingungen zwischen den Körnern ab. Die Reibbedingungen in Verbindung mit den intergranularen normalen Kontaktkräften bestimmen maßgeblich die Größe übertragbarer intergranularer Schubkräfte.

Die bei Belastung in ein Gesteinskorngemisch eingebrachte Energie wird zunächst in Verformungsenergie umgewandelt. Bei zu großer Belastung werden Anteile der eingebrachten Energie durch die Entstehung plastischer Verformungen dissipiert. Bei sich wiederholender Belastung in ähnlicher Größenordnung akkumulieren sich die plastischen Verformungen. Die Folge können Spurrinnen sein.

Gehen plastische Verformungen ungebundener Schichten mit Volumenänderungen einher, so sind die bleibenden Verformungen auf Nachverdichtungsprozesse, d. h. auf eine Konsolidierung der Schichten, zurückzuführen. Hierfür ursächlich ist oft ein bei der Herstellung der ungebundenen Schicht zu gering eingestellter Verdichtungsgrad. Treten jedoch volumenkonstante Verformungen auf, so werden sie als Gestaltänderungen bezeichnet. Diese zeigen sich in Form von Verdrückungen und treten bei Überschreiten der übertragbaren intergranularen Schubkräfte zwischen zwei Gesteinskörnern auf. Verdrückungen entstehen außerhalb der Lasteinleitung in den Bereichen größter Schubspannungen. Folglich ist die maximale Spurrinentiefe in der Mitte der Rollspur zu erwarten ([11]). Zudem können Verdrückungen zu Auflockerungen in den Gesteinskorngemischen und somit zu einer Reduzierung der Materialsteifigkeit führen.

In Verkehrsflächenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten können plastische Verformungen in ungebundenen Schichten aufgrund der höheren Relevanz als in Befestigungen mit dicken Asphaltpaketen deutlich eher bleibende Schädigungen in den darüber liegenden Asphaltsschichten in nicht vertretbaren Größenordnungen bedingen. Mögliche Folgen sind Risse und Spurrinnen, wobei der Entstehung von Rissen eine in Hinblick auf in die Befestigung eindringendes Wasser besondere Bedeutung beizumessen ist. Die plastischen Verformungen in ungebundenen Schichten sind auf ein für die Gesamtbefestigung unschädliches Maß zu begrenzen.

Nachfolgend werden wesentliche Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten granularer Straßenbaustoffgemische kurz erläutert.

2.3.3 *Wesentliche Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten*

Die Widerstandsfähigkeit und das Verformungsverhalten von Gesteinskornmischungen ist insbesondere von der Art und Kornform der verwendeten Gesteine, der Korngrößenverteilung, sowie dem eingestellten Verdichtungsgrad und Wassergehalt der Gesteinskornmischungen abhängig. Zwar kann jeder Faktor differenziert betrachtet werden, eine ganzheitliche Bewertung des Verformungsverhaltens eines Gesteinskornmischungen erfordert jedoch die gleichzeitige Berücksichtigung aller maßgebenden Einflüsse. Hierbei gilt zu beachten, dass auch eine Wechselwirkung zwischen den einzelnen Einflussfaktoren bzw. ein gegenseitiges Aufheben der Wirkweisen möglich ist. Auf wesentliche Einflussfaktoren wird nachfolgend eingegangen.

2.3.3.1 *Korngrößenverteilung*

Autoren verschiedenster Quellen sind sich einig, dass die Steifigkeit von Gesteinskornmischungen insbesondere durch die Wahl und Zusammensetzung der Gesteinskornmischungen bestimmt wird. Verschiedene Autoren (zum Beispiel [13] und [14]) berichten, dass der Elastizitätsmodul im Allgemeinen mit zunehmendem Feinkornanteil abnimmt. NIEKERK ([15]) beispielsweise schlussfolgerte aus seinen Untersuchungen, dass ein weitgestuftes Baustoffgemisch höhere Steifigkeit und besseres Verformungsverhalten besitzt als ein eng gestuftes Gemisch. Bei gleicher Zellspannung und gleichbleibender Verformung konnten größere deviatorische Spannungsanteile aufgenommen werden. Dies wird auf eine größere Anzahl an Kontaktflächen zwischen den Einzelkörnern zurückgeführt.

Wird die Korngrößenverteilung eines Gemisches so eingestellt, dass eine größere (optimale) Lagerungsdichte erreicht wird, so nimmt auch der Widerstand gegen plastische Verformungen zu. In der Literatur werden bezüglich des Zusammenhangs zwischen Korngrößenverteilung und plastischer Verformung verschiedene Untersuchungsergebnisse vorgestellt. Aus Sicht der Autorin sind die einzelnen Darstellungen jedoch nicht als allgemeingültige Erkenntnisse zu verstehen, sondern präsentieren nur exemplarische Untersuchungen.

Die Korngrößenverteilung für ungebundene Lockergesteine ist in Deutschland gemäß den TL SoB-StB 20 ([16]) einzuhalten.

2.3.3.2 *Gesteinsart und Kornform*

Der Einfluss der Gesteinsart und der Kornform steht in direktem Zusammenhang zur Oberflächenrauheit der Körner und zur Kornkantigkeit. Zunehmende Kornkantigkeit und Oberflächenrauheit unterstützen die Reibung und Kornverzahnung zwischen zwei Körnern maßgebend und können so zu einem höheren Elastizitätsmodul und zu einer höheren Scherfestigkeit ungebundener Gesteinskornmischungen und somit auch ungebundener Tragschichten führen. Aufgebrachte Belastungen können dadurch besser aufgenommen bzw. verteilt werden, wodurch für eine Befestigung schädliche Beanspruchungen begrenzt oder

gar vermieden werden können. ([17, 18]) Gebrochene Gesteinskorngemische weisen, bei gleicher Korngrößenverteilung, im Vergleich zu einem unebrochenen Material folglich bessere Lastverteilungseigenschaften auf.

Aus Untersuchungen an der Professur für Straßenbau der TU Dresden zum plastischen und elastischen Verformungsverhalten ungebundener Tragschichtgemische in einem großmaßstäblichen Versuchstand ([19]) geht hervor, dass für das elastische und plastische Verformungsverhalten unterschiedliche Kriterien maßgebend sind. So wird das elastische Verhalten vornehmlich durch die Anzahl der Kornkontakte beeinflusst. Kiessandtragschichten zeigten, vermutlich bedingt durch eine höhere Anzahl an Kornkontaktpunkten im Haufwerk (aufgrund einer spezifischen Korngrößenverteilung), geringere elastische Verformungen an der Oberfläche als die untersuchten Schottertragschichten. Diese zeigten hingegen geringere plastische Verformungen, wahrscheinlich zurückzuführen auf eine bessere Kornverzahnung und somit höhere innere Reibung.

Eine umfassende Einschätzung des Verformungsverhaltens verschiedener Gemische kann jedoch nur anhand der Ergebnisse von zyklischen Triaxialversuchen vorgenommen werden. Aktuellere Untersuchungen hierzu werden in [20] und [11] beschrieben und diskutiert.

2.3.3.3 *Verdichtungsgrad*

Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass mit zunehmendem Verdichtungsgrad eines Gesteinskorngemisches auch die Schichtsteifigkeit und somit der Widerstand gegen plastische Verformungen zunimmt. Im Umkehrschluss nimmt die Schichtsteifigkeit mit reduziertem Verdichtungsgrad ab. Die Ausprägung des Zusammenhangs zwischen Verdichtungsgrad und Schichtsteifigkeit ist insbesondere von der Art der verwendeten Gesteinskorngemische abhängig. je nach Art und Grad der Ausprägung kann der Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad und Schichtsteifigkeit nichtlinear geprägt sein.

So untersuchte beispielsweise BARKSDALE ([21]) mit Hilfe der Ergebnisse von zyklischen Triaxialversuchen den Einfluss des Verdichtungsgrades von Gesteinskorngemischen auf das plastische Verformungsverhalten. Dabei zeigte sich für gebrochene Baustoffgemische, dass sich bei Reduzierung des Verdichtungsgrades um 5 %, bezogen auf eine Proctordichte von 100 %, die plastischen Dehnungen mehr als verdoppelten. Auch einen nichtlinearen Zusammenhang konnte er feststellen.

Bei den untersuchten Rundkorngemischen zeigte sich ein weniger ausgeprägter Zusammenhang zwischen dem Widerstand gegenüber plastischer Verformung und vorhandener Lagerungsdichte. Aufgrund der hier relativ glatten Kornoberflächen entstehen im Korngefüge bei gleicher Verdichtungsenergie geringere Reibungskräfte zwischen den Einzelkörnern, wodurch grundsätzlich eine höhere Lagerungsdichte erreicht wird ([21]).

QUECK postuliert in seiner Arbeit ([10]), dass eine ausreichende Verdichtung granularer Befestigungsschichten durch Einbauverdichtung, Baustellenverkehr

sowie den Einbau darüber liegender Asphaltsschichten gewährleistet ist. Nachverdichtungsprozesse, die zu bleibenden irreversiblen Verformungen führen, können demnach ausgeschlossen werden.

2.3.3.4 Wassergehalt

Das mechanische Verhalten granularer Straßenbaustoffgemische wird maßgeblich durch den eingestellten bzw. vorhandenen Wassergehalt bestimmt. Eine ausreichende Verdichtung erfordert einen ausreichenden (optimal eingestellten) Wassergehalt.

Im eingebauten Zustand gilt, ein zu hoher Wassergehalt verringert die Materialsteifigkeit ungebundener Materialien. Bei der Herstellung ungebundener granularer Befestigungsschichten ist somit ganzjährig eine ausreichende Entwässerung zu gewährleisten. Die Steifigkeit bzw. Widerstandsfähigkeit ungebundener Befestigungsschichten kann infolge schwankenden Wassergehaltes jahreszeitlichen Schwankungen unterliegen. So ist beispielsweise in der Frühjahrstauperiode, bedingt durch einen temporär höheren Wassergehalt in den ungebundenen Schichten, oft eine geringe Steifigkeit/Widerstandsfähigkeit gegenüber plastischer Verformung im Vergleich zu anderen Zeiträumen zu beobachten. Um dies weitestgehend zu vermeiden, ist stets eine gezielte Gemischzusammensetzung anzustreben.

Über ein Kalenderjahr schwankende Steifigkeiten ungebundener Tragschichtmaterialien sollten vor allem bei der Betrachtung flexibler Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten berücksichtigt werden. Empfehlungen hierzu befinden sich in Abschnitt 4.4.1.

2.4 UNTERSUCHUNG DES MECHANISCHEN VERHALTENS VON STRASSENBAUSTOFFEN

Das Gebrauchsverhalten einer Straßenkonstruktion ist sowohl vom Aufbau und den von außen einwirkenden Belastungen abhängig als auch vom mechanischen Verhalten der verwendeten Baustoffgemische und deren Zusammenwirken unter Belastung. Um das Gebrauchsverhalten einer Befestigung allumfassend prognostizieren oder bewerten zu können, ist zunächst das mechanische Verhalten der verwendeten Materialien bestmöglich anhand von Ergebnissen prüftechnischer Untersuchungen zu beschreiben.

2.4.1 Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von Asphalt

Die auf eine Straßenbefestigung einwirkende Belastung bestimmt den sich in einer Befestigung einstellenden räumlichen Spannungszustand. Ein räumlicher (mehraxialer) Spannungszustand lässt sich realitätsnah mit einem Versuch nachbilden, bei dem mehraxial Spannungen auf eine Baustoffprobe aufgebracht werden können. Besonders geeignet und zunehmend international an Bedeutung

gewinnend sind Triaxialversuche an zylindrischen Probekörpern. Durch i. d. R. zyklische axial und radial auf die obere Stirn- und die Mantelfläche eingetragene Spannungen wird eine homogene Baustoffprobe allseitigem Druck ausgesetzt und es stellt sich ein homogener rotationssymmetrischer Spannungszustand im Gemisch ein. In Abhängigkeit von den aufgebrachtten Spannungen können axial und radial resultierende Verformungen gemessen bzw. Dehnungen bestimmt werden (sowohl elastischer als auch plastischer Natur). Die Einleitung der axialen Spannung erfolgt i. d. R. über eine Stahlplatte, deren Durchmesser dem des Prüfkörpers entspricht. Die Einleitung der radialen Spannung gestaltet sich hingegen meist etwas schwieriger. Je nach Beschaffenheit der zur Verfügung stehenden Prüfvorrichtung können radiale Spannungen mehr oder weniger exakt aufgebracht werden. Wird beispielsweise die radiale Spannung über eine den Probekörpermantel umspannende Membran eingetragen, so können die gemessenen radialen Dehnungen fehlerbehaftet sein, da in diesem Fall die Messung nicht direkt am Probekörper erfolgt.

Triaxialversuch

Des Weiteren gilt zu bemerken, dass triaxiale Prüfvorrichtungen trotz zunehmender Verbreitung bisher nur vereinzelt Anwendung finden. Die im Bereich des Grundbaus und der Bodenmechanik vorhandenen Prüfvorrichtungen können i. d. R. nicht für straßenbaurelevante Belange verwendet werden, da für Belange des Straßenbaus aufgrund größerer Korndurchmesser größere Probengeometrien notwendig sind.

Die Herstellung und das Prüfen von Triaxialprüfkörpern aus Straßenbaustoffen ist sehr zeit- und kostenaufwendig. Eine Untersuchung von Materialien aus bestehenden Straßenbefestigungen mittels Triaxialprüfung ist zudem aufgrund der erforderlichen Probengeometrie (bei i. d. r. nur geringen Schichtdicken) meist nicht möglich. Zur Bewertung des mechanischen Verhaltens von Asphalten finden daher auch andere ein- und mehraxiale Versuche Anwendung.

Gemäß gültigem Regelwerk ([2]) sind dimensionierungsrelevante Eingangsdaten zur Beschreibung des temperatur- und frequenzabhängigen elastischen Steifigkeitsverhaltens und des spezifischen Ermüdungsverhaltens von Asphalten mittels Spaltzug-Schwellversuch (SZSV) prüftechnisch zu bestimmen. Der Spaltzug-Schwellversuch ist als indirekter Zugversuch zu verstehen, was seine Bedeutung für die Dimensionierung und Bewertung von flexiblen Straßenbefestigungen erklärt. Zudem gilt er als ein relativ einfaches, schnelles und kostengünstiges Prüfverfahren ([22]).

Spaltzug-Schwellversuch

Die Lasteinleitung erfolgt beim Spaltzug-Schwellversuch über zwei sich diametral gegenüberliegende Lasteinleitungsschneiden, die auf die Mantelfläche zylindrischer Probekörperscheiben aufgesetzt werden. Die geometrischen Abmaße der Prüfkörper sind abhängig vom Größtkorn der verwendeten Asphalte. Die Geometrie der Probekörper ist so gewählt, dass auch Materialien aus bestehenden Straßenbefestigungen untersucht werden können. Für eine detaillierte Beschreibung der Proben- und Versuchsvorbereitung sowie Versuchsdurchführung wird auf [23] bzw. [24] verwiesen.

Einaxiale Zugprüfungsverfahren (Tieftemperaturverhalten)

Bei winterlichen Temperaturen treten abkühlungsbedingt Zugspannungen im Asphalt auf. Werden diese kryogenen Zugspannungen im Rahmen von Bemessungs- und Bewertungsaufgaben nicht berücksichtigt, so können ggf. zu hohe Nutzungs- bzw. Restnutzungsdauern berechnet werden. Zur labortechnischen Ermittlung kryogener Zugbeanspruchungen sieht das gültige Regelwerk die Durchführung von einaxialen Zugprüfungsverfahren gemäß [25] vor. Unterschieden wird hier zwischen Einaxialem Zugversuch und Abkühlversuch. „Beim Einaxialem Zugversuch wird ein Probekörper bei konstanter Temperatur mit konstanter Geschwindigkeit so lange auseinander gezogen, bis er reißt. [...] Beim Abkühlversuch wird ein Probekörper, dessen Länge konstant gehalten wird, einer Temperatursenkung mit konstanter Abkühlgeschwindigkeit unterzogen.“ ([25])

Einaxialer Druck-Schwellversuch

Neben den genannten Versuchen etabliert sich zunehmend auch der Einaxiale Druck-Schwellversuch am schlanken Probekörper zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens von Asphalten. Anforderungen an die Proben- und Versuchsvorbereitung sowie Versuchsdurchführung werden künftig in [26] geregelt sein. Für die Auswertung von zyklischen Druck-Schwellversuchen am schlanken Probekörper wird ein weiteres Regelwerk zur Verfügung gestellt werden. Ergebnisse der Druck-Schwellversuche können als Eingangsdaten für die rechnerische Prognose der Spurrinnenanfälligkeit von i. d. R. Asphaltdeckschichtgemischen genutzt werden.

Neben den genannten Versuchen existieren weitere Versuche zur Beschreibung und Bewertung des gebrauchsorientierten Materialverhaltens von Asphalten. Da diese nach derzeitigem Stand zukünftig keine Berücksichtigung bei der rechnerischen Dimensionierung und Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen haben, wird im Weiteren nicht darauf eingegangen.

2.4.2 *Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von ungebundenen Tragschichtmaterialien*

Triaxialversuch

Für die Realisierung von Verkehrsflächenbefestigungen mit dünnen Asphalt-schichten auf Tragschichten ohne Bindemittel ist die Auswahl geeigneter Gesteinskorn-gemische von besonderer Bedeutung. Für eine umfassende Bewertung des mechanischen Verhaltens granularer Baustoffgemische eignen sich im Besonderen ebenfalls Triaxialversuche ([27], vgl. Abschnitt 2.4.1). Mit dem Triaxialversuch kann, bei Vorhandensein geeigneter Prüftechnik, das spannungs-abhängige Materialverhalten unter Einbeziehung der in einer Verkehrsflächen-befestigung zu erwartenden Beanspruchung gezielt untersucht werden. Auf Grundlage der Versuchsdaten können anschließend Modellparameter für Stoffmodelle zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Gesteinskorn-gemischen bestimmt werden. In Abhängigkeit von den anzuwendenden Stoffmodellen ist in Hinblick auf die sich anschließende Parameterbestimmung die Prüfprozedur i. d. R. gezielt festzulegen (vgl. Abschnitt 6.6.2).

Triaxialprüfanlagen für Asphalte und granulare Straßenbaustoffe sind jedoch bisher kaum verbreitet. Es werden daher Bestrebungen verfolgt, mittels weniger aufwendigem Versuch eine gesicherte Bewertung des mechanischen Verhaltens granularer Straßenbaustoffe bereitzustellen. Hierfür wurde der klassische Ödometerversuch (entwickelt für Bodenproben und durchzuführen gemäß [28] bzw. [29]) hinsichtlich der Prüfprozedur zunächst durch CANNON FALLA ([20]) und aktuell durch SPANIER ([11], [30]) angepasst. Der Ödometerversuch, auch als Kompressionsversuch bezeichnet, ist ein einaxialer Versuch, bei dem eine Baustoffprobe in einer zylindrischen Prüfform, d. h. bei verhinderter radialer Verformung, axial gestaucht wird. SPANIER führte ergänzend zu den modifizierten Ödometerversuchen auch Triaxialversuche durch, um Korrelationen zwischen den verschiedenen Versuchsarten in Hinblick auf eine vereinfachte Versuchsdurchführung ableiten zu können. Voraussetzung für eine sinnvolle Bewertung der Ergebnisse des einaxialen Versuchs ist hierbei die Festlegung realitätsnaher Querdehnzahlen für die Prüfproben. SPANIER erarbeitete durch Anpassen der Ergebnisse der einaxialen Versuche an die Ergebnisse von Triaxialprüfungen an den gleichen Materialien Querdehnzahlen zwischen 0,3 und 0,4. Auf diese Weise konnte der Bereich gültiger Querdehnzahlen zwar begrenzt werden, eine Klassifizierung von Gesteinskornmischungen ist mittels einaxialem Versuch bisher jedoch nicht möglich. Auch gilt zu bemerken, dass die berechneten Querdehnzahlen das tatsächliche Querdehnverhalten der einbezogenen Gesteinskornmischungen nur sehr bedingt repräsentieren, aufgrund der verhinderten Verformung in radialer Richtung bei Durchführung des Ödometerversuches. Es kann postuliert werden, dass sich bei der Auswertung der Ergebnisse von Ödometer- und Triaxialversuchen unterschiedliche Querdehnzahlen ergeben, da das Querdehnverhalten eines Materials sowohl von der axialen als auch radialen Belastung abhängig ist.¹

Einaxialer Versuch

Das mechanische Verhalten eines Gesteinskornmischungen bestimmt dessen Widerstand gegenüber bleibender und kurzzeitiger (elastischer) Verformung, bezeichnet als Verformungsbeständigkeit und Tragfähigkeit im eingebauten Zustand. Der Untersuchung der Tragfähigkeit wird in situ eine gesonderte Bedeutung beigemessen. Hierfür stehen verschiedene Prüfmethode zur Verfügung. Eine besondere Relevanz wird dem statischen Plattendruckversuch ([31]) aufgrund seiner praktischen Handhabung in situ, d. h. ohne größere Anwendungsgrenzen, zugesprochen. Obwohl der Plattendruckversuch in der Praxis besondere Beachtung erfährt, ist der Versuch derzeit umstritten. Im Ergebnis des Versuches werden Verformungen (bzw. Einsenkungen) gemessen. Eine Trennung der elastischen und plastischen Anteile erfolgt dabei nicht. SPANIER konzipiert daher eine modifizierte Form des Plattendruckversuchs, wonach eine Trennung und somit getrennte Bewertung der elastischen und plastischen Verformungsanteile möglich wird ([30]).

Tragfähigkeitsmessungen

statischer Plattendruckversuch

Neben dem statischen Plattendruckversuch können Aussagen zur Tragfähigkeit in situ auch mittels dynamischem Plattendruckversuch ([32]), Benkelmanbalen ([33, 34]), dem LACROIX ([35]), dem Falling Weight Deflectometer (FWD) ([36]) oder dem Traffic-Speed- Deflectometer (TSD) oder dem Roadscanner ge-

weitere Versuche

¹ Dies bestätigen auch die Betrachtungen in der vorliegenden Arbeit.

troffen werden. Die Durchführung des Plattendruckversuches ist ausschließlich auf ungebundenen Schichten des Straßenbaus möglich, alle anderen Mess- bzw. Prüfverfahren sind nur auf gebundenen Konstruktionsschichten durchzuführen.

Ein im Labor anwendbares Verfahren stellt der CBR-Versuch dar ([37, 38]). Wie auch der Plattendruckversuch muss der CBR-Versuch für die Bereitstellung aussagekräftiger Versuchsdaten modifiziert werden. Für nähere Informationen zu den einzelnen Versuchen wird auf die genannten Quellen verwiesen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sowohl für Untersuchungen in situ als auch unter Laborbedingungen derzeit keine zufriedenstellenden einfachen Verfahren zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs- sowie des Tragfähigkeitsverhaltens von Gesteinskornmischungen zur Verfügung stehen.

2.4.3 *Klassifizierung von Gesteinskornmischungen*

DIN EN 13286 – 7

Zur Abschätzung der Eignung ungebundener granularer Straßenbaustoffe in Straßenbefestigungen mit geringer Verkehrsbelastung stellt die Europäische Norm DIN EN 13286 – 7 ([27]) eine Möglichkeit der Klassifizierung von Gesteinskornmischungen auf Grundlage von zwei charakteristischen Werten bereit. Das plastische Dehnungsverhalten eines Gesteinskornmischungen ist demnach in einem zyklischen Triaxialversuch für eine definierte axiale und radiale Belastung sowie definierte Lastwechselanzahlen zu untersuchen. Ergebnis ist eine charakteristische plastische Axialdehnung. Des Weiteren ist rechnerisch ein charakteristischer Elastizitätsmodul zu bestimmen. Aus dem Wertepaar „charakteristische plastische Axialdehnung“ und „charakteristischer Elastizitätsmodul“ kann ein Gesteinskornmisch einer spezifischen Wertegruppe (Klasse C1, C2 oder C3) zugeordnet und somit klassifiziert werden.

Gesteinskornmischungen, die der Klasse C1 zugeordnet werden können, weisen i. d. R. einen hohen Widerstand gegen elastische und plastische Verformung auf. Sie sind somit für den Einsatz in Straßenbefestigungen besonders geeignet, in denen die ungebundenen Schichten besonders hoch belastet sind, d. h., i. d. R. in niedrig belasteten Straßen mit nur dünnen befestigten Schichten und in Pflasterstraßen. Gesteinskornmischungen, die der Klasse C2 zugeordnet werden können, können hingegen im hoch belasteten Straßennetz verwendet werden. Für untere Befestigungsschichten/-lagen mit relativ geringer Beanspruchung können auch Gesteinskornmischungen geringerer Qualität, d. h. Gesteinskornmischungen der Klasse C3 verwendet werden.

In [20] wird eine modifizierte Variante dieser Methodik für Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel vorgestellt. Sie beinhaltet eine angepasste charakteristische plastische Axialdehnung sowie geänderte Grenzen der spezifischen Wertegruppen C1 bis C3. Für detailliertere Informationen zur modifizierten Variante und zu Erfahrungen hinsichtlich deren Anwendung wird auf die Originalquelle ([20]) und einen weiteren Forschungsbericht ([11]) verwiesen. In letzterem diskutiert SPANIER das Grundprinzip der Versuchsprozedur zur Bestimmung der charakteristischen plasti-

schen Dehnung kritisch und zeigt eine zusätzliche Möglichkeit auf, beliebige Gesteinskorngemische den spezifischen Wertegruppen zuzuordnen.

In der Literatur lassen sich weitere Ansätze zur Bewertung und Klassifizierung von Gesteinskorngemischen auf Grundlage materialspezifischen Langzeitverhaltens finden. Diese basieren häufig auf der Shakedown Theorie. Erste Überlegungen zur Anwendung der Shakedown Theorie auf dem Gebiet des Straßenbaus gehen auf SHARP und BOOKER ([39]) zurück. Hierauf aufbauend haben COLLINS et al. ([40]) wesentliche Grundlagen für eine Klassifizierung von Gesteinskorngemischen mittels Shakedown Theorie erarbeitet. Spätere nennenswerte Überlegungen wurden durch GOTSCHOL ([41]) bzw. LESNY und RICHWIEN ([42]) ergänzt. In Abhängigkeit von der Materialantwort eines Gesteinskorngemisches unter zyklischer Belastung lassen sich verschiedene Bereiche festlegen, die durch den Anteil elastischer und plastischer Dehnungsreaktionen definiert werden und Rückschlüsse auf das Versagensverhalten untersuchter Materialien ermöglichen. Die Dehnungsreaktion wird dabei durch unterschiedliche Spannungsniveaus provoziert, die somit stabile und instabile Materialzustände voneinander abgrenzen, d. h. Shakedown-Grenzen definieren. Einen lesenswerten Überblick zur Shakedown Theorie in deutscher Sprache wird durch PATZAK [43] bereitgestellt. In seiner Arbeit werden zahlreiche weitere Quellen zur genannten Problematik aufgeführt. Grundlage für eine Klassifizierung granularer Gesteinskorngemische mittels Shakedown Theorie bilden ebenfalls Triaxialprüfungen.

Shakedown Theorie

Für das deutsche Regelwerk werden in [20] und [11] die von LEISCHNER ([44]) bereitgestellten Shakedown-Grenzen empfohlen.

Für ergänzende Informationen wird auf die genannten Quellen verwiesen. Eine Klassifizierung der im Rahmen dieser Arbeit einbezogenen ungebundenen Gesteinskorngemische ist nicht Bestandteil der nachfolgend dargelegten Überlegungen.

2.5 ANFORDERUNGEN AN BAUSTOFFGEMISCHE IN FLEXIBLEN STRASSENBEFESTIGUNGEN MIT DÜNNEN ASPHALTSCHICHTEN AUF TRAGSCHICHTEN OHNE BINDEMITTEL

In flexiblen Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel werden aufgebrachte Belastungen nur in einem sehr geringen Maße von der Asphaltsschicht aufgenommen. Die eingeleiteten Lasten werden hauptsächlich in der ungebundenen Tragschicht abgebaut. Weiterführende Betrachtungen hierzu, inklusive grafischer Darstellungen, können in Abschnitt 6.6 nachgelesen werden.

Da sich mit dünner werdenden Asphaltsschichten die Aufgabe der Lastverteilung von der Asphaltsschicht in die ungebundene Tragschicht verschiebt, nehmen auch die Anforderungen an die zu verwendenden granularen Baustoffe mit dünner werdender Asphaltsschicht zu. Nachfolgend werden die wesentlichen Aspekte bzgl. der Materialwahl aufgeführt.

2.5.1 *Asphalte für Deckschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel*

Für die Realisierung von flexiblen Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel werden folgende Empfehlungen hinsichtlich der Anforderungen an zu verwendende Asphalte gegeben:

- hoher Widerstand gegen plastische Verformung,
- Flexibilität gegenüber hohen elastischen Verformungen,
- Dauerhaftigkeit und
- geringe Wasserdurchlässigkeit zur Vermeidung des Wassereintritts in die darunter liegenden Schichten.

Dünne Asphaltdecken zeigen im Vergleich zu dickeren Asphaltpaketen eine größere Anfälligkeit gegenüber Kornausbrüchen, Schichtablösung, Frostzerstörung und Rissbildung. Die Wahl geeigneter Materialien ist daher besonders wichtig. Es sollten qualitativ hochwertige Gesteine mit hohem Widerstand gegen Zertrümmerung und Abrieb sowie hoher Polierresistenz verwendet werden. Zur Gewährleistung ausreichender Flexibilität gegenüber elastischen Verformungen sollte bevorzugt polymermodifiziertes Bitumen Einsatz finden.

In Dänemark wird alternativ auch der Einsatz von Softasphalt mit Straßenbau-bitumen beobachtet ([45]). Für ergänzende zusammenfassende Informationen zu den in Schweden, Norwegen, Island, Dänemark und Minnesota verwendeten Asphalten wird auf die Arbeit von WOREL ([46]) verwiesen.

Beim Einbau von nur dünnen Asphaltsschichten ist insbesondere auf eine nahezu konstante Schichtdicke zu achten. Dies erfordert entsprechende Expertise.

2.5.2 *Granulare Gesteinskornmische für Tragschichten ohne Bindemittel*

Da in flexiblen Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten die Tragschichten ohne Bindemittel hauptsächlich für die Verteilung aufgebrachtter Lasten zuständig sind, werden folgende Empfehlungen hinsichtlich der Anforderungen an zu verwendende Gesteinskornmische für lastabtragende ungebundene Materialien gegeben:

- hoher Widerstand gegen plastische Verformung,
- Flexibilität gegenüber hohen elastischen Verformungen,
- Dauerhaftigkeit und
- begrenzter Feinkornanteil zur Gewährleistung ausreichender Wasserdurchlässigkeit.

Für lastverteilende ungebundene Befestigungsschichten sind somit qualitativ hochwertige gebrochene Gesteinskorngemische einzusetzen. Da die Lastabtragung aber nur im oberen Bereich der ungebundenen Tragschicht erfolgt (vgl. Abschnitt 6.6), ist es möglich, die ungebundene Tragschicht mehrschichtig, bestehend aus einer oberen qualitativ hochwertigeren, und somit kostenintensiveren, und einer unteren kostengünstigeren Schicht geringerer Qualität, herzustellen. Kiesgemische sollten daher im oberen Bereich nicht verwendet werden.

Grundsätzlich gilt, dass die derzeit gültigen Anforderungen an Tragschichten ohne Bindemittel gemäß den Technischen Lieferbedingungen für Baustoffgemische zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau (TL SoB-StB 20 [16]) berücksichtigt und beibehalten werden sollten. Anforderungen im gültigen Regelwerk hinsichtlich der Herstellung ungebundener Schichten sind in den ZTV SoB-StB 20 ([47]) zusammengefasst. Im Allgemeinen ist der Feinkornanteil der Gesteinskorngemische zu begrenzen, um bei Wassereintritt eine für die gesamte Befestigung schädliche Reduzierung der Scherfestigkeit und damit auch der Tragfähigkeit zu vermeiden. In [20] wird empfohlen, zukünftig zu prüfen, ob durch eine Anpassung der Korngrößenbereiche eine Verbesserung des Verformungsverhaltens der Gesteinskorngemische erreicht werden kann. Außerdem wird darauf hingewiesen, dass im eingebauten Zustand mindestens ein Verdichtungsgrad von 97 % der Proctordichte erreicht werden sollte.

In der oberen ungebundenen granularen Schicht können somit klassische Gesteinskorngemische verwendet werden, die bei normalen Bedingungen, d. h. bei natürlichem Wassergehalt, eine ausreichende Verformungsbeständigkeit und Tragfähigkeit gewährleisten. So ist insbesondere auf eine gute Kornverzahnung und eine hohe Kornfestigkeit zu achten. Dies ist in engem Zusammenhang mit der Kornform, der Beschaffenheit der Kornoberfläche, dem Widerstand gegen Zertrümmerung, dem Einbauwassergehalt und der Lagerungsdichte zu sehen. Entsprechend der Klassifizierung in Abschnitt 2.4.3 sollten Materialien der Kategorie Q1 (sehr gut) und Q2 (gut) gewählt werden.

Die untere Schicht kann als Frostschutzschicht fungieren und ist entsprechend den gültigen Anforderungen ([16]) so auszuführen, dass eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit sichergestellt wird und Frostschäden im Oberbau verhindert werden. In einigen Ländern wird für die untere Tragschichtlage auch aufbereiteter anstehender Boden verwendet ([46]). Um auch granuläre Straßenbaustoffe geringerer Qualität, i. d. R. definiert durch schlechteres Verformungsverhalten, zumindest im unteren Bereich verwenden zu können, können die entsprechenden Materialien bzw. Schichten stabilisiert werden. Dies kann beispielsweise durch Zugabe von Zement, Kalk, Schaumbitumen oder das Blenden mittels höherwertiger Gesteinskorngemische realisiert werden. Durch solch eine Stabilisierung wird der Einfluss material- und einbauspezifischer Parameter (wie Gesteinsform und Oberflächenrauheit bzw. Wassergehalt und Verdichtungsgrad) merklich reduziert und die Verformungsbeständigkeit deutlich erhöht.

Um die genannten Anforderungen einhalten und trotzdem eine wirtschaftliche Umsetzung sicherstellen zu können, wird vorgeschlagen, für verschiedene

Schichten (Einbaulagen) individuelle Anforderungsprofile zu erstellen. Ähnliches ist in den australischen Dimensionierungsrichtlinien ([48]) verankert. In Abhängigkeit von der Schichtposition bzw. Schichttiefe werden hier verschiedene Anforderungen an den CBR-Wert der einzusetzenden ungebundenen Gesteinskorngemische definiert.

Eine zusammenfassende Literaturrecherche zu den in anderen Ländern verwendeten Baustoffen zur Realisierung von Befestigungen mit dünnen Asphalt-schichten, Oberflächenbehandlungen oder Ähnlichem auf Tragschichten ohne Bindemittel kann in [20] nachgelesen werden.

Aufgrund der Varianz ungebundener Tragschichtmaterialien und deren Bedeutung in Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphalt-schichten ist eine möglichst exakte Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Gesteinskorngemischen Voraussetzung für eine zuverlässige Bewertung der Gesamtkonstruktion im Rahmen von Prognoserechnungen.

Im städtischen Bereich werden bei Tiefbau- oder Erneuerungsmaßnahmen gelegentlich Straßenbefestigungen mit dünnen Asphalt-schichten von nachweislich langer (mehrere Jahrzehnte andauernder) Nutzungsdauer vorgefunden. I. d. R. wurde hier eine dünne ca. 4 cm dicke Asphalt-deckschicht auf Pflasterschicht oder Packlage aufgebracht, wodurch besonders verformungsbeständige langlebige Konstruktionen geschaffen wurden.

Die in den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12, Tabelle 8 [1]) genannten Anhaltswerte für Schichtdicken von Tragschichten ohne Bindemittel sollten für Befestigungen mit nur sehr dünnen Asphalt-schichten nicht angesetzt werden. Ergänzende Hinweise hierzu können den Kapiteln 6 und 7 entnommen werden. Dickere Tragschichten ohne Bindemittel sollten vorzugsweise mehrlagig eingebaut werden, um eine ausreichende Verdichtung zu gewährleisten. Besonderes Augenmerk ist beim Einbau ungebundener Schichten auf die Ausführung einer ebenen Oberfläche zu richten. Dies ist unabdingbare Voraussetzung für die Realisierung dünner Asphalt-schichten mit nahezu konstanter Schichtdicke.

MODELLIERUNG DES MATERIALVERHALTENS VON STRASSENBAUSTOFFEN

Voraussetzung für die Berechnung realitätsnaher Beanspruchungszustände ist eine realitätsnahe Beschreibung des mechanischen Verhaltens zu verwendender Materialien. Das mechanische Verhalten eines Materials wird in der Mechanik als die Reaktion des Materials auf eine Verformung, bedingt durch äußere Belastung, bezeichnet. Hierbei wird die Reaktion des Materials durch sich im Materialgefüge aufbauende Spannungen beschrieben. (z. Bsp. [49]) Dies erfolgt i. d. R. durch mathematische Zusammenhänge, die entweder auf physikalische Theorien oder empirisch gewonnene Abhängigkeiten zurückzuführen sind. Solche mathematischen Zusammenhänge werden meist als Stoffgesetze oder Stoffmodelle bezeichnet. Mittels geeigneter Stoffmodelle kann das mechanische Verhalten über die unter Laborbedingungen untersuchten Belastungskombinationen hinaus nachgebildet (simuliert) und bewertet werden.

Sowohl prüftechnisch ermittelte Kennwerte als auch daraus abgeleitete Stoffmodelle können fehlerbehaftet sein. Mögliche Fehlerquellen können zwar begrenzt aber nie gänzlich ausgeschlossen werden.

Die Gültigkeitsgrenzen eines Stoffmodells beschränken sich streng genommen auf den Wertebereich der zur Modellbildung zugrunde gelegten Stichprobe. Beanspruchungszustände außerhalb des Wertebereiches sind daher mit Bedacht zu bewerten (vgl. Abschnitt 6.6.2). Um eine möglichst realitätsnahe Modellierung des mechanischen Verhaltens eines Materials zu gewährleisten, sollten Stoffmodelle problembezogen formuliert werden.

Für die Dimensionierung und Bewertung flexibler Straßenkonstruktionen sind, ausgehend vom allgemeinen räumlichen Spannungszustand in einer Befestigung, unterschiedliche Beanspruchungszustände für die gebundenen und ungebundenen Schichten nachzubilden. Das zu modellierende mechanische Verhalten ist insbesondere vom betrachteten Versagenskriterium und der daraus abgeleiteten Nachweisführung abhängig (vgl. Kapitel 4).

Das mechanische Verhalten von Straßenbaustoffen lässt sich vereinfacht in elastisches und plastisches Materialverhalten trennen (vgl. Kapitel 2). In beiden Fällen kann sich das Material isotrop oder anisotrop verhalten. Isotrope Materialien zeigen ein richtungsunabhängiges Materialverhalten während anisotrope Materialien durch richtungsabhängiges Verhalten geprägt sind.

3.1 SPANNUNGS- UND VERFORMUNGSZUSTAND

Aus jeder auf eine Verkehrsflächenbefestigung einwirkenden Belastungskonstellation resultiert ein Beanspruchungszustand, der durch einen sich über den Querschnitt einer Befestigung ändernden mehraxialen Spannungs- bzw. Verformungszustand abgebildet werden kann. Dabei wird vornehmlich zwischen elastischer (reversibler) und viskoser bzw. plastischer (irreversibler) Verformung unterschieden. Plastisches Verformungsverhalten beschreibt meist ein zeitabhängiges Materialverhalten oder gar spontanes Materialversagen. Für nähere Ausführungen hierzu wird auf Abschnitt 2.1 verwiesen.

Nachfolgend werden zunächst die allgemeinen Grundlagen zur Modellierung elastischen richtungsabhängigen und richtungsunabhängigen Materialverhaltens diskutiert. Auf die Modellierung des plastischen Materialverhaltens wird getrennt für Asphalt- und granulare Baustoffgemische kurz eingegangen.

3.1.1 Allgemeiner räumlicher Spannungszustand

Die an den Flächen eines würfelförmigen Volumenelementes (innerhalb eines Körpers) auftretenden Spannungen setzen sich aus den Komponenten Normalspannung $\sigma_{i,j}$ und Schubspannung $\tau_{i,j}$ zusammen. Abbildung 3.1 zeigt das für die nachfolgenden Erläuterungen zugrundeliegende Koordinatensystem. Als Normalspannungen werden die senkrecht zu einer Ebene einwirkenden Spannungen bezeichnet. Spannungen innerhalb einer Betrachtungsebene gelten als Schubspannungen.

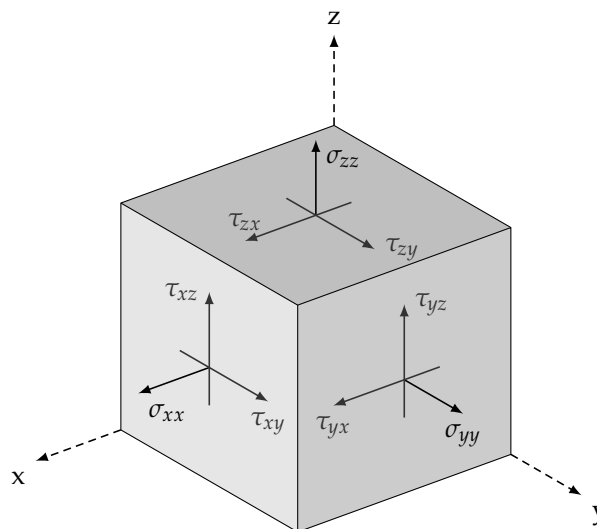


Abbildung 3.1: Prinzipskizze des räumlichen Spannungszustandes; Bezeichnung der Normal- und Schubspannungen an einem 3-dimensionalen Volumenelement unter Annahme des dargestellten Koordinatensystems

Das verallgemeinerte HOOKESCHE Gesetz postuliert für einen mehrdimensionalen Spannungszustand lineare Beziehungen zwischen den auftretenden Spannungen σ und den resultierenden Dehnungen ϵ , die mittels des Elastizitäts-

tensors C in Beziehung gesetzt werden können (Gl. (3.1)). Richtungsabhängiges Materialverhalten (definiert durch richtungsabhängige Elastizitäten) kann somit differenziert beschrieben werden.

$$\sigma = C \cdot \epsilon \quad (3.1)$$

Unter Berücksichtigung des in Abbildung 3.1 dargestellten Koordinatensystems, mit entsprechender Notation der Spannungskomponenten, lässt sich das HOOKESCHE Gesetz gemäß Gl. (3.2) in Matrixschreibweise darstellen.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{xxxx} & C_{xxyy} & C_{xxzz} & C_{xxyz} & C_{xxxz} & C_{xxxy} \\ C_{yyxx} & C_{yyyy} & C_{yyzz} & C_{yyyz} & C_{yyxz} & C_{yyxy} \\ C_{zzxx} & C_{zzyy} & C_{zzzz} & C_{zzyz} & C_{zzxz} & C_{zzxy} \\ C_{yzxx} & C_{yzyy} & C_{yzzz} & C_{yzyz} & C_{yzzx} & C_{yzyx} \\ C_{xzxx} & C_{xzyy} & C_{xzzz} & C_{xzyz} & C_{xzxz} & C_{xzxxy} \\ C_{xyxx} & C_{xyyy} & C_{xyzz} & C_{xyyz} & C_{xyxz} & C_{xyxy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Um den in Gl. (3.2) dargestellten Zusammenhang in eine Form zu überführen, welche die Ableitung/Berechnung belastungsabhängiger Dehnungen ermöglicht, muss die Inverse C^{-1} der Elastizitätsmatrix C gebildet werden. Diese wird in der Literatur auch als Nachgiebigkeitsmatrix N bezeichnet (Gl. (3.3)). Aus dem allgemeinen Zusammenhang in Gl. (3.1) folgt somit Gl. (3.4) bzw. Gl. (3.5).

$$C^{-1} = N \quad (3.3)$$

$$\epsilon = N \cdot \sigma \quad (3.4)$$

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{xxxx} & N_{xxyy} & N_{xxzz} & N_{xxyz} & N_{xxxz} & N_{xxxy} \\ N_{yyxx} & N_{yyyy} & N_{yyzz} & N_{yyyz} & N_{yyxz} & N_{yyxy} \\ N_{zzxx} & N_{zzyy} & N_{zzzz} & N_{zzyz} & N_{zzxz} & N_{zzxy} \\ N_{yzxx} & N_{yzyy} & N_{yzzz} & N_{yzyz} & N_{yzzx} & N_{yzyx} \\ N_{xzxx} & N_{xzyy} & N_{xzzz} & N_{xzyz} & N_{xzxz} & N_{xzxxy} \\ N_{xyxx} & N_{xyyy} & N_{xyzz} & N_{xyyz} & N_{xyxz} & N_{xyxy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Ausgehend von Überlegungen zu volumenbezogener Formänderungsenergie eines Körpers unter Belastung, können für die Elastizitätsmatrix C bzw. die Nachgiebigkeitsmatrix N Symmetrien angenommen werden. Für ausführliche Betrachtungen hierzu steht verschiedene Fachliteratur wie das Nachschlagewerk von ALTENBACH ([50]) zur Verfügung. Im Allgemeinen gilt:

$$N_{ijkl} = N_{jikl} \quad \text{und} \quad N_{ijkl} = N_{ijlk} . \quad (3.6)$$

Neben diesen Symmetriebedingungen können materialbedingte Symmetriebedingungen genutzt werden.

Für die Anwendung des HOOKESCHEN Gesetzes auf dem Gebiet des Straßenbaus sind zwei Sonderfälle von besonderer Bedeutung, die transversale Isotropie sowie die vollständige Isotropie. Entscheidend für die Zuordnung des

das elastische Materialverhalten eines Straßenbaustoffes korrekt beschreibenden Isotropie- bzw. Anisotropiefalls ist die Ausrichtung der Gesteinskörnungen in einem Baustoffgemisch. Dies gilt sowohl für Asphalte als auch für Gesteinskornmischungen (wie Kies- bzw. Schottertragschichtgemische und Frostschutzgemische).

*transversale
Isotropie*

Die Ausrichtung von Gesteinskörnungen hängt insbesondere von der jeweiligen Kornform in Verbindung mit der vorhandenen Korngrößenverteilung und der verwendeten Verdichtungsmethodik ab. I. d. R. erfolgt die Verdichtung von Straßenbaustoffen (im Labor und in situ) weitestgehend vertikal. Dies ermöglicht Gesteinskörnern eine horizontale richtungsunabhängige Ausrichtung innerhalb einer Ebene. Je ungleichförmiger ein Korn ist, desto größer ist seine Tendenz, seine Lage unter Belastung anzupassen. Die Ausrichtung der Einzelkörner bedingt ein richtungsabhängiges Materialverhalten des gesamten Gemisches. In horizontaler und vertikaler Richtung können folglich Belastungen unterschiedlich aufgenommen werden, wodurch in horizontaler und vertikaler Richtung unterschiedliche Dehnungen bzw. Verformungen resultieren. In horizontaler Ebene verhalten sich die Gesteinskörnungen somit richtungsunabhängig, also isotrop.

Bei Anwendung des in Abbildung 3.1 dargestellten Koordinatensystems entspricht, für den beschriebenen Fall, die isotrope Ebene somit der x-y-Ebene, woraus als gleich anzunehmende Steifigkeiten in der x-z- und y-z-Ebene folgen. Dieser Zusammenhang beschreibt transversal isotropes Materialverhalten.

reine Isotropie

Kugelähnliche Körnungen besitzen grundsätzlich kein Bestreben, bzw. keine Möglichkeit, sich unter Belastung auszurichten. Sie zeigen somit ein richtungsunabhängiges, d. h. rein isotropes, Materialverhalten.

Nachfolgend werden die beiden Sonderfälle transversale Isotropie sowie die vollständige Isotropie kurz vorgestellt. Für weiterführende Erläuterungen zu diesen und anderen Spezialfällen wird auf [50] verwiesen.

3.1.2 *Transversale Isotropie*

Die transversale Isotropie stellt einen Sonderfall der Anisotropie, im Speziellen der Orthotropie dar. Anisotropie beschreibt, bezogen auf allgemeine Materialeigenschaften, richtungsabhängiges Materialverhalten. In Abhängigkeit von den geltenden Isotropiebedingungen, d. h. in Abhängigkeit von der Anzahl vorhandener Isotropieebenen ergeben sich verschiedene Sonderfälle für bedingte Anisotropie bzw. bedingte Isotropie. Als Isotropieebene wird jene Ebene bezeichnet, in der richtungsunabhängige Elastizitätseigenschaften vorgefunden werden können. Bei transversaler Isotropie bzw. transversal isotropen Materialien existiert eine isotrope Ebene. Senkrecht zu dieser Ebene ist das Materialverhalten verschieden von dem in der Ebene (also richtungsabhängig). Bei Drehung um die (hier) senkrechte Achse ändert sich somit das elastische Verhalten des betrachteten Körpers nicht.

Soll das verallgemeinerte HOOKESche Gesetz (Gl. (3.1)) für ein transversal isotropes Material, mit Ausrichtung im Raum gemäß Abbildung 3.1, angewendet werden, sind zunächst (in Abhängigkeit vom jeweils gültigen Koordinatensystem) vorhandene Isotropiebedingungen, aus denen materialbedingte Symmetriebedingungen folgen, zu formulieren und die Elastizitätsmatrix C bzw. die Nachgiebigkeitsmatrix N entsprechend anzupassen.

Des Weiteren folgt aus der physikalischen Annahme, dass es keine Kopplung zwischen Dehnung und Schiebung gibt, d. h., dass Normaldehnungen keine Schubdehnungen und Schubdehnungen keine Normaldehnungen bedingen, dass die entsprechend dafür in der Elastizitätsmatrix C bzw. der Nachgiebigkeitsmatrix N vorgesehenen Elemente sich zu Null ergeben. Für eine vereinfachte Darstellung der Matrizenelemente C_{ijkl} bzw. N_{ijkl} wird außerdem eine verkürzte Notation eingeführt, wonach für N_{ijkl} aus Gl. (3.5) folgt:

$$\begin{aligned} N_{xxxx} &= N_{xx} \quad ; \quad N_{yyyy} = N_{yy} \quad ; \quad N_{zzzz} = N_{zz} \quad \text{und} \\ N_{xxyy} &= N_{xy} \quad \dots \quad N_{zzyy} = N_{zy} . \end{aligned} \quad (3.7)$$

Unter Anwendung dieser verkürzten Notationen gelten gemäß Abbildung 3.1 die Symmetriebedingungen (matrix- und materialspezifisch):

$$\begin{aligned} N_{xx} &= N_{yy} \quad ; \quad N_{xy} = N_{yx} \quad ; \quad N_{xz} = N_{zx} = N_{yz} = N_{zy} \quad \text{und} \\ N_{xzxz} &= N_{yzyz} . \end{aligned} \quad (3.8)$$

Aus Gl. (3.5) folgt somit die vereinfachte Darstellung des HOOKESchen Gesetzes für transversal isotrope Materialien gemäß Gl. (3.9).

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{xx} & N_{xy} & N_{xz} & 0 & 0 & 0 \\ N_{xy} & N_{xx} & N_{xz} & 0 & 0 & 0 \\ N_{xz} & N_{xz} & N_{zz} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_{xzxz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_{xzxz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{xyxy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} . \quad (3.9)$$

Die Elemente N_{ij} der Nachgiebigkeitsmatrix N werden i. d. R. durch Ingenieurkonstanten, bestehend aus Elastizitätsmodul E , Schubmodul G und Querdehnzahl ν , ersetzt. Für Elemente in der isotropen Ebene wird durch die Autorin der Index \parallel und für Elemente senkrecht zur isotropen Ebene der Index \perp eingeführt. Mit $\nu_{xz}/E_{\parallel} = \nu_{zx}/E_{\perp}$ folgt:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{E_{\parallel}} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_{xy} & -\nu_{xz} & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{xy} & 1 & -\nu_{xz} & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{xz} & -\nu_{xz} & \frac{E_{\parallel}}{E_{\perp}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{E_{\parallel}}{G_{zx}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E_{\parallel}}{G_{zx}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2(1 + \nu_{xy}) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} . \quad (3.10)$$

3.1.3 Isotropie

Zeigt ein Körper gänzlich richtungsunabhängiges Materialverhalten, so wird dieses als isotropes Materialverhalten bezeichnet (vgl. Abschnitt 3.1.1), wonach die Ausrichtung eines isotropen Körpers im Raum invariant gegenüber richtungsspezifischen Materialeigenschaften ist. Der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν sind somit richtungsunabhängig, d. h. in allen Richtungen gleich groß.

Isotrope Materialien besitzen folglich unendlich viele Symmetrieebenen. Eine Dehnungs-Schiebungs-Kopplung gibt es, wie bei der transversalen Isotropie, ebenfalls nicht (vgl. Abschnitt 3.1.2), wodurch ein Großteil der Elemente der Elastizitätsmatrix C bzw. der Nachgiebigkeitsmatrix N sich wieder zu Null ergeben. Durch die aus der Annahme von Isotropie folgenden Vereinfachungen lässt sich das verallgemeinerte HOOKESCHE Gesetz (Gl. (3.1)) somit durch die zwei unabhängigen Elastizitätskonstanten E und ν beschreiben.

Gemäß Abbildung 3.1 gelten (in vereinfachter Notation) die Symmetriebedingungen:

$$\begin{aligned} N_{xx} = N_{yy} = N_{zz} \quad ; \quad N_{xy} = N_{yx} = N_{xz} = N_{zx} = N_{yz} = N_{zy} \quad \text{und} \\ N_{xzzz} = N_{xyxy} = N_{yzyz} . \end{aligned} \quad (3.11)$$

Gl. (3.9) vereinfacht sich somit weiter zu:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{xx} & N_{xy} & N_{xy} & 0 & 0 & 0 \\ N_{xy} & N_{xx} & N_{xy} & 0 & 0 & 0 \\ N_{xy} & N_{xy} & N_{xx} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_{xyxy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_{xyxy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{xyxy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} , \quad (3.12)$$

so dass, nach Besetzen der Nachgiebigkeitsmatrix N mit den Ingenieurkonstanten Elastizitätsmodul E , Schubmodul G und Querdehnzahl ν und anschließendem Ausklammern des konstanten Elastizitätsmoduls E folgt:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} . \quad (3.13)$$

Des Weiteren kann die Matrixschreibweise in Gl. (3.13) in Einzelgleichungen, getrennt für jede Normalspannungsrichtung überführt werden:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] , \quad (3.14a)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)] , \quad (3.14b)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] . \quad (3.14c)$$

Für einen homogenen rotationssymmetrischen Spannungszustand, wie er im Triaxialversuch zu finden ist, nehmen die in der r - φ -Ebene wirkenden Spannungen gleiche Werte an. Es gilt somit $\sigma_r = \sigma_\varphi$. Aus Gl. (3.14) folgt:

$$\epsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_r + \sigma_z)] , \quad (3.15a)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - 2\nu\sigma_r] . \quad (3.15b)$$

*homogener rotations-
symmetrischer
Spannungszustand*

Ein homogener Spannungszustand kann erreicht werden, wenn neben einem homogenen Querschnitt z. Bsp. ein homogenes sich isotrop verhaltendes Material Einsatz findet.

Unter der Voraussetzung eines homogenen Spannungszustandes folgt aus einer einaxialen Belastung eine einaxiale Beanspruchung. Ein einachsiger Spannungszustand repräsentiert einen Sonderfall des mehrachsigen Spannungszustandes (Abschnitt 3.1.1), bei dem lediglich die Spannung in Belastungsrichtung ungleich Null ist.

*einachsiger
Spannungszustand*

3.2 MODELLIERUNG DES MECHANISCHEN VERHALTENS VON ASPHALT

Das mechanische Verhalten von Asphalt wird durch die Art, die Dauer und die Wiederholrate der aufgetragenen Belastung bestimmt. Je nach Belastungszustand können Beanspruchungen in Form elastischer oder viskoser Verformungsanteile überwiegen (vgl. Abschnitt 2.2). Da zeitabhängiges viskoses Materialverhalten in den nachfolgenden Berechnungen (gemäß gültigem Regelwerk) nicht gesondert betrachtet wird, wird detailliert lediglich auf die Modellierung des elastischen Materialverhaltens von Asphalt eingegangen.

3.2.1 Nichtlinear elastisches Materialverhalten

Nach aktuellem Stand gültiger Regelwerke wird für die Dimensionierung und Bewertung von Asphaltbefestigungen ([2] bzw. [3] und [51]) linear elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt. Nichtlinear elastisches, d. h. spannungsabhängiges, Materialverhalten findet derzeit keine Berücksichtigung. Die rechnerische Dimensionierung und Bewertung von Asphaltbefestigungen erfolgt momentan vornehmlich unter Anwendung der Mehrschichtentheorie (vgl. Abschnitt 6.1.1). Nichtlinearitäten können hier nur in vertikaler Richtung und nur durch iterative Berechnungsansätze modelliert werden. Zudem kann bei Straßenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten angenommen werden, dass der Einfluss des nichtlinearen Materialverhaltens der ungebundenen granulareren Tragschichtgemische im Vergleich zum nichtlinearen Materialverhalten des Asphalts auf die Bewertung der gesamten Befestigung von besonderer Bedeutung ist. Nachfolgend wird deshalb auf die Diskussion von nichtlinear elastischem Materialverhalten von Asphalt verzichtet. Für ausführliche Informationen zum nichtlinear elastischen spannungsabhängigen Materialverhalten von Asphalt wird auf die Untersuchungen von ZEISSLER ([9]) verwiesen.

3.2.2 Linear elastisches Materialverhalten

Zur Modellierung des elastischen Verhaltens von Asphalten wird i. d. R. vereinfacht linear elastisches isotropes Materialverhalten angenommen. Für ergänzende Informationen zum anisotropen Materialverhalten wird ebenfalls auf die Untersuchungen von ZEISSLER ([9]) verwiesen.

Bei Annahme linear elastischem isotropen Materialverhaltens und nur kleiner Verschiebungen (auch Verzerrungen genannt) kann zur Berechnung von Beanspruchungen das HOOKESCHE Gesetz in Gl. (3.2) in Anwendung gebracht werden. Demnach gilt (unter Verwendung der Ingenieurkonstanten), dass aufgebraachte Spannungen (σ) (Belastungen) und resultierende Dehnungen (ϵ) (Verformungen) unter Berücksichtigung des materialspezifischen Querdehnungsverhaltens (definiert durch die Querdehnzahl ν) proportional zueinander sind. Der Proportionalitätsfaktor entspricht dem Elastizitätsmodul (E). Bei Annahme rein elastischen Materialverhaltens definiert der Elastizitätsmodul die Steifigkeit eines Materials. Er kann in diesem Fall auch als Steifigkeitsmodul bezeichnet werden.

Wird isotropes Materialverhalten vorausgesetzt, so können die Zusammenhänge in Gl. (3.14), repräsentativ für die einzelnen Normalspannungsrichtungen, angewendet werden. Für ausgewählte Berechnungsmodelle (wie die Nachbildung eines ein- oder triaxialen Versuches), können die Gleichungen auf eine bzw. zwei Gleichungen in Anlehnung an Gl. (3.15) reduziert werden. Komponenten in einer Isotropieebene können gleichgesetzt werden.

Steifigkeits-
verhalten

Wesentlich bedeutender als eine spannungsabhängige Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Asphalt ist die Berücksichtigung dessen temperatur- und frequenzabhängiger Steifigkeit. Mittels der Temperatur-Frequenz-Äquivalenz (Zeit-Temperatur-Superpositionsprinzip) und des Ansatzes nach ARREHNUS lässt sich die temperatur- und frequenzabhängige Steifigkeit eines Asphalts für eine Referenztemperatur, i. d. R. für 20 °C, in Form einer Masterfunktion (auch Hauptkurve genannt) wiedergeben und in ein Berechnungsmodell zur Modellierung verschiedener Beanspruchungszustände implementieren. Grundlage bildet hierfür der absolute Elastizitätsmodul. Er errechnet sich bei Annahme linear elastischen Materialverhaltens aus der aufgebraachten Spannung und der resultierenden Dehnung und entspricht dem Betrag des komplexen Elastizitätsmoduls ([52]). Die ursprüngliche Entwicklung der Hauptkurve geht auf HÜRTHGEN ([53]) zurück. Der von ihm erarbeitete Ansatz wurde von ZEISSLER ([9]) überarbeitet und ist nun Bestandteil des gültigen Regelwerkes ([24]). Die Evaluierung der Hauptkurve wird in Anhang A.1 beschrieben. Die versuchs-technische Bestimmung des temperatur- und frequenzabhängigen Steifigkeitsverhaltens von Asphalt kann mittels der in Abschnitt 2.4.1 genannten Prüfverfahren charakterisiert werden.

-Hauptkurve-

Ermüdungs-
verhalten

Wird ein Asphalt fortwährend zyklisch beansprucht, so unterliegt er einem Ermüdungsprozess, der zur Entstehung von Rissen führt. Zur Abschätzung des Risswiderstandes bei zyklischer Belastung wird ein Asphalt unter definierten Bedingungen bis zur Rissentstehung belastet. Der Zeitpunkt der Rissent-

stehung wird in der Literatur (i. d. R. länderspezifisch) durch unterschiedliche Kriterien definiert, wodurch sich unterschiedliche Zeitpunkte ergeben. Die sich für unterschiedliche Belastungen einstellenden Rissentstehungszeitpunkte können durch Ermüdungsfunktionen beschrieben werden. Auf die unterschiedlichen Risskriterien und die Evaluierung der Ermüdungsfunktionen wird in Anhang A.2 eingegangen. Ermüdungsfunktionen können sowohl zum Vergleich des Risswiderstandes verschiedener Materialien herangezogen werden als auch die Grundlage für rechnerische Nachweise der Ermüdungsbeständigkeit bilden (vgl. Abschnitt 4.2.1). Die Ermüdungsbeständigkeit eines Asphalts kann ebenfalls mittels der in Abschnitt 2.4.1 genannten Verfahren untersucht werden.

- Ermüdungs-
funktion -

Nicht zu vernachlässigen ist außerdem das Tieftemperaturverhalten von Asphalten. Geringe Temperaturen bedingen bei Abkühlung und konstanter Geometrie kryogene Zugspannungen, die durch kälteinduzierte Rissbildung eine vorzeitige Materialschädigung bzw. -zerstörung unterstützen. Kryogene Zugspannungen werden vornehmlich mittels einaxialer Zugprüfungsverfahren bestimmt (vgl. Abschnitt 2.4.1). Stehen jedoch keine Versuchsdaten zur Beschreibung des Tieftemperaturverhaltens zur Verfügung, so können die temperaturabhängigen kryogenen Zugspannungen mittels des in [54] bereitgestellten und im derzeitigen Regelwerk definierten Ansatzes nach Gl. (A.9) in Anhang A.3 rechnerisch abgeschätzt werden.

Tieftemperatur-
verhalten

3.2.3 Viskoses Materialverhalten

Die Modellierung des viskosen Materialverhaltens von Asphalten dient primär der Prognose und Bewertung der Spurrinnenanfälligkeit von flexiblen Straßenbefestigungen. Mit den derzeit verfügbaren Untersuchungs- und Modellierungsmethoden ist bisher nur eine Reihung, d. h. eine qualitative Bewertung, verschiedener Asphalte möglich. Ergänzende Ausführungen hierzu befinden sich in Abschnitt 4.2.2.

In Verkehrsflächenbefestigungen mit dünnen Asphaltschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel ist dem plastischen Verformungsverhalten der granularen ungebundenen Materialien mehr Bedeutung als dem der Asphalte beizumessen (vgl. Abschnitt 2.3.2). Die Modellierung des irreversiblen Verformungsverhaltens konzentriert sich daher auf das plastische Verhalten der ungebundenen Tragschichtmaterialien.

3.3 MODELLIERUNG DES MECHANISCHEN VERHALTENS VON GRANULAREN GESTEINSKORNGEMISCHEN

Das mechanische Verhalten granularer Straßenbaustoffgemische wird in Abschnitt 2.3 beschrieben. So zeigen granulare Gesteinskorngemische zur Verwendung in Tragschichten ohne Bindemittel elastisches und plastisches Verformungsverhalten. Beide Verformungseigenschaften sollten separat durch geeignete Modelle nachgebildet werden.

Beanspruchungszustände nahe dem Bruch und der Fließgrenze granularer Materialien sind im Rahmen von Dimensionierungsberechnungen durch geeignete Gesteinskorngemische und angepasste Schichtdicken zu vermeiden und zählen nicht zu relevanten Beanspruchungszuständen sondern gelten als Sonderfall. Die Modellierung solcher Versagenszustände gilt es daher gesondert zu betrachten und ist nicht Bestandteil dieser Arbeit. Überlegungen hierzu können in der Arbeit von OESER [55] nachgelesen werden.

3.3.1 *Linear elastisches Materialverhalten*

Ungebundene Straßenbaustoffe weisen i. d. R. ein nichtlinear elastisches Materialverhalten auf (vgl. auch Abschnitt 5.2).

Das derzeit gültige Regelwerk zur rechnerischen Dimensionierung und Bewertung flexibler Straßenkonstruktionen (vgl. Kapitel 4) sieht bisher keine Berücksichtigung nichtlinear elastischen Materialverhaltens ungebundener Materialien vor. Nichtlinear elastisches Materialverhalten ist demnach vereinfachend durch einen linear elastischen Ansatz zu modellieren, wie er in Abschnitt 3.2.2 für Asphalte mit Verweis auf Abschnitt 3.1.3 beschrieben ist. Auch hier wird isotropes Materialverhalten vorausgesetzt.

Für Straßenbefestigungen mit relativ dickem Asphaltpaket genügt diese vereinfachte Annahme, da hier die ungebunden granularen Schichten nur relativ geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind und die elastischen Verformungen in den ungebundenen Schichten keine signifikanten Änderungen erfahren (Abschnitt 6.6).

In Befestigungen mit dünner Asphaltsschicht, wie dieser Arbeit zugrundeliegend, werden von außen aufgebrachte Lasten zum Teil (in Abhängigkeit von der Asphaltsteifigkeit) vollständig in die ungebundene Tragschicht abgeleitet, wodurch die hier entstehenden elastischen Dehnungen in einem wesentlich größeren Spektrum auftreten als bei Befestigungen mit dicken Asphaltpaketen und nur durch nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen realitätsnah beschrieben werden können. Unterschiedliche Modellannahmen (linear oder nichtlinear) können zu merklich unterschiedlichen Beanspruchungszuständen in einer Befestigung führen, was wiederum in unterschiedlichen prognostizierten Nutzungsdauern resultiert. Vergleichende Berechnungen hierzu befinden sich in Kapitel 7.

3.3.2 *Nichtlinear elastisches Materialverhalten*

Granulare Straßenbaustoffe weisen in Abhängigkeit von der jeweiligen Kornbeschaffenheit (Geometrie und Kantigkeit) sowie dem eingestellten Wassergehalt und Verdichtungsgrad ein mehr oder minder ausgeprägtes nichtlineares

Materialverhalten auf (vgl. Abschnitt 2.3.1). Das nichtlinear elastische Verformungsverhalten kann durch nichtlinear elastische Stoffgesetze (bzw. Stoffmodelle) nachgebildet und in verschiedene Berechnungsalgorithmen implementiert werden.

3.3.3 Nichtlinear elastische Stoffmodelle

Zur Modellierung des nichtlinear elastischen Materialverhaltens von Gesteinskornmischungen stehen bereits heute verschiedene Stoffmodelle zur Verfügung. In der Literatur werden u. a. E- ν -Modelle ([56]), das K-THETA-Modell oder das G-K-Modell genannt. Auf eine detaillierte Beschreibung und Diskussion verschiedenster Stoffmodelle wird in dieser Arbeit verzichtet. Für einen recht ausführlichen Überblick wird zum Bsp. auf die Arbeiten von SCHAD ([57]), GLEITZ ([58]) und NUMRICH ([56]) bzw. im englischsprachigen Raum auf LEKARP ([17]) verwiesen.

Auf internationaler Ebene findet das MODIFIZIERTE UNIVERSAL-Modell (in verschiedenen Ausführungen) zur Berücksichtigung eines spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls besonderen Zuspruch. Wesentliche Aspekte hinsichtlich der Modellbildung und -anwendung werden daher ausführlicher in Abschnitt 3.3.4 diskutiert.

Ein weiteres explizit zu nennendes Stoffmodell ist das DRESDNER Modell, beschrieben in Abschnitt 3.3.5. Es besteht aus zwei Gleichungen, die sowohl den Elastizitätsmodul als auch die Querdehnzahl eines Gesteinskornmischungen spannungsabhängig beschreiben können. Der Rechenaufwand bei Anwendung des DRESDNER Modells ist folglich deutlich höher als bei Verwendung des MODIFIZIERTEN bzw. ERWEITERTEN UNIVERSAL-Modells mit nur einem Funktionsansatz.

Auf Grundlage bisher zur Verfügung stehender Literatur ist jedoch eine nachvollziehbare eindeutige Bestimmung der Modellparameter für das DRESDNER Modell nicht möglich. Um das DRESDNER Modell einer breiteren Nutzergruppe zugänglich zu machen, wurde es schwerpunktmäßig in die Betrachtungen dieser Arbeit einbezogen. Durch eine breitere Modellanwendung lassen sich sowohl Vorteile als auch Einsatzgrenzen herausarbeiten und das Modell im internationalen Vergleich besser bewerten.

3.3.4 Modifiziertes Universalmodell

Die ursprüngliche Form des UNIVERSAL-Modells (UM), auch als UZAN-Modell bezeichnet, wurde 1985 von UZAN [59] entwickelt. Er modifizierte das K-THETA-Modell, wodurch nun auch der Einfluss der Spannungskomponenten Normalspannung $\sigma_{i,j}$ und Schubspannung $\tau_{i,j}$ auf das elastische Verformungsverhalten, d. h. auf den Elastizitätsmodul, berücksichtigt werden konnten. Mittels der beiden Spannungskomponenten lässt sich ein allgemeiner räumlicher Spannungszustand beschreiben (vgl. Abschnitt 3.1.1).

*klassisches
Universalmodell*

Für einen rotationssymmetrischen homogenen Spannungszustand, wie er sich im Triaxialversuch einstellt, wurde die Normalspannung über die Summe der Hauptspannungen θ^1 und die Schubspannung über die Differenzspannung² σ_d berücksichtigt und auf die Referenzspannung p_a bezogen. Gl. (3.16) zeigt die spannungsabhängige Formulierung des Elastizitätsmoduls. Die Querdehnzahl wird hier als konstant angenommen. Hierdurch wird der erforderliche Rechenaufwand zwar reduziert aber Abweichungen gegenüber dem tatsächlichen Materialverhalten in Kauf genommen.

$$E_{UM} = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (3.16)$$

mit

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.17)$$

und

E_{UM}, E_{MUM}, E_{EUM}	[kPa]	Elastizitätsmodul
θ	[kPa]	Summe der Hauptspannungen
σ_d	[kPa]	Differenzspannung
p_a	[kPa]	Referenzspannung, 100 kPa
k_1	[kPa]	Modellparameter
k_2, k_3	[-]	Modellparameter
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	[MPa]	Hauptspannungen

Für den allgemeinen (räumlichen) Spannungszustand wurde das Modell durch UZAN und WITCZAK ([60] und [61]) dahingehend weiterentwickelt, dass die Differenzspannung σ_d durch die Oktaederschubspannung τ_{oct} ersetzt wurde (Gl. (3.18)). Detaillierte Ausführungen zur Berechnung von Oktaederspannungen sind in Abschnitt 3.3.6 zum DRESDNER Stoffmodell nachzulesen.

$$E_{UM} = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3} \quad (3.18)$$

*modifiziertes
Universalmodell*

Nimmt die Oktaederschubspannung τ_{oct} jedoch den Wert Null an, so nimmt auch der Elastizitätsmodul den Wert Null an. Um dies zu vermeiden, wurde dem Term τ_{oct}/p_a die additive Zahl Eins hinzugefügt ([62]). Gl. (3.19) erhielt den Namen MODIFIZIERTES UNIVERSAL-Modell (MUM).

In einigen Quellen werden die Gleichungen des KLASSISCHEN und des MODIFIZIERTEN UNIVERSAL-Modells in leicht veränderter Form dargestellt und der Parameter k_1 ebenfalls mit der Referenzspannung p_a multipliziert, wodurch k_1 seine Einheit verliert. Grundsätzlich können beide Ansätze verwendet werden. Zu beachten ist jedoch, dass für die Modellierung von Beanspruchungszuständen der gleiche Ansatz zu verwenden ist wie auch für die Bestimmung der

-
- 1 Die Verwendung gebrochener Exponenten erfordert die Verwendung positiv definierter Spannungen (beispielsweise als Beträge).
 - 2 Die Differenzspannung wird in der Literatur auch fälschlicherweise als Deviatorspannung bezeichnet. Sie stellt jedoch nur einen deviatorischen Spannungsanteil dar.

Modellparameter, die als Eingangsdaten für die Modellierung genutzt werden sollen.

$$E_{\text{MUM}} = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{\text{oct}}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (3.19)$$

Eine weitere Modifizierung ist im Australischen Design Guide ([48]) verankert. Das UNIVERSAL-Modell wird hier als MEPDG-Modell bezeichnet. Gemäß Gl. (3.20) wird die Spannung θ (Summe der Hauptspannungen) durch die hydrostatische Spannung bzw. Oktaedernormalspannung σ_{oct} ersetzt. Diese berechnet sich durch $\theta/3$ (mittlere Hauptspannung) und wird daher in [48] als σ_m bezeichnet. Die Berücksichtigung der Oktaederspannungen ist insbesondere für die Modellierung räumlicher Spannungszustände von Bedeutung (vgl. Abschnitt 3.3.6).

MEPDG-Modell

Für ergänzende Informationen zur Evaluierung der einzelnen Modellvarianten wird auf die Arbeit von BOATENG ([63]) verwiesen. UZAN fasst die wesentlichen Entwicklungsschritte in [64] zusammen.

$$E_{\text{MUM}} = k_1 \left(\frac{\sigma_{\text{oct}}}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{\text{oct}}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (3.20)$$

Da vornehmlich Druckbeanspruchungen in das Stoffmodell einfließen, nimmt die Oktaeder-Normalspannung im Regelfall nur negative Werte an, die Oktaeder-Schubspannung hingegen stets positive Werte. Der Exponent k_2 beschreibt somit den Anteil der hydrostatischen Druckspannungen und der Exponent k_3 den Anteil der Schubspannungen im Modell. k_1 beeinflusst hingegen den Absolutwert des Elastizitätsmoduls direkt.

Im Regelfall nimmt die Oktaeder-Normalspannung (hydrostatische Spannung) immer einen Wert ungleich Null an, da aufgrund des Eigengewichtes eines Baustoffgemisches sich im Korngerüst des Baustoffgemisches auch ohne äußere Belastung ein geringer Druckspannungszustand mit hydrostatischem Spannungsanteil einstellt. Nimmt die hydrostatische Druckspannung zu, so steigt auch der Elastizitätsmodul an und es stellt sich eine dichtere Kornlagerung ein, d. h. es kommt zur Versteifung (vgl. Abschnitt 2.3). Dieser Effekt wird in der Literatur auch als *Hardening Effect* bezeichnet. Nehmen in einem Korngerüst nun die Schubbeanspruchungen zu, so wirken diese dem Versteifungseffekt entgegen und führen durch Reduktion des Elastizitätsmoduls zu einem Aufweichen der Struktur. Dieser Effekt wird demnach auch als *Softening Effect* bezeichnet.

Aus dem Modellansatz und den vorangegangenen Überlegungen lässt sich ableiten, dass der Exponent k_2 stets positive und k_3 i. d. R. negative Werte annehmen müsste. SPANIER hat diese Überlegung anhand zahlreicher Materialuntersuchungen überprüft und diskutiert ([30] und [11]).

Auf Grundlage von Materialuntersuchungen von CANON FALLA ([20]), bei denen sich eindeutige Abhängigkeiten zwischen Wassergehalt und Elastizitätsmodul durch Änderung des Parameters k_1 zeigten, leitete CANON FALLA die in Gl. (3.21) dargestellte Modellerweiterung ab. Für die von ihm untersuchten Materialien zeigte sich ein linearer Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Elastizitätsmodul. Er formulierte deshalb k_1 in Abhängigkeit von dem

Erweitertes
Universalmodell

Verhältnis zwischen eingestelltem Wassergehalt W_{ist} und optimalem Wassergehalt W_{opt} . Der Parameter k_1 wird dabei durch die Parameter $k_{1,1}$ und $k_{1,2}$ ersetzt. Nachfolgend wird diese Modellvariante als ERWEITERTES UNIVERSAL-Modell (EUM) bezeichnet. SPANIER konnte im Rahmen seiner Untersuchungen den modifizierten Ansatz von CANON FALLA bestätigen. Er weist jedoch darauf hin, dass für jedes Baustoffgemisch mindestens zwei Wassergehalte eingestellt und untersucht werden müssen, vorzugsweise zwei Wassergehalte, die eine obere und eine untere Grenze definieren. Innerhalb dieser Grenzen kann im Anschluss für einen beliebigen Wassergehalt die Materialsteifigkeit, d. h. der Elastizitätsmodul, berechnet werden.

$$E_{\text{EUM}} = \left(k_{1,1} + k_{1,2} \frac{W_{\text{ist}}}{W_{\text{opt}}} \right) \left(\frac{\sigma_{\text{oct}}}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (3.21)$$

3.3.5 Dresdner Modell

Das DRESDNER Stoffmodell berücksichtigt sowohl das spannungsabhängige Verhalten des Elastizitätsmoduls als auch der Querdehnzahl von Gesteinskornmischen. Die hierfür derzeit gültigen formelmäßigen Zusammenhänge werden in Gl. (3.37) und Gl. (3.43) dargestellt. Das DRESDNER Modell wurde zunächst von WELLNER ([65]) und QUECK ([10]) entwickelt und später von GLEITZ ([58]) modifiziert.

*grundlegende
Beobachtungen*

Die ursprüngliche Formulierung des Stoffmodells gründet auf Beobachtungen von WELLNER ([66]), die während der Durchführung von Plattendruckversuchen gemacht wurden. Demnach ist bei zunehmender Druckbeanspruchung ein Anwachsen des Verformungswiderstandes von Gesteinskörnungen zu verzeichnen ([56]).

Kugeltheorie

Zur physikalischen Formulierung des beobachteten Verhaltens wurde zunächst die HERTZ'sche Theorie zur Beschreibung des Verhaltens von Kugelhaufwerken ([67]) zugrunde gelegt. Demnach wird davon ausgegangen, dass sich jede einzelne Kugel unter Belastung verformt, wodurch sich der Abstand zwischen zwei Kugelschwerpunkten ändert und eine belastungsabhängige Verformung des gesamten Kugelhaufwerkes resultiert (vgl. Abbildung 2.1). Hierbei wird angenommen, dass mit zunehmender Belastung der Druck zwischen zwei Kugeln ansteigt, infolge dessen sich die Berührungsflächen zwischen den zwei Elementen vergrößern. Durch die Druckzunahme von außen und die damit einhergehende Vergrößerung der Kontaktflächen bildet sich innerhalb der Einzelemente zunehmend ein Widerstand gegen eine weitere Annäherung der Kugelschwerpunkte aus. Dieses belastungsabhängige nichtlineare Verhalten beschreibt HERTZ über den Zusammenhang zwischen eingebrachter Belastung und daraus resultierender Änderung des Abstandes zwischen zwei Kugelschwerpunkten mittels einer Potenzfunktion.

Die Überlegungen, basierend auf der HERTZ'schen Theorie, decken sich weitestgehend mit den allgemeinen Betrachtungen zum mechanischen Verhalten granularer Straßenbaustoffe in Abschnitt 2.3.1.

Der Nachweise der Übertragbarkeit der HERTZschen Theorie auf Gesteinskornmische, bestehend aus unterschiedlich großen Elementen (hier Einzelkörnern), erfolgte durch LANDAU und LIEFSCHITZ ([68]) anhand von Ähnlichkeitsbetrachtungen. Demnach können die für die HERTZ'sche Kugeltheorie geltenden Gleichungen auch für Haufwerke bestehend aus Einzelementen kugelfremder Geometrie angewendet werden. Die Berücksichtigung des Einflusses der Geometrie der Einzelkörner in einem Haufwerk (bzw. Korngerüst) erfolgt über materialspezifische Faktoren, die jeweils für ggf. richtungsabhängige Gleichungen (Modellansätze) anzupassen sind.

Übertragung der Kugeltheorie auf Gesteinskornmische

Nachfolgend werden in Abschnitt 3.3.5.1 die zwei richtungsabhängigen Modellansätze basierend auf der Kugeltheorie sowie die daraus abgeleiteten Zusammenhänge erläutert. Die hierauf basierende Entwicklung des DRESDNER Stoffmodells wird in Abschnitt 3.3.5.2 und 3.3.5.3 beschrieben.

Es gilt zu bemerken, dass die ursprüngliche Entwicklung des DRESDNER Modells unter Annahme eines rotationssymmetrischen homogenen Spannungszustandes erfolgte, wie er unter Bedingungen im Triaxialversuch erwartet werden kann. Eine Anwendung des Stoffmodells für Berechnungsmodelle, in denen örtlich begrenzte Lasten aufgebracht werden, z. Bsp. bei der Nachbildung des Plattendruckversuches oder eines Befestigungsaufbaus unter Verkehrslast, erfordert die Umrechnung der im Stoffmodell berücksichtigten Spannungen in Spannungen, die auch allgemeine Spannungszustände repräsentieren können.³ Für eine solche Umrechnung zur Nachbildung allgemeiner Spannungszustände wird eine Modellerweiterung gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.3.6 empfohlen.

ursprünglicher Gültigkeitsbereich und dessen Erweiterung

Allgemeine inhomogene Spannungszustände können dazu führen, dass im Berechnungsmodell Zugbeanspruchungen auftreten, für die das DRESDNER Modell wegen der zugrundeliegenden Kugeltheorie in seiner ursprünglichen Form nicht definiert ist (vgl. Abschnitt 6.5). Das DRESDNER Stoffmodell ist somit für den Fall auftretender Zugbeanspruchungen entsprechend zu erweitern. Durch geeignete Erweiterungen bzw. Vorkehrungen im Berechnungsmodell bei Implementierung des Stoffmodells können in Tragschichten ohne Bindemittel auftretende Zugbeanspruchungen deutlich reduziert werden (vgl. Abschnitt 6.5.1).

Neben der Stoffmodellerweiterung für etwaige Zugbeanspruchungen besteht außerdem die Möglichkeit, durch weitere Nebenbedingungen im Berechnungsprogramm lokal Zugbeanspruchungen auf ein definiertes Minimum zu begrenzen. Hierbei gilt es jedoch genau zu prüfen, inwieweit die getroffenen Annahmen und die daraus resultierenden Änderungen des Modellverhaltens überhaupt physikalisch sinnvoll sind (vgl. Abschnitt 6.5.2 und 6.5.3).

Bei der Einbindung des DRESDNER Modells (wie auch anderer nichtlinearer Stoffmodelle) sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen, um verlässliche Ergebnisse bei vertretbarer Rechenzeit zu erzeugen. Einige Ausführungen hierzu können Abschnitt 6.4 entnommen werden.

³ Verfügbare Quellen lassen vermuten, dass für bisherige Berechnungen mit dem DRESDNER Modell, Bedingungen für den allgemeinen Spannungszustand nicht berücksichtigt wurden.

Da auf Grundlage gesichteter Literatur keine eindeutige Bestimmung der Modellparameter für das DRESDNER Modell möglich war, wird in Abschnitt 5.3 die Bestimmung der Modellparameter für das DRESDNER Modell ausführlich anhand eines umfangreichen Beispiels diskutiert. Hierbei werden verschiedene Möglichkeiten der Parameterbestimmung einbezogen.

Um dem Leser den Vergleich der Ausführungen in dieser Arbeit mit denen bereits existierender Literatur zu erleichtern, wurden, soweit sinnvoll, bekannte Formelzeichen zur Erklärung des Stoffmodells und zur Bestimmung der Modellparameter verwendet. Zum besseren Verständnis und zur Vermeidung von Doppelungen wurden zudem partiell Indizes geändert bzw. ergänzt.

3.3.5.1 Konstitutiver Ansatz des Dresdner Modells

Konstitutive
Gleichungen

Auf Grundlage von Ähnlichkeitsbetrachtungen durch LANDAU und LIEFSCHITZ ([68]) erfolgte die Übertragung der HERTZschen Kugeltheorie auf Gesteinskorn-gemische bestehend aus Einzelementen kugelfremder Geometrie. Für ein homogenes rotationssymmetrisches System können demnach die axialen Dehnungsanteile ϵ_1 und die radialen Dehnungsanteile ϵ_3 , die die Änderungen des Abstandes zwischen zwei Kornschwerpunkten definieren, durch Gl. (3.22) und Gl. (3.23) beschrieben werden.

$$\epsilon_1 = L \cdot \sigma_1^{1-\omega} - M \cdot \sigma_3 \quad (3.22)$$

$$\epsilon_3 = F \cdot \sigma_1 - G \cdot \sigma_3^{1-\omega} \quad (3.23)$$

$\sigma_1; \sigma_3$	[kPa]	Axial-; Radialspannung
$\epsilon_1; \epsilon_3$	[‰]	Axial-; Radialdehnung
ω	[-]	Spannungsexponent, nach HERTZ $\omega = 1/3$ ([67])
$L; G$	[kPa ^{-(1-ω)}]	Faktoren in den Beziehungen des rotations-
$M; F$	[kPa ⁻¹]	symmetrischen Spannungszustandes

Die beiden Gleichungen bilden die Grundlage für die Herleitung des DRESDNER Stoffmodells und die Bestimmung der Modellparameter. Die Spannungen σ_1 und σ_3 sind entsprechend der genannten Quellen als Beträge bzw. positive Werte zu verstehen.⁴

neue Konvention
der Indizes

Bei Annahme eines rotationssymmetrischen Spannungszustandes werden in der Literatur i. d. R. axiale Spannungen und Dehnungen als σ_1 bzw. ϵ_1 sowie radiale Spannungen und Dehnungen als σ_3 bzw. ϵ_3 bezeichnet. Nachfolgend wird von dieser Konvention abgesehen, um Doppelungen von Bezeichnungen in ähnlichem Kontext in dieser Arbeit zu vermeiden. Axiale Spannungen und Dehnungen werden nun als σ_z bzw. ϵ_z und radiale Spannungen und Dehnungen als σ_r bzw. ϵ_r bezeichnet. Aus Gl. (3.22) und Gl. (3.23) folgen somit:

$$\epsilon_z = L \cdot |\sigma_z|^{1-\omega} - M \cdot |\sigma_r| \quad (3.24)$$

⁴ Die Anwendung eines gebrochenen Exponenten auf eine negative Zahl ist mathematisch nicht zulässig. Die Berücksichtigung von Zugspannungen als Druckspannungen führt jedoch zu unrealistischen Ergebnissen.

$$\epsilon_r = F \cdot |\sigma_z| - G \cdot |\sigma_r|^{1-\omega}. \quad (3.25)$$

Aus der Grundform beider Gleichungen lässt sich ableiten, dass die Faktoren L und M sowie F und G ⁵ in Beziehung zu den Materialkenngrößen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl stehen und somit materialabhängige Größen sind. Bei Annahme spannungsabhängigem Materialverhaltens sind die vier Faktoren L und M sowie F und G beispielsweise aus den Ergebnissen von Triaxialversuchen unter Einbeziehung verschiedener Kombinationen axial und radial aufgebrachtter Spannungen zu ermitteln.

*indirekt gemessene
"reale" Kenngrößen*

Innerhalb dieser Arbeit gesichteter Untersuchungen fand der Ansatz für die Radialdehnungen ϵ_3 in Gl. (3.23) bisher keine Anwendung. Zudem sei darauf hingewiesen, dass in einigen Quellen⁶ Gl. (3.23) nicht korrekt wiedergegeben wird und die Parameter F und G ebenfalls durch die Parameter L und M repräsentiert werden. Dies ist grundsätzlich zwar möglich hätte aber zur Konsequenz, dass sich für die radiale Dehnung ϵ_3 ein anderer Zusammenhang ergeben würde als in Gl. (3.22) dargestellt.

Das elastische Verformungsverhalten granularer Straßenbaustoffe lässt sich (nach Untersuchung im Triaxialversuch) nicht nur durch die Grundgleichungen des DRESDNER Modells beschreiben, sondern bei Annahme eines rotationssymmetrischen Spannungszustandes und isotropen Materialverhaltens nach HOOKE auch gemäß Gl. (3.15) formulieren:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - 2\nu \cdot \sigma_r], \quad (3.15a)$$

$$\epsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_r + \sigma_z)]. \quad (3.15a)$$

Um die Faktoren L und M sowie F und G in Beziehung zu den Materialkenngrößen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl zu setzen, empfiehlt es sich, exemplarisch für die axiale Dehnung ϵ_z , Gl. (3.24) der Form nach in Gl. (3.15a) zu überführen.⁷ Hierfür wird in Gl. (3.24) der Term σ_1^ω / L (mit $\omega = 1/3$) ausgeklammert und es folgt:

$$\epsilon_z = \frac{L}{\sigma_z^{1/3}} \left(\sigma_z - \frac{\sigma_z^{1/3}}{L} \cdot M \cdot \sigma_r \right). \quad (3.26)$$

Mittels Koeffizientenvergleich lassen sich aus Gl. (3.26) die Formulierungen für den Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν in Abhängigkeit von den Faktoren L und M in Gl. (3.27) und Gl. (3.28) ableiten.

Gemäß den Ausführungen in den genannten Quellen werden die indirekt über die Faktoren L und M aus Versuchsdaten bestimmten Kenngrößen Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl ν durch den Index „R“ ergänzt und als „realer Elastizitätsmodul“ E_R bzw. „reale Querdehnzahl“ ν_R bezeichnet. Es folgt somit:

*„realer“
Elastizitätsmodul
und „reale“
Querdehnzahl*

⁵ Die Einheit der Faktoren L und M sowie F und G wurden in jüngster Literatur ([44] und [56]) nicht korrekt angegeben.

⁶ u. a. [44] und [56]

⁷ Der in [44] dargestellte Zusammenhang ist nicht zielführend hinsichtlich der Evaluierung von E (Gl. (3.27)) und ν (Gl. (3.28)).

$$E_R = \frac{\sigma_z^{1/3}}{L}, \quad (3.27)$$

$$\nu_R = \frac{M}{2L} \cdot \sigma_z^{1/3}. \quad (3.28)$$

Sowohl der Elastizitätsmodul E_R als auch die Querdehnzahl ν_R sind somit, bei Einbeziehung der voran genannten HERTZschen Kugeltheorie, rein rechnerisch betrachtet, spannungsabhängig. Beide Kenngrößen können, da sie aus im Triaxialversuch ermittelten Dehnungen bestimmt werden, als Referenzwerte für die mit dem DRESDNER Stoffmodell zu berechnenden spannungsabhängigen Elastizitätsmoduln und Querdehnzahlen genutzt werden.

3.3.5.2 Modellansatz für den homogenen Spannungszustand: Elastizitätsmodul

Elastizitätsmodul
Dresdner Modell

Ausgangspunkt für die Formulierung des spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls des DRESDNER Modells bildet der Ansatz von EHRLEER [69]. EHRLEER beschreibt den Elastizitätsmodul auf einem Halbraum bestehend aus einem Gesteinskorngemisch unter Berücksichtigung der beschriebenen Kugeltheorie mittels Potenzfunktion und überführt den Ansatz in Gl. (3.27) in den Zusammenhang in Gl. (3.31) indem er den Faktor L durch einen Bezugsmodul E_0 bei einer Druckspannung von 100 kPa beschreibt. Letzteres erscheint notwendig, um Einheitenkonformität zu gewährleisten. Die axiale Spannung σ_z wird bei EHRLEER durch die vertikale Druckspannung p ausgedrückt. Des Weiteren ergänzt er einen konstanten Steifigkeitsanteil E_K .

$$E_R = E_0 \cdot \left(\frac{p}{100 \text{ kPa}} \right)^{1/3} + E_K \quad (3.29)$$

mit

p	[kPa]	vertikale Druckspannung
E_R	[kPa]	Elastizitätsmodul, berechnet aus Messwerten
E_0	[kPa]	Bezugsmodul bei einer Druckspannung von 100 [kPa]
E_K	[kPa]	konstanter Anteil des Elastizitätsmoduls

E_K definiert laut EHRLEER den konstanten Steifigkeitsanteil, der für eine im Gesteinskorngemisch natürlich vorhandene Steifigkeit im unbelasteten Zustand steht. Solch eine Anfangssteifigkeit resultiert demnach aus Kornverzahnungen, Reibungen, Kohäsion und chemischen Bindungen. EHRLEER ergänzt jedoch, dass davon auszugehen ist, dass sich eine solche Anfangssteifigkeit erst nach einer gewissen Nutzungsdauer einstellt. In [58] und [56] wird hieraus abgeleitet, dass für Gesteinskorngemische, die im Labor, zum Beispiel mittels Triaxialprüfungen, untersucht werden, keine zusätzlich zu berücksichtigende Anfangssteifigkeit E_K vorhanden ist.

Dem widerspricht jedoch die Überlegung, dass die Herstellung von Prüfkörpern zur Durchführung von Triaxialversuchen mit Verdichtungsprozessen einhergeht, die ebenfalls eine Verzahnung der Einzelkörner bedingen.

Ausgehend von den Überlegungen von EHRLER und der Tatsache, dass die Bestimmung der Parameter des DRESDNER Modells auf der Auswertung von Triaxialversuchen gründet, definiert GLEITZ $E_K = 0$ und ersetzt in Gl. (3.31) die vertikale Druckspannung p wieder durch die axiale Gesamtspannung $|\sigma_z|$ (Druckspannung) aus dem Triaxialversuch.

Da der Bezugsmodul E_0 grundsätzlich auch von der radialen Spannung σ_r abhängig sein sollte, sollte auch hier ein formelmäßiger Zusammenhang formuliert werden können. Aus den Wertepaaren E_0 und σ_r lässt sich solch ein Zusammenhang ableiten. GLEITZ erklärt in seiner Arbeit ([58]), dass eine Potenzfunktion zu einer guten Korrelation zwischen E_0 und σ_r führt und stellt den Ansatz in Gl. (3.30) bereit. Abbildung 3.2 zeigt den nach Gl. (3.30) postulierten charakteristischen Verlauf von E_0 in Abhängigkeit von σ_r . Mit zunehmendem radialen Zelldruck (radiale Spannung $|\sigma_r|$) nimmt auch der Bezugsmodul zu.

$$E_0(\sigma_r) = Y_E + X_E \cdot |\sigma_r|^{Q_1} \quad (3.30)$$

mit

X_E	[kPa $^{1-Q_1}$]	Modellparameter
Y_E	[kPa]	Gleichanteil von E_0
Q_1	[-]	Modellparameter

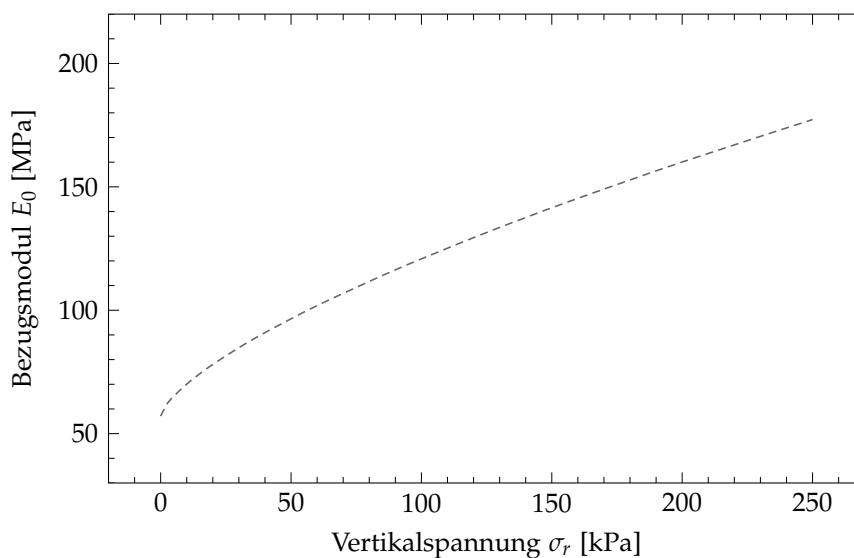


Abbildung 3.2: Exemplarische Darstellung des postulierten Funktionsverlaufs des Bezugsmoduls E_0

Der Ansatz gemäß Gl. (3.30) mit $E_0(\sigma_r)$ ist als empirischer Ansatz zu verstehen und wird im Rahmen der Bestimmung der Modellparameter des DRESDNER Modells kritisch diskutiert (vgl. Abschnitt 5.3).

E_0 in Gl. (3.31) kann nun durch die funktionale Beschreibung von E_0 in Gl. (3.30) ersetzt werden und es folgt:

$$E(\sigma) = (Y_E + X_E \cdot |\sigma_r|^{Q_1}) \cdot \left(\frac{p}{100 \text{ kPa}} \right)^{1/3} + E_K. \quad (3.31)$$

Nach Umformen folgt für den spannungsabhängigen Elastizitätsmodul $E(\sigma)$ mit $p = |\sigma_z|$ somit Gl. (3.32). Der Exponent von $|\sigma_z|^{1/3}$, der dem HERTZschen Spannungsexponenten entspricht, wird für eine allgemeine Darstellung durch den Parameter Q_2 angegeben.

$$E(\sigma) = \left(Y_E \left(\frac{1}{100 \text{ kPa}} \right)^{Q_2} + X_E \left(\frac{1}{100 \text{ kPa}} \right)^{Q_2} \cdot |\sigma_r|^{Q_1} \right) \cdot |\sigma_z|^{Q_2} \quad (3.32)$$

Die Terme $X_E \left(\frac{1}{100 \text{ kPa}} \right)^{Q_2}$ und $Y_E \left(\frac{1}{100 \text{ kPa}} \right)^{Q_2}$ können nun gemäß Gl. (3.33) und Gl. (3.34) durch Parameter ersetzt werden⁸. Diese werden, ausgehend von der bekannten Formulierung des DRESDNER Modells, mit C und Q benannt.

$$C = X_E \left(\frac{1}{100 \text{ kPa}} \right)^{Q_2} \quad (3.33)$$

$$Q = Y_E \left(\frac{1}{100 \text{ kPa}} \right)^{Q_2} \quad (3.34)$$

mit

$$C \quad [\text{kPa}^{(1-Q_1-Q_2)}] \quad \text{Modellparameter}$$

$$Q \quad [\text{kPa}^{(1-Q_2)}] \quad \text{Modellparameter}$$

Für $E(\sigma)$ folgt unter Berücksichtigung des konstanten Anteils des Elastizitätsmoduls E_K somit:

$$E(\sigma) = (Q + C \cdot |\sigma_r|^{Q_1}) \cdot |\sigma_z|^{Q_2} + E_K. \quad (3.35)$$

E_K wird in der Literatur durch den Parameter D ersetzt. σ_r entspricht der betragsmäßig kleinen Hauptspannung σ_I und σ_z der betragsmäßig großen Hauptspannung σ_{III} (vgl. Gl. (3.37)). Es muss somit gelten: $|\sigma_z| \geq |\sigma_r|$. Mit

$$E_{DM}(\sigma) = E(\sigma), \quad D = E_K \quad \text{sowie} \quad \sigma_{III} = |\sigma_z| \quad \text{und} \quad \sigma_I = |\sigma_r| \quad (3.36)$$

ergibt sich schließlich die funktionale Formulierung des Elastizitätsmoduls des DRESDNER Modells:

$$E_{DM}(\sigma) = (Q + C \cdot \sigma_I^{Q_1}) \cdot \sigma_{III}^{Q_2} + D, \quad (3.37)$$

E_{DM}	[kPa]	Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells
σ_I	[kPa]	betragsmäßig kleine Hauptspannung
σ_{III}	[kPa]	betragsmäßig große Hauptspannung
Q	$[\text{kPa}^{(1-Q_2)}]$	Modellparameter
C	$[\text{kPa}^{(1-Q_1-Q_2)}]$	Modellparameter
Q_1	[-]	Modellparameter
Q_2	[-]	Modellparameter
D	[kPa]	Modellparameter

⁸ Der formelmäßige Zusammenhang zwischen Q und Y_E sowie C und X_E wurde in jüngster Literatur ([44] und [56]) falsch angegeben.

wobei im Allgemeinen für das DRESDNER Modell gilt:

$$\sigma_I \leq \sigma_{III}. \tag{3.38}$$

Für weitere Ausführungen zur Herleitung und zeitlichen Entwicklung des DRESDNER Stoffmodells wird auf die Arbeit von QUECK ([10]) verwiesen.

3.3.5.3 Modellansatz für den homogenen Spannungszustand: Querdehnzahl

Hinsichtlich einer ausführlichen Herleitung des Ansatzes für die spannungsabhängige Querdehnzahl des DRESDNER Modells bzw. für die darauf aufbauende Parameterbestimmung der Modellfunktion der Querdehnzahl wird in [58] auf eine weitere Quelle, eine Diplomarbeit ([70]) verwiesen, deren Verfügbarkeit jedoch nicht mehr bestätigt werden kann. Jüngere Quellen ([56, 44]) stellen zwar eine Berechnungsmöglichkeit der Modellparameter für Gl. (3.43) bereit zeigen jedoch nicht die ursprüngliche Herleitung bzw. den ursprünglichen Berechnungsweg auf. Zudem führt nach Meinung der Autorin die dort beschriebene Bildung der Modellfunktion der spannungsabhängigen Querdehnzahl und die daraus abgeleitete Vorgehensweise zur Bestimmung der Modellparameter mitunter zu unplausiblen Ergebnissen. Die Vorgaben in [56] und [44] werden daher nachvollziehbar angepasst.

*Querdehnzahl
Dresdner Modell*

Bei Betrachtung der mit Gl. (3.28) zu ermittelnden rechnerischen Querdehnzahlen ν_R lässt sich laut KOHLER ([71]) ableiten, dass eine Zunahme der Zellspannung σ_r im Triaxialversuch eine Abnahme der Querdehnzahl bedingt, bei zunehmendem Verhältnis von axialer zu radialer Spannung (σ_z/σ_r) hingegen eine Zunahme der Querdehnzahl folgt. Die Abhängigkeit der Querdehnzahl von der Zellspannung σ_r und von dem Hauptspannungsverhältnis σ_z/σ_r lässt sich nach KOHLER durch zwei verschieden gerichtete lineare Ansatzfunktionen gemäß Gl. (3.39) und Gl. (3.40), d.h. durch eine zweidimensionale Regression, empirisch beschreiben. Ein direkter Bezug zum Ansatz der „realen“ Querdehnzahl in Gl. (3.28) ist nicht ersichtlich.

$$\nu_1 = R \cdot \frac{|\sigma_z|}{|\sigma_r|} + X_\nu \tag{3.39}$$

$$\nu_2 = A \cdot |\sigma_r| + Y_\nu \tag{3.40}$$

Werden die beiden Ansätze in Gl. (3.39) und Gl. (3.40) zusammengefasst, so ist zu beachten, dass die Gleichungen zu superpositionieren sind. Entgegen den Angaben in der gesichteten Literatur⁹ empfiehlt die Autorin, den Parameter X_ν in Gl. (3.39) durch Gl. (3.40) zu ersetzen, da anzunehmen ist, dass auch der Gleichanteil in Gl. (3.39) eine Abhängigkeit von σ_r aufweist, äquivalent zu den

⁹ Gemäß ([44] und [56]) sind X_ν und Y_ν zu addieren, wobei aus der Summe beider Parameter der Modellparameter B berechnet wird.

Überlegungen zum Bezugsmodul $E_0(\sigma_r)$ zur Formulierung des Elastizitätsmoduls E_{DM} des DRESDNER Modells. Für die Querdehnzahl $\nu(\sigma)$ folgt somit:

$$\nu(\sigma) = R \cdot \frac{|\sigma_z|}{|\sigma_r|} + A \cdot |\sigma_r| + Y_\nu. \quad (3.41)$$

R	[-]	Modellparameter
A	[kPa ⁻¹]	Modellparameter
X_ν	[-]	Modellparameter
Y_ν	[-]	Modellparameter, Gleichanteil Querdehnzahl

Die Berechnung verschiedener Parametersätze durch die Autorin bestätigen diese Vorgehensweise.

Analog zum Elastizitätsmodul E_{DM} des DRESDNER Modells folgt aus Gl. (3.41) mit

$$\nu_{DM}(\sigma) = \nu(\sigma), \quad \sigma_{III} = |\sigma_z|, \quad \sigma_I = |\sigma_r| \quad \text{und} \quad B = Y_\nu \quad (3.42)$$

die funktionale Formulierung der Querdehnzahl des DRESDNER Modells:

$$\nu_{DM}(\sigma) = R \cdot \frac{\sigma_{III}}{\sigma_I} + A \cdot \sigma_I + B, \quad (3.43)$$

ν_{DM}	[-]	Querdehnzahl des DRESDNER Modells
B	[-]	Modellparameter, Gleichanteil Querdehnzahl

wobei im Allgemeinen für das DRESDNER Modell wieder gilt:

$$\sigma_I \leq \sigma_{III}. \quad (3.38)$$

3.3.6 Erweiterung des Dresdner Modells für den allgemeinen Spannungszustand

Zur Beschreibung des allgemeinen dreidimensionalen Spannungszustandes in einem Medium (hier Straßenbefestigung) wird ein Tensor mit seinen Normalspannungen (σ_{xx} , σ_{yy} und σ_{zz}) und Schubspannungen (τ_{xy} , τ_{yz} und τ_{xz}) verwendet (vgl. Bezugssystem in Abbildung 3.1). Durch Drehung des zugrunde liegenden Koordinatensystems ändern sich die Werte der einzelnen Spannungskomponenten. Im Hauptachsensystem nehmen die Schubspannungen den Wert Null an. Die verbleibenden Normalspannungen werden in diesem System (bzw. in dieser Schnittebene) als Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 bezeichnet. Man befindet sich somit in der Hauptspannungsebene. (vgl. Abschnitt 3.1.3)

I. d. R. wird die größte Hauptspannung (vorzeichenrichtig) als 1. Hauptspannung σ_1 und die kleinste Hauptspannung als 3. Hauptspannung σ_3 bezeichnet (vgl. Gl. (3.44)).

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3. \quad (3.44)$$

Wirken die Normal- und Schubspannungen in Ebenen, „deren Normalen gleiche Winkel mit den Hauptachsen einschließen; nämlich $54,7^\circ$ “ ([72]), so wird dabei ein gleichseitiges dreieckiges Flächenelement aufgespannt, dessen Eckpunkte den drei am weitesten voneinander entfernten Eckpunkten eines Volumenelementes entsprechen. Acht solcher Dreieckselemente ergeben einen Oktaeder. Die Normal- und Schubspannungen werden für den beschriebenen Fall daher als Oktaeder-Normal- (σ_{oct}) und Oktaeder-Schubspannungen (τ_{oct}) bezeichnet. Beide Oktaeder-Spannungen sind Invarianten und somit unabhängig von der Wahl des Bezugskoordinatensystems. Die Oktaeder-Normalspannung σ_{oct} wird in der Literatur auch als hydrostatische Spannung σ_{hyd} bezeichnet.

Die Oktaederspannungen können genutzt werden, um zwischen verschiedenen Koordiantensystemen umzurechnen. Diese Überlegungen sowie die Begriffe Oktaeder-Normal- und Oktaeder-Schubspannung gehen auf NÁDAI (u. a. [73]) zurück. Aufgrund der definierten Lage der Oktaederspannungen gegenüber dem Hauptachsensystem lassen sich die Oktaederspannungen σ_{oct} und τ_{oct} in Abhängigkeit von den Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 gemäß Gl. (3.45) und Gl. (3.46) formulieren.

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.45)$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (3.46)$$

Bei Annahme „eines homogenen rotationssymmetrischen“ (hrs) Spannungszustandes, wie er im Triaxialversuch vorzufinden ist (vgl. Kapitel 2), gilt für $|\sigma_z| > |\sigma_\varphi|$ (Axialdruck > Radialdruck im Triaxialversuch) für die Hauptspannungen $\sigma_1 = \sigma_2$. Gl. (3.45) und Gl. (3.46) lassen sich somit zu Gl. (3.47) und Gl. (3.48) vereinfachen:

$$\sigma_{\text{oct,hrs}} = \frac{1}{3}(2 \cdot \sigma_{1,\text{hrs}} + \sigma_{3,\text{hrs}}), \quad (3.47)$$

$$\tau_{\text{oct,hrs}} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_{1,\text{hrs}} - \sigma_{3,\text{hrs}}). \quad (3.48)$$

Durch ineinander Einsetzen und Umstellen der Gleichungen 3.47 und 3.48 folgt die Formulierung der Hauptspannungen $\sigma_{1,\text{hrs}}$ und $\sigma_{3,\text{hrs}}$ für einen homogenen rotationssymmetrischen Spannungszustand in Abhängigkeit von den beiden Oktaederspannungen:

$$\sigma_{1,\text{hrs}} = \sigma_{\text{oct,hrs}} + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \tau_{\text{oct,hrs}}, \quad (3.49)$$

$$\sigma_{3,\text{hrs}} = \sigma_{\text{oct,hrs}} - \sqrt{2} \cdot \tau_{\text{oct,hrs}}. \quad (3.50)$$

Zur Beschreibung allgemeiner Spannungszustände wird schließlich $\sigma_{\text{oct,hrs}}$ mit σ_{oct} und $\tau_{\text{oct,hrs}}$ mit τ_{oct} gleichgesetzt und es folgt:

$$\sigma_{1,\text{hrs}} = \sigma_{\text{oct}} + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \tau_{\text{oct}} \quad (3.51)$$

$$\sigma_{3,\text{hrs}} = \sigma_{\text{oct}} - \sqrt{2} \cdot \tau_{\text{oct}}. \quad (3.52)$$

Mit Gl. (3.51) und Gl. (3.52) können die Modellansätze in Gl. (3.37) und Gl. (3.43) des DRESDNER Modells für den allgemeinen Spannungszustand erweitert werden. Zu beachten ist jedoch, dass für etwaig auftretende Zugspannungen weitere Anpassungen vorgenommen werden müssen (vgl. Abschnitt 6.5).

Aus den Bedingungen in Gl. (3.44) und Gl. (3.45) kann abgeleitet werden, dass vornehmlich Druckbeanspruchungen in das Stoffmodell einfließen, so dass die Oktaeder-Normalspannung im Regelfall nur negative Werte annimmt. Da das DRESDNER Modell für Zugspannungen nicht definiert ist, wurde die Oktaeder-Normalspannung entsprechend als negativ definiert, woraus folgt:

$$\sigma_{1,\text{hrs}} = -|\sigma_{\text{oct}}| + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \tau_{\text{oct}}, \quad (3.53)$$

$$\sigma_{3,\text{hrs}} = -|\sigma_{\text{oct}}| - \sqrt{2} \cdot \tau_{\text{oct}}. \quad (3.54)$$

Des Weiteren gilt es zu beachten, dass im DRESDNER Modell nur Beträge von Spannungen berücksichtigt werden. Für die Modelleinbindung wurden daher Gl. (3.53) und Gl. (3.54) durch Beträge ergänzt und vereinfachend umgeformt, woraus für die Spannungen σ_{I} und σ_{III} des DRESDNER Modells (Gl. (3.37) und Gl. (3.43)) somit Gl. (3.55) und Gl. (3.56) folgen:

$$\sigma_{\text{I}} \equiv |\sigma_{1,\text{hrs}}| = \left| |\sigma_{\text{oct}}| - \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \tau_{\text{oct}} \right| \quad (3.55)$$

$$\sigma_{\text{III}} \equiv |\sigma_{3,\text{hrs}}| = \left| |\sigma_{\text{oct}}| + \sqrt{2} \cdot \tau_{\text{oct}} \right|. \quad (3.56)$$

3.3.7 Plastische Modellansätze

Bei zyklischer Belastung akkumulieren sich die plastischen Dehnungsanteile. Zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens ungebundener Befestigungsschichten ist daher neben der Berücksichtigung möglicher Beanspruchungszustände, resultierend aus unterschiedlichen Belastungszuständen, die Einbeziehung der Anzahl an zu ertragenden Überrollungen maßgebend. LEKARP ([18]) untersuchte im Rahmen einer umfassenden Literaturstudie verschiedene Ansätze. Die Autoren des Forschungsvorhabens „Straßenbefestigungen aus dünnen Asphaltsschichten auf qualitativ hochwertigen Tragschichten ohne Bindemittel für Bundesstraßen“ ([20]) schlagen zur Vorhersage bleibender Verformungen in Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten, unter Einbeziehung der Recherchen von LEKARP, das plastische Verformungsmodell in Gl. (3.57) vor.

$$\frac{\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{pl}}}{\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{pl}}} = \frac{\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{el}}}{\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{el}}} \quad (3.57)$$

mit

$\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{pl}}$ [-]	plastische Dehnung unter Laborbedingungen
$\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{pl}}$ [-]	plastische Dehnung unter Feldbedingungen
$\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{el}}$ [-]	elastische Dehnung unter Laborbedingungen
$\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{el}}$ [-]	elastische Dehnung unter Feldbedingungen

Grundannahme dieses Modells ist, dass die in realen Befestigungen auftretenden bleibenden Verformungen mit denen, bestimmt unter Laborbedingungen, korrelieren, vorausgesetzt es werden die gleichen Materialien und die gleiche Materialzusammensetzung (inkl. Wassergehalt und Verdichtungsgrad) zugrunde gelegt. Hieraus folgt, dass aus im Labor bestimmten plastischen Verformungen das plastische Verhalten der gleichen Materialien in einer Straßenbefestigung abgeleitet werden kann. Das Modell beschreibt weiter einen Zusammenhang zwischen elastischer und plastischer Dehnung. Es besagt, dass der Quotient aus plastischer Dehnung, bestimmt unter Laborbedingungen, und plastischer Dehnung, bestimmt in situ, dem Quotienten entspricht, der sich aus dem Verhältnis elastischer Dehnung bestimmt unter Laborbedingungen zu elastischer Dehnung bestimmt in situ ergibt.

In [20] wird anhand eines Beispiels gezeigt, wie die plastische Dehnung $\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{pl}}$ unter Laborbedingungen versuchstechnisch mittels triaxialem Druck-Schwellversuch bestimmt werden kann. Ergebnis ist die plastische Dehnung in Abhängigkeit von der aufgebrachten Lastwechselanzahl. Es wird außerdem erklärt, dass zu Versuchsbeginn oft Nachverdichtungsprozesse beobachtet werden konnten, die zu einem schnellen kurzzeitigen Anstieg der plastischen Dehnungen führten. Nach dieser Adaptionphase stellte sich i. d. R. ein linearer Zusammenhang zwischen plastischer Dehnung und Lastwechselanzahl ein. Der Bereich des linearen Zusammenhangs lässt sich gemäß Gleichung Gl. (3.58) beschreiben.

$$\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{pl}} = \alpha + \lambda \cdot N_{\text{pl}} \tag{3.58}$$

mit

N_{pl} [10^6 Zyklen]	Anzahl Lastwechsel
α [%o]	plastische Dehnung nach kurzer Belastungsdauer
λ [%o/ 10^6 Zyklen]	plastische Dehnungsrate

Der Parameter α resultiert aus dem anfänglichen Anstieg der plastischen Dehnung während der Adaptionphase. λ repräsentiert hingegen die Dehnungsrate, die sich nach der Adaptionphase einstellt. Da die Adaptionphase sowohl von der Herstellung der Prüfkörper als auch von der Art der Versuchsdurchführung (Single- oder Multistage) abhängig und schwer eindeutig zu definieren ist, wurden für die Bewertung der vorgestellten Untersuchungen nur die Verformungen nach der Adaptionphase berücksichtigt. Der Parameter α wurde

somit vernachlässigt, so dass sich Gl. (3.58) zu Gl. (3.59) vereinfachen lässt. Dieser vereinfachte Ansatz wurde auch im Rahmen dieser Arbeit in Anwendung gebracht und kritisch bewertet.

$$\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{pl}} = \lambda \cdot N_{\text{pl}} \quad (3.59)$$

Für die Berechnung von λ wird in [20] der empirisch aufgestellte Ansatz in Gl. (3.60) vorgestellt. Ausgehend von der Überlegung, dass ein eindeutiger Zusammenhang zwischen eingetragendem Spannungsniveau und resultierender plastischer Dehnungsrate besteht, wurde postuliert, dass, wenn verschiedene Beanspruchungszustände zu gleichen elastischen Dehnungen führen, die gleichen Beanspruchungszustände dann auch zu identischen plastischen Dehnungen führen.

$$\lambda = a_1 \cdot \left(\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{el}} \right)^{a_2} \quad (3.60)$$

mit

a_1	[1/10 ⁶ Zyklen]	Modellparameter
a_2	[-]	Modellparameter

Für die plastische Dehnung in situ ergibt sich somit:

$$\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{pl}} = \epsilon_{\text{Labor}}^{\text{pl}} \frac{\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{el}}}{\epsilon_{\text{Labor}}^{\text{el}}} \quad (3.61)$$

Um von der plastischen Dehnung $\epsilon_{\text{Feld}}^{\text{pl}}$ auf die plastische Verformung zu schließen, die als eigentliche Bewertungsgröße anzusehen ist, muss die plastische Dehnung über die Dicke der zu bewertenden Schicht in Abhängigkeit von der horizontalen Koordinate (hier: Radius) integriert werden (siehe Gl. (3.62)). Schichten, für die das Modell nicht konzipiert ist, dürfen hierbei nicht einbezogen werden.

$$w_{\text{pl}}(r) = \int_{d_{\text{ToB}}} \epsilon_{\text{Feld}}^{\text{pl}}(r) dz \quad (3.62)$$

Grundsätzlich ist es auch möglich, um den Berechnungsaufwand auf ein Minimum zu begrenzen, die plastische Einsenkung w_{pl} zunächst für einen Lastwechsel N_{pl} zu berechnen und anschließend mit einer beliebigen Lastwechselanzahl zu multiplizieren. Diese Vorgehensweise wurde in dieser Arbeit verfolgt und erlaubt eine schnelle Bewertung der plastische Einsenkung w_{pl} in Abhängigkeit von beliebigen Lastwechselanzahlen, repräsentativ für tatsächliche Überrollungen durch Fahrzeuge.

DIMENSIONIERUNG UND BEWERTUNG FLEXIBLER STRASSENKONSTRUKTIONEN

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

Dimensionierung

Bewertung

Die Bemessung bzw. Dimensionierung von Verkehrsflächen erfolgt derzeit in Deutschland auf Grundlage verschiedener Methodiken. Gemäß anzuwendendem Regelwerk sind in Abhängigkeit von der vorhandenen oder prognostizierten Verkehrsbelastung sowie der gewünschten Bauweise (z. Bsp. Asphalt- oder Betonbauweise) aus Tafel 1 oder Tafel 2 der „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12)“ [1] zu realisierende Schichtdicken (unter Einhaltung zulässiger Schwankungen) abzulesen. Diese Schichtdicken basieren im Wesentlichen auf empirisch gewonnenen Erkenntnissen. Auch die notwendige Gesamtdicke einer Befestigung, als frostsichere Dicke des Oberbaus bezeichnet, lässt sich nach den Vorgaben der RStO 12 ([1]) berechnen und ist ebenfalls Bestandteil der RStO 12. Eine standardisierte Dimensionierung nach den RStO 12 ermöglicht einerseits eine relativ schnelle Festlegung eines Befestigungsaufbaus, andererseits erlaubt die Methodik keine Berücksichtigung befestigungsspezifischer Gegebenheiten. D. h., insbesondere die Eigenschaften und das thermo-mechanische Verhalten der in den einzelnen Schichten einzubauenden Materialien werden außer Acht gelassen. Neuartige Baumaterialien und Bauweisen können nicht gesondert berücksichtigt werden. Eine wirtschaftlich orientierte Anpassung von Schichtdicken ist nicht möglich. Auch können sich verändernde Verkehrsbelastungen und klimatische Bedingungen bei der Wahl des Konstruktionsaufbaus nicht ausreichend detailliert einbezogen werden.

RStO 12

Das empirische Dimensionierungsverfahren nach den RStO 12 soll zukünftig durch rechnerische Verfahren ersetzt werden, die das tatsächliche Materialverhalten zu verwendender Baustoffgemische in Form materialspezifischer Modelle sowie berechneter Beanspruchungen, resultierend aus vorhandener Verkehrsbelastung und vorhandenen klimatischen Einflüssen (vgl. Abschnitt 4.1), einbeziehen. Aus Belastungszuständen werden Beanspruchungszustände ermittelt, aus denen Lebensdauern prognostiziert werden können, wodurch objektbezogene Schichtdickenanpassungen wiederum ermöglicht werden. Hierfür stehen

RDO Asphalt

bereits heute dem Anwender die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 09 bzw. die überarbeitete Version 09/19, [2] bzw. [3]) sowie die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton 09, [74]¹) zur Verfügung. Die Anwendung beider Regelwerke erfolgt bisher allerdings noch nicht obligatorisch, sondern nur für PPP-Projekte, Funktionsbauverträge und für Beobachtungsstrecken.

Entscheidend für das Verständnis der vorliegenden Arbeit sind die RDO Asphalt. Die RDO Asphalt beschreiben ein Berechnungsverfahren, das auf Grundlage von Erfahrungswerten, basierenden auf den in den RStO 12 zusammengefassten Befestigungsvarianten, kalibriert wurde. Sie definieren, ausgehend von bekannten Schadensbildern, welche die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen maßgeblich reduzieren, Schadenskriterien. Dies gilt sowohl für gebundene als auch für ungebundene Befestigungsschichten. Vornehmlich wird dabei zwischen Ermüdungsbeständigkeit und Beständigkeit gegenüber plastischer Verformung differenziert. Für jedes maßgebende Schadenskriterium ist nach den RDO Asphalt ein rechnerischer Nachweis an kritischen Punkten der Befestigung zu führen (vgl. Abschnitt 4.2 und 4.3). Gilt ein Nachweis als nicht erfüllt, so ist ein Befestigungsaufbau so lange anzupassen (i. d. R. durch die Variation einzelner Schichtdicken oder Materialeigenschaften), bis die gewünschte Befestigung die angestrebte Nutzungsdauer weitestgehend schadlos erreicht. Berechnete Beanspruchungen für ungebundene und hydraulisch gebundene Schichten dürfen die im gültigen Regelwerk festgelegten Grenzwerte nicht überschreiten. Für Asphalte ergeben sich die maßgebenden Grenzwerte nach definierter Durchführung der im Regelwerk vorgegebenen Laborversuche bzw. nach Auswertung der Versuchsergebnisse.

Alternativ kann das Verfahren nach den RDO Asphalt genutzt werden, um für einen gewählten Befestigungsaufbau mit definierten Materialien eine zu erwartende Nutzungsdauer bzw. einen zu erwartenden Ausfallzeitpunkt zu prognostizieren. Umfassende Ausführungen zur Anwendung der RDO Asphalt können in der Arbeit von ZEISLER ([75]) nachgelesen werden.

Die Nachweisführungen für bestehende Befestigungen (Substanzbewertungen) sind grundsätzlich äquivalent zu den Nachweisführungen für Neubaumaßnahmen. Entscheidender Unterschied ist jedoch, dass bei der Bewertung einer vorhandenen Straßenkonstruktion reale Schichtdicken sowie das tatsächliche Materialverhalten der verwendeten Baustoffgemische berücksichtigt werden kann. Letzteres erfolgt durch labortechnische Untersuchungen von Materialproben (Probekörpern oder Prüfkörpern), die aus der jeweiligen Befestigung entnommenen Bohrkernen gewonnenen werden. Zugrundeliegendes Regelwerk für die Substanzbewertung von flexiblen Straßenkonstruktionen bilden die „Richtlinien für die Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise“ (RSO Asphalt 15, [51]).

Rechnerische Nachweisführungen können grundsätzlich nach zwei Methoden durchgeführt werden. Stehen im Zug von Dimensionierungs- oder Sub-

¹ Die RDO Asphalt und die RDO Beton befindet sich zum aktuellen Zeitpunkt in Überarbeitung.

stanzbewertungsaufgaben keine realen Kenngrößen (bzgl. Schichtdicken und Materialeigenschaften) zur Verfügung, so können auch keine Aussagen hinsichtlich vorhandener Streubreiten getroffen werden. Den einzelnen Kenngrößen sind somit Werte zuzuordnen, die als „mittlere Werte“ bezeichnet werden können. In diesem Fall gilt es i. d. R., die *deterministische* Verfahrensweise anzuwenden.² Liegen hingegen reale Kenngrößen vor, so weisen die zugrundeliegenden Werte eine definierte Streuung um ebenfalls „mittlere Werte“ auf. Durch statistische Kenngrößen bzw. -werte können die Streubreiten vorhandener Schichtdicken und Materialkenngrößen durch die Anwendung der *probabilistischen* Verfahrensweise beschrieben und in Klassen eingeteilt werden. Für eine rechnerische Nachweisführung sind die mittleren Eigenschaften einer jeden Klasse einer Kenngröße mit den mittleren Eigenschaften einer jeden Klassen der anderen Kenngröße(n) zu kombinieren. Hierdurch erhöht sich der Rechenaufwand gegenüber der Anwendung der deterministischen Verfahrensweise merklich. Ergebnis sind neben Restnutzungsdauern auch Ausfallwahrscheinlichkeiten, die Auskunft darüber geben, wie viel Prozent einer Fläche, bezogen auf ein Nutzungsjahr, als ausgefallen zu bewerten ist. In Abhängigkeit von der Klassifizierung einer Straßenbefestigung werden unterschiedliche Grenzwerte für Ausfallwahrscheinlichkeiten festgelegt. Wird ein Grenzwert überschritten, so gilt die Befestigung als ausgefallen und Erneuerungsmaßnahmen sind einzuplanen.

Die Anwendung der probabilistischen Verfahrensweise erlaubt ein differenziertes Erhaltungsmanagement, wodurch Maßnahmen besser geplant und zur Verfügung stehende finanzielle Mittel gezielter investiert werden können. Ergänzende Informationen zur Anwendung und zum Vergleich der deterministischen und der probabilistischen Verfahrensweise können in den RSO Asphalt 15 ([51]) nachgelesen werden.

Abschließend gilt zu bemerken, dass die Nachweis- bzw. Berechnungsverfahren gemäß den RDO Asphalt und den RSO Asphalt bisher nur für Asphalttragschichten bei Verwendung von Befestigungen mit relativ dicken Asphaltpaketen, wie in den RStO aufgelistet, definiert wurden. Für Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphaltschichten (von beispielsweise 4 cm) auf Tragschichten ohne Bindemittel können die Ansätze in den genannten Regelwerken nicht uneingeschränkt angewendet werden. Besonderheiten, die aus der Bauweise „dünne Asphaltschicht auf ungebundener Tragschicht“ folgen, sind in Abschnitt 4.4 und insbesondere in Kapitel 6 und 7 erläutert.

Unabhängig von der gewählten Bauweise sind für die Dimensionierung und Bewertung von flexiblen Straßenkonstruktionen die gleichen Beanspruchungsgrößen maßgebend. Je nach Schadens- bzw. Versagenskriterium können unterschiedliche Sicherheitsniveaus festgelegt werden. Diese gilt es fortwährend mit anwachsendem Erfahrungshintergrund zu beobachten und ggf. anzupassen.

² Alternativ besteht die Möglichkeit, aus Erfahrungen gesammelte Streubreiten zu benutzen, wodurch ebenfalls die Anwendung der probabilistischen Verfahrensweise möglich wird.

4.1 BEANSPRUCHUNGSGRÖSSEN

Im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung bzw. Restsubstanzbewertung von Asphaltbefestigungen sind zunächst dimensionierungsrelevante Eingangsgrößen bereitzustellen. Neben materialspezifischen Parametern (vgl. Kapitel 2) sind die Beanspruchungsgrößen „klimatische“ Einflüsse (vgl. Abschnitt 4.1.1) und „Verkehrsbelastung“ (vgl. Abschnitt 4.1.2) zu berücksichtigen.

4.1.1 Beanspruchungen infolge klimatischer Einflüsse

Eine Verkehrsflächenbefestigung wird im Laufe Ihrer Nutzungszeit verschiedenen klimatischen Beanspruchungen ausgesetzt. Hierzu zählen vor allem Niederschlag und thermische Beanspruchungen bzw. die Wechselwirkung beider.

4.1.1.1 Beanspruchungen infolge thermischer Einflüsse

Eine Verkehrsflächenbefestigung unterliegt im Laufe ihrer Nutzungsdauer deutlichen Temperaturschwankungen (von ca. -20 °C bis $+50\text{ °C}$). In Abhängigkeit von der geografischen Lage einer Befestigung lassen sich für ein definiertes Spektrum an Oberflächentemperaturen unterschiedliche Auftretenshäufigkeiten (jeweils repräsentativ für ein Beobachtungsjahr) ermitteln. Hess erarbeitete eine Einteilung der Oberflächentemperaturen in 13 spezifische Klassen mit einer Klassenbreite von jeweils 5 K ([76]). Die Mitte einer jeden Klasse kennzeichnet eine charakteristische Oberflächentemperatur (vgl. Abbildung 4.1). Die exakten Grenzen der einzelnen Klassen können aus Tabelle B.3 in Anhang B abgeleitet werden.

In Abhängigkeit von der auftretenden Oberflächentemperatur resultieren unterschiedliche tiefenabhängige Temperaturen in einer Asphaltbefestigung. Die Berechnung der Temperaturzustände in Abhängigkeit von mittleren (bzw. charakteristischen) Oberflächentemperaturen und gewünschter Befestigungstiefe erfolgt, gemäß [77] bzw. [78], nach Gl. (4.1)³ und Tabelle B.1 in Anhang B. Abbildung 4.1 zeigt für 13 charakteristische Oberflächentemperaturen T_o die sich mit zunehmender Tiefe ändernden Asphalttemperaturen T_t . Die hier gezeigte Abhängigkeit ist Bestandteil der RDO Asphalt 09 ([2]). Die dargestellten Verläufe werden nachfolgend als *RDO-Verläufe* bezeichnet. Die Häufigkeitsverteilungen der Oberflächentemperaturen sind in Anhang B, Tabelle B.3 zusammengefasst.

RDO-Verläufe

$$y = b \cdot \ln(0,01 \text{ mm}^{-1} \cdot x + 1,0) + T_o \quad (4.1)$$

³ Gleichung und Einheiten weichen partiell von den Angaben in [2] ab. Die erfolgten Anpassungen sind notwendig, um Einheitenkonsistenz zu gewährleisten.

mit

x	[mm]	Tiefe ab Fahrbahnoberkante
y	[°C]	Asphalttemperatur in der Tiefe x
T_0	[°C]	Charakteristische Oberflächentemperatur
b	[°C]	Parameter, abhängig von der charakteristischen Oberflächentemp. T_0 (vgl. Tab. B.1 in Anhang B)

Bei Betrachtung der Veränderung der Asphaltoberflächentemperaturen in Abhängigkeit von der Tages- und Jahreszeit ergeben sich für den Zeitraum eines Jahres unterschiedliche tageszeitenabhängige Oberflächentemperaturen. Eine Methode zur Berechnung von stündlich aufgeschlüsselten Oberflächentemperaturen stellt die „KiST-Methode“ dar. Die KiST-Methode gilt als einfache Ersatzmethode für bekannte empirisch-physikalische Modelle, bei denen Oberflächentemperaturen „aus der Energiebilanz an der Grenzfläche Atmosphäre - Fahrbahn abgeleitet“ werden ([79]). Bei der KiST-Methode werden Stundenwerte aus Tageswerten ermittelt, die zuvor unter Berücksichtigung verschiedener meteorologischer Messgrößen wie Lufttemperatur, Globalstrahlung, Luftfeuchte, mittlerer und minimaler bzw. maximaler Oberflächentemperaturen bestimmt wurden. In [79] wird für den interessierten Leser eine weitere Quelle genannt ([80]), in der die KiST-Methode ausführlich beschrieben ist.

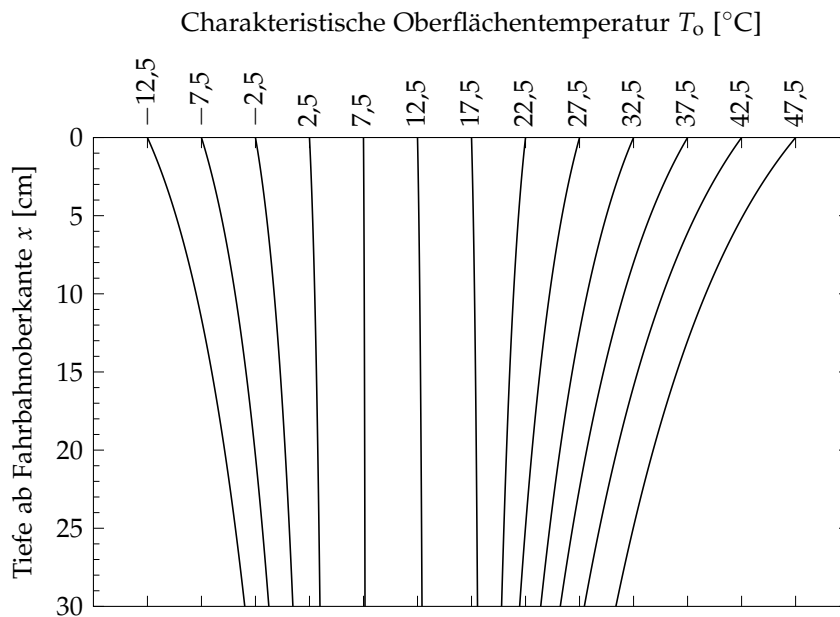


Abbildung 4.1: Temperaturverläufe innerhalb einer Asphaltbefestigung in Abhängigkeit von der charakteristischen Oberflächentemperatur T_0 ; Berücksichtigung von 13 Oberflächentemperaturen, gemäß [2] (RDO-Verläufe)

Neben der Bestimmung von tages- und jahreszeitenabhängigen Oberflächentemperaturen wurden auch die von der Tiefe abhängigen Temperaturen in einer Asphaltstraßenkonstruktion im Rahmen fortführender Betrachtungen neu bestimmt. WELLNER und KAYSER haben auf Grundlage von vom Deutschen Wetterdienst zur Verfügung gestellten Daten und der Anwendung der Wärmebi-

ncT-Verläufe

lanzgleichung die Abhängigkeit von der Temperaturänderung in die Tiefe von der Oberflächentemperatur neu formuliert ([77]). Ergebnis sind die in Abbildung 4.2 dargestellten Temperaturänderungsverläufe für 12 von KAYSER ([78]) später als maßgeblich definierte Verläufe, exemplarisch dargestellt für die Oberflächentemperatur $T_o = 0^\circ\text{C}$. In Summe ergeben sich somit für 13 Klassen an Asphaltoberflächentemperaturen und jeweils 12 charakteristischen Temperaturänderungsverläufen rechnerisch 156 Temperaturänderungsverläufe (vergleichbar mit Temperaturzuständen). Einige Kombinationen sind (u. a. aufgrund der geografischen Lage verschiedener Befestigungen) ohne Relevanz, d. h. mit der Häufigkeit Null belegt. Die Häufigkeitsverteilungen der 156 Temperaturzustände sind in Anhang B in Tabelle B.4 bis Tabelle B.7 aufgelistet. Jeder der Temperaturänderungsverläufe kann mathematisch durch ein Polynom, analog zu Gl. (4.2), beschrieben werden. Die Parameter für Gl. (4.2) sind in Anhang B in Tabelle B.2 zusammengefasst. In der Literatur werden die Temperaturänderungsverläufe auch als normierte charakteristische Temperaturverläufe bezeichnet (vgl. u. a. [78]) und sind gemäß dem Entwurf der überarbeiteten Version der RDO Asphalt, der RDO Asphalt 09/19, zukünftig anzuwenden ([3]) und bereits Bestandteil des Arbeitspapiers „Klima“ ([81]). Im Weiteren werden in dieser Arbeit die Temperaturänderungsverläufe nach KAYSER [78] als *ncT-Verläufe* bezeichnet.

$$\Delta T_t = k_5 \cdot |x|^5 + k_4 \cdot |x|^4 + \dots k_1 \cdot |x|^1 \quad (4.2)$$

mit

ΔT_t	[°C]	Temperaturänderung in der Tiefe x
x	[cm]	Tiefe ab Fahrbahnoberkante
k_n	[°C/cm ⁿ]	Parameter, abhängig vom normierten charakteristischen Temperaturverlauf (ncT _x -Verlauf, vgl. Tabelle B.2 in Anhang B)

Sollen im Rahmen von Dimensionierungs- und Bewertungsaufgaben temperaturabhängige Belastungszustände auf Grundlage der RDO- und der ncT-Verläufe vergleichend berücksichtigt werden, so ergeben sich für beide Annahmen unterschiedlich viele temperaturbedingte Belastungszustände, äquivalent zur Anzahl der jeweiligen Verläufe (RDO-Verläufe: max. 13 Temperaturverläufe; ncT-Verläufe: max. 156 Temperaturverläufe). Die Anzahl der Belastungszustände (d. h. zu berücksichtigender Temperaturverläufe) definiert den eigentlichen Berechnungsaufwand.

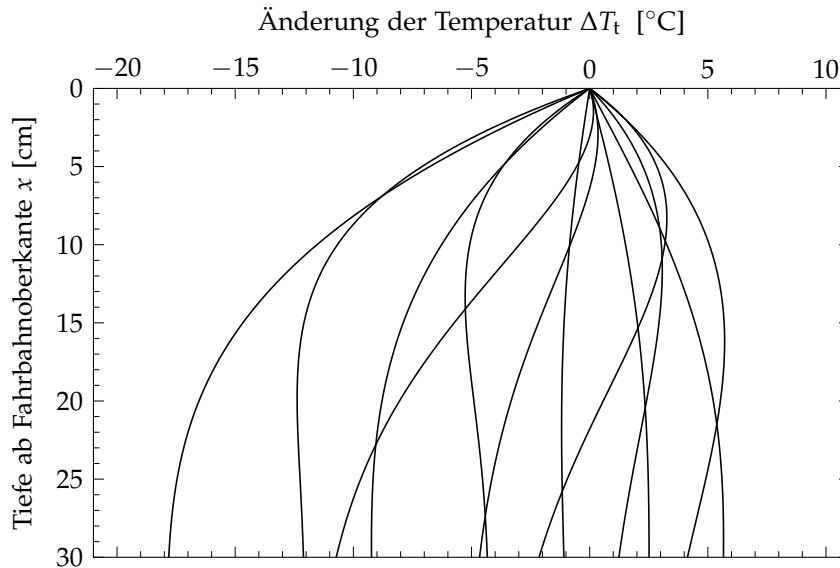


Abbildung 4.2: Änderung der Temperatur ΔT_t innerhalb einer Asphaltbefestigung in Abhängigkeit von der Tages- und Jahreszeit, exemplarisch dargestellt für die Oberflächentemperatur $T_o = 0^\circ\text{C}$, gemäß [3] (normierte charakteristische Temperaturänderungsverläufe, ncT-Verläufe)

Für die vorliegenden Untersuchungen zur Dimensionierung von flexiblen Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel werden vornehmlich Asphaltsschichtdicken von maximal 12 cm einbezogen. Abbildung 4.3 zeigt für drei Oberflächentemperaturen die zu erwartenden Asphalttemperaturen bis in eine Tiefe von 12 cm, vergleichend als RDO-Verläufe und berechnet aus ncT-Verläufen. Ist die Häufigkeit für eine Oberflächentemperatur in Kombination mit einem ncT-Verlauf gleich Null (vgl. Anhang B, Tabelle B.4 bis Tabelle B.7), so wird für diesen Belastungszustand kein Graf dargestellt.

Grundsätzlich gilt zu bemerken, dass bereits in einer Tiefe von 4 cm bei Anwendung der beschriebenen Verfahren nicht zu vernachlässigende Temperaturänderungen zu erkennen sind. Von der Verwendung konstanter Schichtsteifigkeiten ist daher bei der Bewertung unterschiedlicher Beanspruchungszustände in „dünnen“ Asphaltsschichten zunächst abzusehen. Ergänzende Überlegungen hierzu folgen in Abschnitt 6.6.5. Für drei ausgewählte Oberflächentemperaturen T_o ($-12,5^\circ\text{C}$, $17,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$) und eine maximale Schichtdicke von 12 cm liegen die RDO-Verläufe zwar außermittig, bezogen auf die ncT-Verläufe, aber dennoch parallel und relativ nah zu den ncT-Verläufen mit der größten Häufigkeit. Die RDO-Verläufe bedingen somit qualitativ ähnliche Temperaturzustände bei Asphaltsschichtungen mit einer Dicke von bis zu 12 cm wie die ncT-Verläufe und können somit für allgemeine Betrachtungen herangezogen werden. Dies eignet sich im Besonderen für sehr umfangreiche vergleichende Berechnungen, wie in der hier vorliegenden Arbeit. Die Anwendung der RDO-Verläufe, anstatt der ncT-Verläufe, begünstigt durch eine deutlich geringe Anzahl an zu berücksichtigenden Beanspruchungszuständen eine deutliche Reduzierung des Rechenaufwandes bei Berücksichtigung aller für eine Befestigung

relevanten Belastungszustände. Bei Anwendung nichtlinearer im Vergleich zu linearen Stoffmodellen wird dieser Effekt noch verstärkt (vgl. Abschnitt 4.1.2).

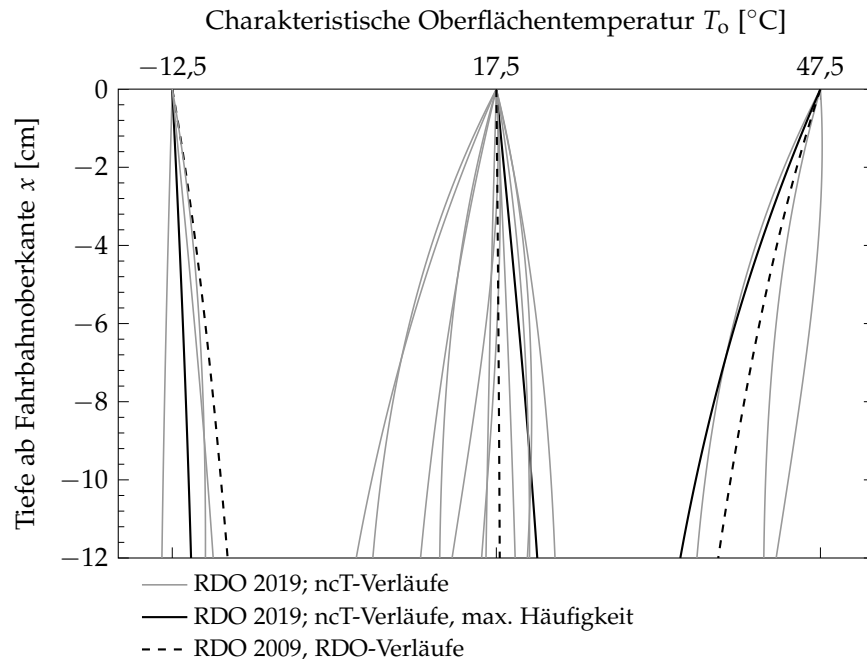


Abbildung 4.3: Temperaturverläufe T_t innerhalb einer Asphaltbefestigung in Abhängigkeit von drei Oberflächentemperaturen T_o ($-12,5^\circ\text{C}$, $17,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$); Vergleichende Darstellung der RDO-Verläufe und der ncT-basierten Verläufe mit Hervorheben des mit der größten Häufigkeit belegten ncT-Verlaufs; Darstellung der ncT-basierten Verläufe für alle Temperaturzonen

Den Betrachtungen in Kapitel 6 und Kapitel 7 werden folglich die RDO-Verläufe zugrunde gelegt.

Für die Dimensionierung einer Neubaumaßnahme sowie für die Substanzbewertung einer bestehenden Befestigung ist es notwendig, die jeweilige Verkehrsfläche geografisch einzuordnen, um die maßgebende Häufigkeitsverteilung der 13 charakteristischen Oberflächentemperaturen (von $T_o = -12,5^\circ\text{C}$ bis $47,5^\circ\text{C}$) auszuwählen. Gemäß gültigem Regelwerk ([2] bzw. [81]) ist derzeit die koordinatenreferenzierte Temperaturzonenkarte in Anhang B Abbildung B.2, auch *KiST-Zonenkarte* genannt, zu nutzen⁴. Als *KiST-Zonen* werden Regionen bezeichnet, für die sich im Zuge von Dimensionierungsberechnungen ähnliche Schadenssummen bei Überlagerung klimatisch- und verkehrslastbedingter Beanspruchungszustände ergeben. Die *KiST-Zonenkarte* wird daher auch als „klimainduzierte Straßentemperaturzonenkarte“ bezeichnet [79].

Bei Einbeziehung der RDO-Verläufe ist hingegen die ursprüngliche Temperaturzonenkarte in Anhang B Abbildung B.1 zu verwenden, da sich hierauf die

⁴ Für Untersuchungsabschnitte in besonderer Lage, wie beispielsweise „dicht bebaute Gebiete, sonstige Hanglagen und besonders geschützte Lagen ist grundsätzlich die Häufigkeitsverteilung der nächsthöheren Zone anzusetzen [79].“

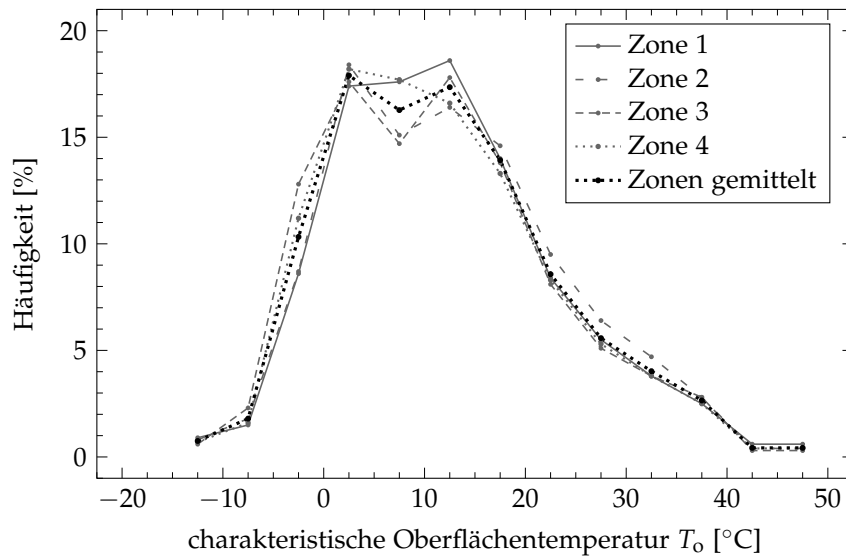


Abbildung 4.4: Häufigkeitsverteilungen der charakteristischen Oberflächentemperatur T_o gemäß den RDO Asphalt 09 ([2], vgl. Anhang B Abbildung B.1 und Tabelle B.3)

für die RDO-Verläufe zur Verfügung stehenden Häufigkeitsverteilungen beziehen. In Anhang B Tabelle B.3 sind die den RDO-Verläufen (Abbildung 4.1) und in Tabelle B.4 bis Tabelle B.9 die den ncT-Verläufen (Abbildung 4.2) zuzuordnenden Häufigkeitsverteilungen in Abhängigkeit von der geografischen Einordnung in die beiden dargestellten Temperaturzonenkarten aufgelistet, inklusive gemittelter Werte. Eine grafische Darstellung der Häufigkeitsverteilungen⁵ gemäß den RDO Asphalt 09 ([2]) erfolgt in Abbildung 4.4. Eine Darstellung der zusammengefassten Häufigkeiten gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3]) befindet sich in Anhang B in Abbildung B.3.

4.1.1.2 Beanspruchungen infolge Frosteinwirkung

Verkehrsflächen sind grundsätzlich so zu konzipieren, dass eine frostsichere Dicke des Oberbaus gemäß den RStO 12 [1] gewährleistet ist und eindringendes Wasser abgeleitet wird. Um mögliche Folgen gefrierenden Wassers zu minimieren, sind frostsichere Baustoffe mit einer ausreichenden Festigkeit zwingend erforderlich. Die in den ungebundenen Schichten zu verwendenden Gesteinskörnungsmische sind hinsichtlich der granulometrischen Zusammensetzung so zu konzipieren, dass eventuelle Gefrierprozesse in den Hohlräumen stattfinden können.

In den RDO Asphalt 09 ([2]) wird die kritische Frühjahrsperiode (Tauperiode) für Asphaltoberflächentemperaturen von -10 °C und $+10\text{ °C}$ definiert. Für die Berechnung korrespondierender Beanspruchungszustände sind (im Falle, dass die frostsichere Dicke beispielsweise im Rahmen von Erhaltungsmaßnahmen

⁵ Die vergleichende Darstellung der Häufigkeitsverteilungen erfordert der Übersichtlichkeit wegen die Verwendung von Liniendiagrammen anstatt von Balkendiagrammen, welche für Datensätze, die klassenspezifische Inhalte präsentieren, normalerweise zu verwenden sind.

nicht eingehalten werden kann) die Elastizitätsmoduln der granularen Schichten um 30 % zu mindern. Vorgaben oder Hinweise zur Berücksichtigung von Beanspruchungen infolge Frosteinwirkung in den ungebundenen granularen Schichten sind nicht beinhaltet, da frostbedingte Beanspruchungen grundsätzlich auszuschließen sind.

4.1.1.3 Beanspruchungen infolge UV-Strahlung

Während der Nutzungszeit einer Asphaltbefestigung unterliegt Bitumen einem chemisch nahezu irreversiblen Alterungsprozess. Dieser Alterungsprozess wird durch Oxidation bedingt und durch UV-Strahlung beschleunigt. In Folge kommt es zunächst zu einer Versteifung des Bitumens, was ein Ansteigen des Steifigkeitsmoduls des Asphalts und ein Herabsetzen des Relaxationsvermögens bedingt. Eine Versteifung von Asphalten führt i. d. R. prüftechnisch zu einem besseren Langzeitverhalten, d. h. einer besseren Ermüdungsbeständigkeit. Es ist derzeit davon auszugehen, dass eine Zunahme der Ermüdungsbeständigkeit nur für einen gewissen Zeitraum erwartet werden kann. Zur labortechnischen Nachbildung chemischer und physikalischer Teilalterungsprozesse wurden in der Vergangenheit verschiedene Alterungsverfahren für Bitumen und Asphalte entwickelt, angewendet und bewertet (u. a. [82, 83, 84, 54, 85, 86, 87]⁶). Nach dem derzeitigen Stand der Wissenschaft erweist sich keins der bekannten Verfahren zur realitätsnahen Simulation der Alterung von Asphalten als überzeugend. Das derzeit gültige Regelwerk sieht daher keine Berücksichtigung von Alterungsprozessen für die Prognose von Zustandsentwicklungen von Asphaltbefestigungen vor.

Grundsätzlich ist zwar davon auszugehen, dass oxidative Alterungsprozesse vornehmlich nur im oberflächennahen Bereich stattfinden, bei Befestigungen mit relativ dünnen Asphaltsschichten von ca. 4 cm ist auch dies bereits als kritisch zu bewerten.

Liegen fundierte Kenntnisse zu sich über den Nutzungszeitraum veränderndem alterungsbedingtem Materialverhalten vor, so können diese im Prognoseverfahren berücksichtigt werden. Beispielsweise kann den Asphaltsschichten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr unterschiedliches Materialverhalten (Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten) zugewiesen werden.

4.1.2 Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung

Von besonderer Relevanz sind neben Beanspruchungen infolge klimatischer Einflüsse Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung. Diese werden in den RStO 12 über die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B definiert. Die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B ergibt sich aus der Summe gewichteter äquivalenter 10-t-Achsübergänge, ermittelt aus der, während des für eine

⁶ In der aufgelisteten Literatur werden zahlreiche weitere Quellen genannt.

Befestigung gewünschten Nutzungszeitraums, zu erwartenden Verkehrsbelastung. Je detaillierter die Erfassung der Verkehrsbelastung ist, desto realitätsnäher und gesicherter können tatsächliche Beanspruchungen in einer Befestigung ermittelt bzw. prognostiziert werden. Eine möglichst realitätsnahe Erfassung der Verkehrsbelastung beinhaltet neben Daten aus Verkehrszählungen auch detaillierte Angaben zu den Achslasten überrollender Fahrzeuge. In der Praxis sind jedoch oft detaillierte Achslastdaten nicht verfügbar. Dies gilt insbesondere für Straßen der Straßenkategorien Landes- und Staatsstraßen sowie Kreis- und Gemeindestraßen ([3]). Zur Ermittlung der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung B werden in den RStO 12 [1] deshalb zwei Berechnungsmethoden vorgestellt:

- Methode 1: Es liegen nur Daten aus Verkehrszählungen vor, wie Angaben zur durchschnittlich täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs.
- Methode 2: Es liegen detaillierte Angaben zu den Achslasten des täglichen Verkehrs vor.

Beide Methoden werden anhand von mehreren Fallbeispielen im derzeit gültigen Regelwerk, in den RStO 12 [1], umfassend erklärt und sind zudem in ähnlicher Weise auch Bestandteil des zukünftig anzuwendenden Arbeitspapiers „Eingangsgrößen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz, Teil 1 Verkehrsbelastung“ ([88]).

Grundsätzlich sind die Berechnungsansätze gemäß Methode 1 und 2 sehr ähnlich. Für längere Betrachtungszeiträume sollten sich bei korrekter Anwendung die gleichen Zahlenwerte für die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B ergeben. Beide Methoden erfordern u. a. Informationen zur Querschnittsgestaltung, d. h. zur Anzahl der Fahrbahnen und Fahrstreifen, und der Längsneigung eines zu beobachtenden Straßenabschnittes. Aus den geometrischen Gegebenheiten lassen sich die Faktoren f_1 , f_2 und f_3 zur Berechnung der Beanspruchung B aus vorliegenden Tabellen ableiten. Prozentuale Änderungen des Schwerverkehrsanteils (Zunahme oder Abnahme) im zu betrachtenden Nutzungszeitraum können ebenfalls in Form eines Faktors (p) berücksichtigt werden. Grundsätzlich gilt zu beachten, dass je nach Entwurfsstand der Regelwerke mitunter die einzelnen Parameterwerte variieren können.

Stehen keine Prognosewerte zur Verfügung, so können die in der genannten Literatur in Abhängigkeit von der Straßenklasse empfohlenen Änderungsraten verwendet werden. Gelten die einzelnen Faktoren für den gesamten Betrachtungszeitraum, so lassen sich die Berechnungsansätze für beide Methoden vereinfachen (vgl. Methode 1.2 und 2.2 [1] bzw. [88]).

In Abschnitt 4.4.2 werden die für die vorliegende Arbeit relevanten Verkehrsbelastungen definiert.

Liegen detaillierte Angaben zur zahlenmäßigen Zusammensetzung der Achslasten des täglichen Verkehrs vor, so können die einzelnen Achslasten zu einem Achslastkollektiv zusammengefasst werden. Um zu vermeiden, dass für jede Achslast ein Beanspruchungszustand rechnerisch zu erfassen ist, d. h. zur Reduzierung des Berechnungsaufwandes, werden Achslasten zu Achslastgruppen

gebündelt. Jeder Achslastgruppe ist wiederum eine Häufigkeit zuzuordnen. Die Summe aller Achslastgruppen mit der zugrundeliegenden Häufigkeitsverteilung bildet ein Achslastkollektiv. Liegt für einen Straßenabschnitt keine Achslastverteilung vor, so kann in Abhängigkeit von der maßgebenden Straßenklasse eine Häufigkeitsverteilung gemäß gültigem Regelwerk näherungsweise angenommen werden.

Für die Festlegung der Achslastgruppen sehen die RDO Asphalt 09 ([2]) und die Arbeitspapiere Verkehrsbelastung und Klima ([88] und [81]) unterschiedliche Einteilungen vor. In der derzeit gültigen Version der RDO Asphalt ([2]) sind 11 Achslastklassen mit einer Klassenbreite von jeweils 2 t definiert. Die RDO Asphalt 09 hält insgesamt drei Achslastkollektive bereit. In Abhängigkeit von der Verbindungsfunktionsstufe einer Straße (gemäß den „Richtlinien für die Anlage von Landstraßen, RAL“ [89] und den „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen, RAA“ [90]) kann vereinfacht ein Achslastkollektiv ausgewählt werden. Im Gegensatz zu den RDO Asphalt 09 sieht die RDO Asphalt 09/19 ([3]) bzw. das Arbeitspapier Verkehrsbelastung ([88]) 26 Achslastgruppen mit einer Klassenbreite von jeweils 1 t vor. Dies ermöglicht eine differenziertere Berücksichtigung maßgebender Achslasten, insbesondere nun auch oberhalb von 20 t. Im Gegensatz zu den RDO Asphalt 09 werden im Arbeitspapier „Verkehr“ Häufigkeitsverteilungen für sechs unterschiedliche Achslastkollektive vorgehalten. Diesen Achslastkollektiven liegen deutlich umfangreichere Achslastdaten zugrunde als es bei denen der RDO Asphalt 09 der Fall ist. In Anhang B Abbildung B.4 und Abbildung B.5 werden die in den genannten Regelwerken aufgelisteten Häufigkeitsverteilungen für unterschiedliche Achslastkollektive vergleichend dargestellt.⁷ Die obere Grenze einer jeden Klasse definiert die Bezeichnung einer Klasse sowie die für die Berechnung von Beanspruchungen zu berücksichtigende Achslast innerhalb einer Achslastklasse. Die zugrundeliegenden Zahlenwerte können ebenfalls Anhang B, Tabelle B.10 und Tabelle B.11, entnommen werden.

Werden für die Berechnung von Beanspruchungszuständen in einer Straßenbefestigung lineare Stoffmodelle (vgl. Kapitel 3) für das Verformungsverhalten der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien in Anwendung gebracht, so erhöht sich bei Anwendung der Häufigkeitsverteilungen im Arbeitspapier Verkehrsbelastung ([88]) der zeitliche Rechenaufwand nicht merklich. Aus den Beanspruchungen, die für eine Achslastklasse ermittelt werden, können linear die Beanspruchungen für jede beliebige Achslastklasse abgeleitet (bzw. extrapoliert) werden. Besteht allerdings der Wunsch bzw. die Notwendigkeit, nichtlineares Materialverhalten mittels nichtlinearer Stoffmodelle zu berücksichtigen, dann muss für jeden Beanspruchungszustand (hier: für jede Achslastklasse) die resultierende Beanspruchung differenziert ermittelt werden. Eine lineare Ableitung zwischen verschiedenen Beanspruchungszuständen ist nicht möglich. Dies erhöht den notwendigen Rechenaufwand erheblich.

⁷ Die vergleichende Darstellung der Achslastkollektive erfordert der Übersichtlichkeit wegen die Verwendung von Liniendiagrammen anstatt von Balkendiagrammen, welche für Datensätze, die klassenspezifische Inhalte präsentieren, normalerweise zu verwenden sind.

Bei Berücksichtigung der Achslastkollektive gemäß dem Arbeitspapier Verkehrsbelastung ([88]) wird der Rechenaufwand mehr als doppelt so groß wie bei Anwendung der Achslastkollektive gemäß den RDO Asphalt 09 ([2]). Dies gilt jedoch nur bei Betrachtung eines Temperaturzustandes. Werden die Beanspruchungen aus Verkehr mit denen resultierend aus unterschiedlichen Temperaturzuständen überlagert (vgl. Abschnitt 4.1.1), so verstärkt sich dieser Effekt deutlich und der Rechenaufwand zur Ermittlung eines Beanspruchungszustandes bei Berücksichtigung aller für eine Befestigung relevanten Belastungszustände nimmt signifikant zu.

Alternativ zu den Achslastkollektiven der RDO Asphalt 09 [2] bzw. des Arbeitspapiers Verkehrsbelastung ([88]) besteht die Möglichkeit, auf Grundlage von Verkehrszählungen und/oder Silhouettenerfassungen Achslastkollektive aufzustellen. Hierfür ist es wichtig, die Achslasten eines Fahrzeuges in Abhängigkeit von dem jeweiligen Beladungsgrad zuzuordnen. Ist eine Erhebung des Beladungsgrades nicht möglich, so können gemäß ergänzender Angaben in den RDO Asphalt auch Annahmen getroffen werden. Für umfassende Ausführungen zur Erfassung und Gruppierung unterschiedlicher Fahrzeugtypen in Verbindung mit unterschiedlichen Achslasten wird auf die Arbeiten von UHLIG ([91]) und REINHARDT ([92]) hingewiesen.

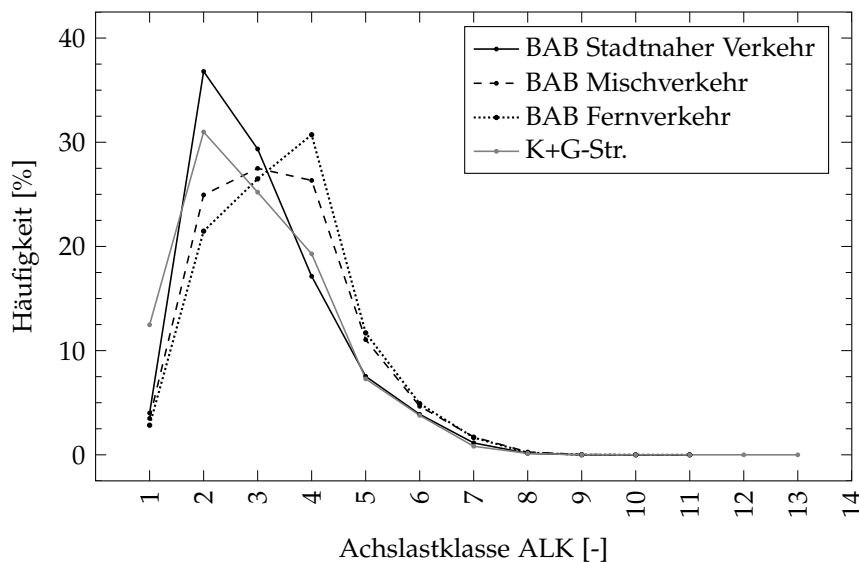


Abbildung 4.5: Vergleich der Häufigkeitsverteilungen der drei Achslastkollektive gemäß den RDO Asphalt 09 ([2]) und des Achslastkollektives „Kreis und Gemeindestraßen“ (K+G-Str.) gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3], vgl. Anhang B Tabelle B.10)

Für allgemeine Betrachtungen bzw. für sehr umfangreiche vergleichende Berechnungen, wie in der hier vorliegenden Arbeit, empfiehlt es sich, Achslastkollektive mit Klassenbreiten von jeweils 2 t einzubeziehen. Um für die in Kapitel 6 und Kapitel 7 dargelegten Betrachtungen ein geeignetes Achslastkollektiv aus den in den RDO Asphalt 09 zur Verfügung gestellten Achslastkollektiven auszuwählen, wurde das Achslastkollektiv im Arbeitspapier Verkehrsbelastung ([88]), das die geringste Beanspruchung bedingt (da für den vorgese-

henen Anwendungsfall am besten geeignet), in ein Achslastkollektiv mit einer Klassenbreite von 2 t umgerechnet und den Achslastkollektiven der RDO Asphalt 09 gegenübergestellt. Die in Abbildung 4.5 dargestellten Häufigkeiten (vgl. auch Anhang B Tabelle B.10) zeigen für das Achslastkollektiv „BAB Stadtnaher Verkehr“ der RDO Asphalt 09 ([2]) die größten Häufigkeiten im Bereich der unteren Achslastklassen und wurden daher für die weiteren Betrachtungen ausgewählt.

Sind für eine Befestigung alle Belastungszustände definiert, so lässt sich für jede Kombination aus gleichzeitig einwirkenden Belastungen ein Beanspruchungszustand ermitteln (vgl. Kapitel 6). In Abhängigkeit von definierten Schadens- bzw. Versagenskriterien können einzelne oder zusammengefasste Beanspruchungszustände hinsichtlich ihres Schädigungspotentials mittels unterschiedlicher Nachweise bewertet werden. Je nach Schichtart stehen dem Anwender verschiedene Nachweise zur Verfügung.

4.2 NACHWEISE FÜR ASPHALTSCHICHTEN

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

4.2.1 Nachweis Ermüdungsbeständigkeit

Eine Asphaltbefestigung ermüdet in Abhängigkeit von den einwirkenden Belastungen (thermisch oder Verkehrslast bedingt) unterschiedlich stark. Die einzelnen Belastungszustände treten zudem unterschiedlich häufig auf (vgl. Abschnitt 4.1).

Um von Einzelschädigungen auf eine Gesamtschädigung zu schließen, sollten die Teilschädigungen in Abhängigkeit von den jeweiligen Auftretenshäufigkeiten kumuliert werden. Besonders etabliert ist die Anwendung der Schadenshypothese nach MINER von 1945 ([93]). Durch die lineare Akkumulation aller Teilschädigungen pro Lastwechsel s_i ergibt sich eine Gesamtschädigung.⁸ Diese wird auch als Schadenssumme S oder Summe nach MINER \sum_{MINER} bezeichnet (vgl. Gl. (4.3)). Nimmt die Gesamtschädigung einen Wert ≥ 1 an, so ist eine

⁸ Eine lineare Akkumulation aller Teilschädigungen kann angenommen werden, wenn die zu berücksichtigenden Beanspruchungsgrößen als voneinander statistisch unabhängig angenommen werden können.

Schädigung $\geq 100\%$ anzunehmen. Dies entspricht beim Ermüdungsnachweis einem Ermüdungsstatus von $\geq 100\%$. Das Jahr, in dem ein Schädigungsgrad von 100% erreicht wird, wird als Ausfalljahr oder Ausfallzeitpunkt definiert.

Eine Teilschädigung, resultierend aus einem Beanspruchungszustand i lässt sich aus dem Verhältnis von vorhandener ($N_{\text{vorh},i}$) zu zulässiger ($N_{\text{zul},i}$) Lastwechselanzahl berechnen (vgl. Gl. (4.4)). Dieser Zusammenhang kann als Grundlage für verschiedene Nachweise herangezogen werden. Die Berechnung der zulässigen (ertragbaren) Lastwechselanzahl ist vom gewählten Nachweis abhängig.

Die vorhandene Lastwechselanzahl errechnet sich aus dem Produkt der Auftretenshäufigkeiten der Belastungszustände, die den Beanspruchungszustand i bedingen, und der prognostizierten Anzahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge (AÜ) im Prognosezeitraum. Bei Änderung der Zunahme des Schwerverkehrsanteils während des Nutzungszeitraums ist jahresweise vorzugehen.

$$\sum_{\text{MINER}} = S = \sum_i s_i \leq 1 \quad (4.3)$$

$$\sum_i s_i = \sum_{i=1}^I \frac{N_{\text{vorh},i}}{N_{\text{zul},i}} = \frac{N_{\text{vorh},1}}{N_{\text{zul},1}} + \frac{N_{\text{vorh},2}}{N_{\text{zul},2}} + \dots + \frac{N_{\text{vorh},I}}{N_{\text{zul},I}} \quad (4.4)$$

$$\sum_i s_i = \sum_{m,n} \frac{H_{T,m} \cdot H_{V,n} \cdot N}{N_{\text{zul},m,n}} \quad \text{mit} \quad i = m \cdot n \quad (4.5)$$

mit

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

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

Die zulässige Lastwechsellanzahl ist hingegen materialabhängig und muss für den jeweiligen Asphalt in der nachzuweisenden Befestigungsschicht in Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand i bestimmt werden. D.h., beim Ermüdungsnachweis sind für jeden Beanspruchungszustand i die maßgebenden Zugdehnungen zu ermitteln (Kapitel 6) und unter Einbeziehen der Ermüdungsfunktion (Abschnitt 3.2.2) des Asphalts in der nachzuweisenden Schicht ist anschließend jeweils die zulässige Lastwechsellanzahl zu bestimmen. Für den Ermüdungsnachweis von Asphaltbefestigungen lässt sich die Summe nach MINER somit nach Gl. (4.5) berechnen.

Bei lokalen Asphalttemperaturen $< 5^\circ\text{C}$ sind, analog zu den Ausführungen in den RDO Asphalt, bei jedem zweiten Lastwechsel außerdem kryogene Zugdehnungen zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 3.2.2 und Abschnitt 5.1.3). Dadurch erhöht sich für die jeweiligen Lastwechsel die maßgebende Zugdehnung um die anzusetzende kryogene Zugdehnung. Die kryogenen Zugdehnungen können entweder aus versuchstechnisch bestimmten kryogenen Spannungen (vgl. Abschnitt 2.4.1) errechnet oder anhand des Ansatzes in Abschnitt 3.2.2 näherungsweise angenommen werden.

Die Anzahl zu berücksichtigender Temperaturzustände (n) und Achslastklassen (m) ist abhängig vom verwendeten/gültigen Regelwerk (Abschnitt 4.1).

Des Weiteren gilt zu bemerken, dass die Berechnung der zulässigen Lastwechsellanzahlen $N_{zul,i}$ unter Berücksichtigung eines gewissen Sicherheitsbedürfnisses zu erfolgen hat. Ziel ist es, die unter Laborbedingungen ermittelten Lastwechsellanzahlen an in der Realität zu erwartende Lastwechsellanzahlen anzupassen. Gemäß den RDO Asphalt 09 [2] gilt es, Gl. (4.6) zur Berechnung der zulässigen Lastwechsellanzahlen $N_{zul,i}$ für den Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit anzuwenden. Mit den RDO Asphalt 09/19 ([3]) wird nun der Ausdruck SF/F durch den Anpassungsfaktor SF ersetzt (vgl. Gl. (4.7)). Dieser wird durch Kalibrierrechnungen zu den in den RStO 12 ([1]) gelisteten Befestigungen ermittelt.

$$N_{zul} = \frac{SF}{F} \cdot b_1 \cdot \epsilon^{b_2} \quad (4.6)$$

$$AF = \frac{SF}{F} \quad (4.7)$$

mit

N_{zul}	[-]	zulässige Lastwechselanzahl bis zur Rissentstehung in der nachzuweisenden Schicht
ϵ	[-]	elastische Anfangsdehnung im Ermüdungsversuch
b_1	[-]	Materialkennwert, bestimmt durch Regression der Ergebnisse einer Serie von Ermüdungsversuchen
b_2	[-]	Materialkennwert, bestimmt durch Regression der Ergebnisse einer Serie von Ermüdungsversuchen
SF	[-]	Shiffaktor, für indirekten Zug-Schwellversuch mit SF = 1 500 anzunehmen
F	[-]	Sicherheitsfaktor, ermittelt durch Kalibrierrechnungen für Aufbauten gemäß RStO 12, Tafel 1
AF	[-]	Anpassungsfaktor für nachzuweisende Schicht

Für Dimensionierungs- und Substanzbewertungsaufgaben sind unterschiedliche Anpassungsfaktoren zu verwenden. D. h., beiden Herangehensweisen liegen unterschiedliche Sicherheitsbedürfnisse zugrunde. Da bei der Bewertung bestehender Befestigungen tatsächlich vorhandene Schichtdicken und Materialeigenschaften, sowie deren reale Streubreiten, berücksichtigt werden können, ist hier eine gesichertere Prognose der verbleibenden Nutzungsdauer möglich als es bei der Dimensionierung von Neubaumaßnahmen der Fall ist. Da hier nur mit fiktiven Kennwerten gearbeitet werden kann, ist hier ein größeres Sicherheitsniveau erforderlich. Aus dieser Überlegung erschließt sich, dass bei Anwendung des deterministischen und des probabilistischen Verfahrens unterschiedliche Anpassungsfaktoren zu verwenden sind. Zu verwendende Anpassungsfaktoren können zukünftig dem Arbeitspapier „Ermittlung von Anpassungsfaktoren für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz von Asphalt“ ([94]) entnommen werden.

Zur Dimensionierung bzw. Bewertung von Asphaltdeckschichten oder aber auch von dünnen Asphaltbefestigungen mit gezielt kürzeren Nutzungsdauern stehen bisher noch keine kalibrierten Verfahren, und somit auch keine Anpassungsfaktoren, zur Verfügung.

4.2.2 Nachweis Beständigkeit gegenüber plastischer Verformung

Das derzeit gültige Regelwerk, die RDO Asphalt 09 [2], fordert die Überprüfung einer eventuellen Spurrinnengefährdung für Asphaltdeck- und -binder-schichten. Eine fundierte Nachweisführung, ähnlich dem Ermüdungsnachweis, ist jedoch noch nicht implementiert. Aktuell gilt es, die maximalen deviatorischen Vergleichsspannungen in der Konstruktion (in der Deck- und Binder-schicht) für die ungünstigste Beanspruchungskombination (höchste Temperatur, höchste Achslast) zu berechnen und als Belastungsgröße im Druck-Schwellversuch anzusetzen. Die Versuchsergebnisse gelten dann als Vergleichskriterium für verschiedene Materialien.

Künftig soll die Verformungsbeständigkeit von Asphalten für verschiedene Temperatur- und Spannungszustände mittels einaxialem Druck-Schwellversuch bewertet werden ([26]). Zwar kann auf diese Weise tatsächliches Materialverhalten besser berücksichtigt werden, im Ergebnis ist jedoch auch hier nur ein Vergleich verschiedener Materialien möglich. Für ergänzende Informationen zu dokumentierten Erfahrungen hinsichtlich der Durchführung von einaxialen Druck-Schwellversuchen wird der interessierte Leser beispielsweise auf [95, 5] verwiesen.

Für eine allumfassende Prognose oder Bewertung der Spurrinnengefährdung einer Asphaltbefestigung sollte, wie beim Ermüdungsnachweis, die gesamte Befestigungskonstruktion einbezogen werden. Auch hier gilt es, in Abhängigkeit von unterschiedlichen Belastungszuständen vorab Beanspruchungszustände in der Befestigung zu ermitteln, aus denen dann maßgebende Kenngrößen und -werte gewählt und als Eingangsdaten für Prognoserechnungen verwendet werden. Solch eine Prognose wird in der Literatur als Spurrinnenprognose bezeichnet. Das Grundprinzip der derzeit verfolgten Methodik wird in [96] und [97] beschrieben⁹. ZEISSLER hat diesen Ansatz nochmals erweitert [9].

4.3 NACHWEISE FÜR TRAGSCHICHTEN OHNE BINDEMITTEL UND PLANUM

Die ungebundenen Schichten einer Straßenbefestigung sind so zu konzipieren, dass von außen einwirkende Belastungen zu keinen schädlichen Beanspruchungen in bzw. auf der ungebundenen Tragschicht und dem Planum führen. Eventuell auftretende plastische Verformungen der ungebundenen Schichten müssen während des geplanten Nutzungszeitraumes so gering sein, dass sie keine schädigende Wirkung für den Oberbau haben.

Die RDO Asphalt 09 [2] setzt voraus, dass bis zu einer spezifischen Grenzlastwechselanzahl die maximalen vertikalen Spannungen auf den ungebundenen Schichten in Abhängigkeit von den einwirkenden Belastungen in unschädlicher Größenordnung vorzufinden sind. Mit Gl. (4.8) und Gl. (4.9) nach HEUKELOM ([99]) lässt sich in Abhängigkeit vom E_{V2} -Wert (als Ergebnis des statischen Plattendruckversuches) auf der jeweiligen ungebundenen Schicht entweder die zulässige maximale Vertikalspannung $\sigma_{z,zul}$ oder die kritische Grenzlastwechselzahl N_{zul} berechnen, wieder unter Einbeziehen eines Sicherheitsbeiwertes, der der jeweils gültigen Version der RDO Asphalt entnommen werden kann. Für die Durchführung des eigentlichen Nachweises ist Gl. (4.9) zu verwenden.

Neben der Vertikalspannung $\sigma_{z,zul}$ ist hier auch der E_{V2} -Wert auf der nachzuweisenden Schicht als Ergebnis des Plattendruckversuches (Abschnitt 2.4.2) einzutragen. Sowohl der Plattendruckversuch als auch der E_{V2} -Wert gelten als umstritten und verbesserungswürdig (vgl. Abschnitt 2.4.2).

Aus jedem Belastungszustand resultiert ein Beanspruchungszustand i . Aus jedem Beanspruchungszustand i lässt sich eine maximale Vertikalspannung $\sigma_{z,zul}$ ermitteln, die wiederum zu einer spezifischen Grenzlastwechselanzahl N_{zul}

⁹ Eine Zusammenfassung in englischer Sprache wird in [98] geboten.

führt. Jedem Belastungszustand i kann eine Grenzlastwechselzahl N_{zul} zugeordnet werden. Um auf die Gesamtschädigung $\sum_i s_i$ zu schließen, müssen gemäß Schadenshypothese nach MINER nun die Teilschädigungen wieder nach Gl. (4.4) kumuliert werden. Nimmt die Summe nach MINER einen Wert ≥ 1 an, so ist davon auszugehen, dass während der Nutzungszeit plastische Verformungen in schädlichen Größenordnungen auftreten.

$$\sigma_{z,zul} = \frac{0,00875 \cdot E_{V2}}{(1 + 0,7 \cdot \log N_{vorh}) \cdot AF} \quad (4.8)$$

$$N_{zul} = 10^{\frac{1}{0,7} \cdot \left[\frac{0,00875 \cdot E_{V2}}{\sigma_{vorh,z} \cdot AF} \right]} \quad (4.9)$$

mit

E_{V2}	[MPa]	Verformungsmodul, bestimmt bei statischer Belastung auf der Oberfläche ungebundener Schichten
$\sigma_{vorh,z}$	[MPa]	vorhandene maximale vertikale Spannung auf der Oberfläche ungebundener Schichten infolge Verkehrslast
$\sigma_{z,zul}$	[MPa]	zulässige maximale vertikale Spannung auf der Oberfläche ungebundener Schichten infolge Verkehrslast
N_{vorh}	[-]	zu erwartende Lastwechselanzahl im geplanten Nutzungszeitraum
N_{zul}	[-]	zulässige Lastwechselanzahl im geplanten Nutzungszeitraum
AF	[-]	Anpassungsfaktor für nachzuweisende Schicht

Bei Befestigungen gemäß den RStO 12 ([1]) gilt der vorgestellte Nachweis i. d. R. als erfüllt. Bei sehr dünnen Asphaltpaketen können aufgebrauchte Belastungen hingegen nur sehr begrenzt innerhalb des Asphaltpaketes abgebaut werden, so dass hier durchaus Beanspruchungen in schädlicher Größenordnung auf der ungebundenen Tragschicht auftreten können.

4.4 ANGEWENDETE METHODIK ZUR DIMENSIONIERUNG FLEXIBLER STRASSENKONSTRUKTIONEN MIT DÜNNEN ASPHALTDECKEN

Zur Einordnung und Bewertung der Bauweise „Dünne Asphalt-schicht auf ungebundener Tragschicht“ sollten, wie auch bei klassischen Bauweisen, variierende Kenn- bzw. Einflussgrößen berücksichtigt werden. Von besonderer Bedeutung sind die materialspezifischen Kenngrößen sowie die geometrischen Gegebenheiten und die auf eine Befestigung einwirkenden Belastungsgrößen.

Ein detaillierte Beschreibung der in dieser Arbeit einbezogenen Materialien erfolgt in Kapitel 5. Geometrische Gegebenheiten (wie berücksichtigte Schichtdicken) und weitere Modellannahmen zur Bewertung verschiedener Belastungszustände sind in Kapitel 6 zusammengefasst und erläutert. Auf bemessungsrelevante Einflussgrößen wie klimatische und verkehrslastbedingte Einflüsse wird nachfolgend in Abschnitt 4.4.1 und Abschnitt 4.4.2 eingegangen.

4.4.1 Berücksichtigte klimatische Einflüsse

Um im Rahmen von Dimensionierungsberechnungen aussagekräftige Parameterstudien bei vertretbarem zeitlichem Aufwand durchführen zu können, wurden zur Berücksichtigung klimatischer Einflüsse die in den RDO Asphalt 09 ([2]) festgelegten Bedingungen in Anwendung gebracht.

Ausgehend von den Ausführungen in Abschnitt 4.1.1.1 zu Abbildung 4.3 wurden im Berechnungsmodell auch sich über den Querschnitt der Asphaltsschicht ändernde Steifigkeiten berücksichtigt. Die tiefenabhängigen Temperaturen T_t wurden in Abhängigkeit von der charakteristischen Oberflächentemperatur T_o gemäß Gl. (4.1) bzw. Abbildung 4.1 eingebunden. Den 13 Oberflächentemperaturen wurden die Auftretenshäufigkeiten in Anhang B Tabelle B.3 in Abhängigkeit von der gewünschten Temperaturzone, dargestellt in Abbildung B.1 in Anhang B, zugeordnet. Vornehmlich wurde für die durchgeführten Untersuchungen die Temperaturzone 1 angenommen. Für ausgewählte Befestigungen wurde vergleichend auch die Auswirkung der Wahl der Temperaturzone untersucht.

Die Berücksichtigung kryogener Zugdehnungen in der Asphaltsschicht erfolgte für ausgewählte Befestigungsaufbauten gemäß Abschnitt 5.1.3.

Der Problematik der Frosteinwirkung ist in Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten die gleiche Bedeutung beizumessen wie in klassischen Befestigungen gemäß den RStO 12. Die Autoren in [20] weisen darauf hin, dass die in den RDO Asphalt 09 ([2]) definierte Tauperiode Zeiträumen zwischen 44,4 % und 48,7 % eines Jahres entspricht und überbewertet wird. Sie empfehlen daher eine Überarbeitung des im Regelwerk festgelegten Zeitraumes.

Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 4.1.1.2 wird in den RDO Asphalt 09 die kritische Frühjahrsperiode (Tauperiode) für Asphaltoberflächentemperaturen von -10°C und $+10^\circ\text{C}$ definiert. Für die Berechnung korrespondierender Beanspruchungszustände, für den Falle, dass die frostsichere Dicke beispielsweise im Rahmen von Erhaltungsmaßnahmen nicht eingehalten werden kann, sind die Elastizitätsmoduln der granularen Schichten um 30 % zu mindern. Diese Überlegung ist sowohl bei Annahme von linear als auch nichtlinear elastischem Materialverhalten umsetzbar. Alternativ besteht die Möglichkeit, Gesteinskornmische gleicher granulometrischer Zusammensetzung, aber mit unterschiedlichen Wassergehalten (repräsentativ für verschiedene Jahreszeiten bzw. klimatische Zustände), prüftechnisch zu untersuchen und anschließend

auf Grundlage der Versuchsergebnisse jeweils Modellparameter für ein geeignetes Stoffmodell zu ermitteln (vgl. Abschnitt 3.3). Unterschiedliches jahreszeitenabhängiges Materialverhalten kann dann durch unterschiedliche Stoffmodellparameter im Rahmen von Dimensionierungs- und Bewertungsaufgaben unterschiedlichen Temperaturbeanspruchungen zugeordnet werden (vgl. Abschnitt 4.1.1.1). Eine Abminderung der Elastizitätsmoduln um 30 % entfällt in diesem Fall.

In [20] wird vorgeschlagen, den Zeitraum der Tauperiode als separaten Dimensionierungsfall zu behandeln. Hierfür müssen zunächst zum einen die für die Tauperiode maßgebenden Asphaltoberflächentemperaturen ggf. neu definiert und zum anderen ein geeigneter Nachweis mit einzuhaltendem Grenzwert bereitgestellt werden.

In den nachfolgenden Betrachtungen wurden (für eine leichtere Interpretierbarkeit der Berechnungsergebnisse) sich über ein Kalenderjahr ändernde Festigkeiten ungebundener granularer Tragschichtmaterialien infolge klimatischer Bedingungen nicht einbezogen. Diese sollten künftig bei der Dimensionierung flexibler Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten jedoch Berücksichtigung finden.

Zur Gewährleistung frostsicherer Befestigungsdicken (zur Vermeidung unerwünschter Frosthebungen und feuchtigkeitsbedingter Festigkeitsverluste) wurden im Berechnungsmodell die Dicke der Tragschicht ohne Bindemittel zwischen 40 cm und 72 cm variiert. Eine Zusammenfassung der berücksichtigten Schichtdicken erfolgt in Tabelle 6.1.

4.4.2 Berücksichtigte Verkehrsbelastung

Zu den maßgebenden Einflussgrößen zählt auch die Beanspruchungsgröße Verkehrsbelastung, welche sich über die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B quantifizieren lässt (vgl. Abschnitt 4.1.2). Für die rechnerische Dimensionierung bzw. Bewertung einer Befestigung ist die Beanspruchung B in gewichtete äquivalente 10-t-Achsübergänge (AÜ) zu überführen, die im Weiteren in Abhängigkeit von der angenommenen jährlichen Zunahme des Schwerverkehrsanteils auf den anberaumten Nutzungszeitraum aufgeteilt werden (vgl. u. a. Abschnitt 4.2). Hierbei gilt zu beachten, dass der anzuberaumende Nutzungszeitraum i. d. r. mit 30 Jahren angenommen wird. Die Anzahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge entspricht dem Quotient aus der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung B und dem mittleren Lastkollektivquotient q_{Bm} . Der Lastkollektivquotient q_{Bm} kann für bereits definierte Achslastverteilungen (vgl. Abschnitt 4.1.2) den Regelwerken RStO 12 ([1]) und RDO Asphalt 09/19 ([3]) entnommen werden. Für die Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf ungebundener Tragschicht“ sollte gelten: $q_{Bm} \leq 0,28$.

Um nun den Einfluss der Verkehrsbelastung, repräsentiert durch äquivalente 10-t-Achsübergänge, auf das Verhalten der betrachteten Bauweise untersuchen zu können, wurden elf Beanspruchungszustände von 50 000 AÜ bis 550 000 AÜ pro Jahr definiert. Eine Auflistung aller Belastungszustände sowie die daraus

Tabelle 4.1: Berücksichtigte Belastungen resultierend aus unterschiedlichen gewichteten äquivalenten 10-t-Achsübergängen (AÜ)

Nr. Zustand	AÜ/Jahr	AÜ/30 Jahre	Beanspruchung B	Beanspruchung B [Mio]	Belastungs- klasse Bk
1	50 000	1 500 000	420 000	0,42	1
2	100 000	3 000 000	840 000	0,84	1
3	150 000	4 500 000	1 260 000	1,26	1,8
4	200 000	6 000 000	1 680 000	1,68	1,8
5	250 000	7 500 000	2 100 000	2,10	1,8
6	300 000	9 000 000	2 520 000	2,52	3,2
7	350 000	10 500 000	2 940 000	2,94	3,2
8	400 000	12 000 000	3 360 000	3,36	3,2
9	450 000	13 500 000	3 780 000	3,78	3,2
10	500 000	15 000 000	4 200 000	4,20	10
11	550 000	16 500 000	4 620 000	4,62	10

rechnerisch resultierenden Beanspruchungen B und Belastungsklassen Bk sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Eine jährliche Zunahme des Schwerverkehranteils wurde bei der Berechnung der jährlichen Achsübergänge nicht angenommen. Dies ermöglicht eine leichtere Interpretation der Ergebnisse der durchgeführten Prognoserechnungen.

Achtung:

Abschließend gilt festzuhalten, dass nach den RDO Asphalt nur eine indirekte Berücksichtigung von extremen Belastungen bzw. Belastungskombinationen möglich ist. Aus Sicht der Autorin sollte jedoch insbesondere bei flexiblen Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel auch eine differenzierte Bewertung von besonders kritischen Belastungskombinationen Anwendung finden.

4.4.3 *Materialien*

Zur Bewertung des Einflusses verschiedener Materialien in den einzelnen Befestigungsschichten wurden vorhandene Materialdatensätze zusammengefasst und analysiert. Um eine möglichst große Materialvarianz zu berücksichtigen, wurden anschließend Materialien mit deutlich unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften ausgewählt. Auf Materialauswahl und verwendete Materialien wird im Detail in Kapitel 5 eingegangen.

Die Modellierung des mechanischen Verhaltens von unterschiedlichen Baustoffgemischen zur Verwendung im Straßenbau sollte in Abhängigkeit von geltenden Rahmenbedingungen grundsätzlich analog den Ausführungen in Kapitel 3 erfolgen. Für die durchgeführten Berechnungen wurde daher das Materialverhalten von Asphalt vereinfacht als linear elastisch angenommen. Die physikalische Beschreibung des belastungsabhängigen Verhaltens von Asphalt erfolgte gemäß den Beschreibungen in Abschnitt 2.2. Für die Modellierung des Materialverhaltens wird in dieser Arbeit das frequenzabhängige Steifigkeitsverhalten

bei einer konstanten Frequenz von 10 Hz berücksichtigt (vgl. auch RDO Asphalt 09 ([2]) bzw. 09/19 ([3])).

Entgegen den Vorschlägen in [20] werden für die nachfolgenden Berechnungen alle gemäß den RDO Asphalt 09 vorgesehenen Oberflächentemperaturen und davon abhängig sich in der Tiefe ändernde Temperaturen berücksichtigt (vgl. auch Abschnitt 4.4.1). In Abhängigkeit von resultierenden lokalen Temperaturen in der Asphaltenschicht werden anzunehmende Materialsteifigkeiten berechnet.

Eine Beschränkung auf zwei Materialsteifigkeiten, repräsentativ für die Zeiträume „Tauperiode“ und „unter Normalbedingungen“ (wie in [20] vorgeschlagen), wird für ein Dimensionierungsverfahren in Anlehnung an die RDO Asphalt als unzureichend bzw. zu stark vereinfacht bewertet.¹⁰

Die Modellierung des mechanischen Verhaltens der granularen Tragschichtgemische erfolgte sowohl unter Annahme linear als auch nichtlinear elastischem Materialverhaltens gemäß den Ausführungen in Abschnitt 6.4. Die verwendeten Materialien zur Modellierung nichtlinear elastischen Materialverhaltens werden in Abschnitt 5.2 beschrieben. Wird hingegen linear elastisches Materialverhalten angenommen, so sind konstante Schichtsteifigkeiten festzulegen. Diese wurden so bestimmt, dass bei Modellierung linear und nichtlinear elastischen Materialverhaltens (bei sonst gleichen Modellannahmen) rechnerisch gleiche Verformungen, d. h. Einsenkungen, resultieren. In Abschnitt 6.6.4 wird diese Kalibriermethodik beschrieben.

Für die Dimensionierung von Befestigungen mit beispielsweise zwei ungebundenen granularen Schichten (ungebundene Kies- oder Schottertragschicht auf Frostschutzschicht, (vgl. Abschnitt 2.5.2) wird in [20] vorgeschlagen, für die untere Schicht (i. d. R. Frostschutzschicht) linear elastisches Materialverhalten, d. h. eine konstante Schichtsteifigkeit, anzunehmen, da hier deutlich geringere Beanspruchungen zu erwarten sind als in der oberen Schicht. Diese Überlegung gilt es aus Sicht der Autorin jedoch noch für verschiedene Belastungskombinationen und Befestigungs- bzw. Modellvarianten zu untersuchen. Zudem ist aus Sicht der Autorin diese vereinfachte Annahme nicht notwendig. Wird für alle ungebundenen Schichten nichtlineares Materialverhalten angenommen, so erhöht sich der erforderliche Rechenaufwand im Vergleich zum Einfluss der Anzahl an zu berücksichtigenden Belastungszuständen kaum.

Der anstehende Untergrund, hier als Boden bezeichnet, wird durch die Annahme einer konstanten Schichtsteifigkeit modelliert (vgl. Abschnitt 5.2). Diese kann vereinfacht dem auf der Oberfläche des Untergrundes bestimmten E_{V2} -Wert gleichgesetzt werden. In [20] wird vorgeschlagen, für den Zeitraum der Tauperiode, bedingt durch eine i. d. R. geringere Tragfähigkeit in dieser Zeit, einen abgeminderten E_{V2} -Wert und somit abgeminderte Schichtsteifigkeiten zu verwenden. Dies ist in den RDO Asphalt bereits vorgesehen.

¹⁰ In [20] werden, für den Fall, dass keine Untersuchung des temperaturabhängigen Materialverhaltens von Asphalt möglich ist, zwei konstante Materialsteifigkeiten empfohlen. Diese sollten aus Sicht der Autorin aufgrund der natürlichen Materialvarianz von Asphalt keine Anwendung finden (vgl. Kapitel 5).

4.4.4 Bewertungsmethodik

Zur Dimensionierung und Bewertung von Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel sehen die RDO Asphalt und die RSO Asphalt bisher weder Empfehlungen noch Anforderungen vor. Der im derzeit gültigen Regelwerk verankerte Ermüdungsnachweis für Asphalttragschichten lässt sich nur bedingt auf Asphaltdeck- und -binderschichten übertragen. Gleiches gilt für Asphaltbefestigungen mit verhältnismäßig dünnen Asphaltsschichten.

In Abhängigkeit von der Schichtart und der Dicke der nachzuweisenden Schicht kann sich auch die Lage der bemessungsrelevanten größten Biegezugdehnung ändern (Abschnitt 6.6.1). Befinden sich die größten Biegezugdehnungen weder in der Lastachse noch in der Schichtgrenze, so kann sich ein bisher bewehrtes Vorgehen als nicht mehr angemessen herausstellen.

Stehen für einen beliebigen Nachweis keine kalibrierten Verfahren zur Verfügung, so können auch keine kalibrierten Sicherheitsbeiwerte bzw. Anpassungsfaktoren bereitstehen. Die dieser Arbeit zugrundeliegenden Dimensionierungsberechnungen zum Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit der Asphalt(deck)schicht wurden zur Begrenzung des Rechenaufwandes bei Anwendung nichtlinearer Stoffmodelle in Anlehnung an die RDO Asphalt 09 ([2]) durchgeführt (Abschnitt 4.2.1). Der Shiftfaktor wurde folglich mit 1500 und der Sicherheitsbeiwert mit 2,10 (für „Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht“; ungünstigster Fall) angenommen. Eine Kalibrierung der Anpassungsfaktoren zur Nachweisführung in Anlehnung an die RDO Asphalt 09/19 ([3]) ist somit nicht Bestandteil dieser Arbeit. Die im Rahmen dieser Arbeit berechneten Nutzungsdauern können geringfügig von denen bei Anwendung kalibrierter Anpassungsfaktoren abweichen (vgl. Abschnitt 4.2.1). Bei relativen Betrachtungen hat die Wahl der Sicherheitsbeiwerte/Anpassungsfaktoren keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.

Das plastische Verformungsverhalten der modellierten Asphaltsschichten wurde nicht untersucht. Zum einen steht hierfür derzeit kein kalibriertes Verfahren zur Verfügung, zum anderen wären materialspezifische Eingangsdaten, die die Verformungsbeständigkeit der Asphalte (auf Grundlage durchgeführter Druck-Schwellversuche) beschreiben, erforderlich (vgl. Abschnitt 4.2.2).

Um zu überprüfen, ob die maximalen Vertikalspannungen auf den ungebundenen Schichten (Tragschicht und Planum) in schädlicher Größenordnung auftreten, wurde der in Abschnitt 4.3 beschriebene Nachweis gemäß den RDO Asphalt in Anwendung gebracht.

Ergänzend wurde ein Modell zur Berechnung der plastischen Verformung ungebundener Schichten auf Grundlage elastischer Kennwerte (beschrieben in Abschnitt 3.3.7) einbezogen. Die hierfür erforderlichen materialspezifischen Parameter für die Tragschichten ohne Bindemittel wurden gemäß Abschnitt 5.2.3 näherungsweise angenommen.

Auf Grundlage der dieser Arbeit zugrundeliegenden Betrachtungen und durchgeführten Berechnungen werden in Kapitel 8 Empfehlungen zur rechnerischen Dimensionierung und Bewertung von flexiblen Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel zusammengefasst.

4.4.5 *Verwendete Software*

Die Bereitstellung dimensionierungs- und bewertungsrelevanter Eingangsdaten zur Durchführung der aufgelisteten Nachweise erfolgte durch die Modellierung belastungsabhängiger Beanspruchungszustände mit dem Programm COMSOL MULTIPHYSIKS. Mit COMSOL MULTIPHYSIKS besteht die Möglichkeit, auf Grundlage der Finiten Elemente Methode physikalische Vorgänge durch einzelne oder miteinander gekoppelte physikalische Modelle verschiedener Fachbereiche nachzubilden ([100]). Für die Modellierung belastungsabhängiger Beanspruchungszustände wurden verschiedene Berechnungsmodelle erstellt. Hierfür erforderliche spezifische Stoffmodelle und Bedingungen wurden durch die Autorin in COMSOL MULTIPHYSIKS implementiert (vgl. Kapitel 6). Eine Zusammenfassung aller Modellannahmen und -varianten befindet sich in Tabelle 6.1.

Zur Durchführung des Ermüdungsnachweises und der Verformungsnachweise wurden die einzelnen Nachweise in MICROSOFT EXCEL umgesetzt. Die Berücksichtigung einer möglichst umfangreichen Parametervariation des Berechnungsmodells erforderte die Bereitstellung verschiedener MICROSOFT EXCEL-Makros, um aus den mit COMSOL MULTIPHYSIKS berechneten Kennwerten mit vertretbarem Aufwand Nutzungsdauern prognostizieren zu können. Die Validierung der Umsetzung der Nachweise mit MICROSOFT EXCEL erfolgte exemplarisch anhand von Vergleichsrechnungen für einen konventionellen Befestigungsaufbau mit dem Programm ADTODPAVE ([101]).

Für nähere Information hinsichtlich des zeitlichen Aufwandes der durchgeführten Berechnungen und zur möglichen Reduzierung des Berechnungsaufwandes wird auf Abschnitt 6.6.5 verwiesen.

MATERIALWAHL UND SPEZIFISCHE KENNGRÖSSEN

Um allgemeingültige Aussagen zur Dimensionierung von Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltdeckschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel formulieren zu können, ist die Auswahl repräsentativer Materialien zwingende Voraussetzung. Um dieser Vorgabe gerecht zu werden, wurde unter Einbeziehung vorangegangener Forschungstätigkeiten das mechanische Verhalten einer umfassenden Anzahl an bereits untersuchten Asphalten und ungebundenen Materialien verglichen. Darauf aufbauend erfolgte eine gezielte Auswahl sich deutlich unterscheidender Materialien, sowohl von Asphalten als auch ungebundenen Tragschichtmaterialien, welche die Grundlage der nachfolgend dargestellten Untersuchungen bilden.

In Abhängigkeit vom Verwendungszweck der einzelnen Materialien, d. h. der jeweils zu konzipierenden Konstruktionsschicht einer Verkehrsflächenbefestigung, ergeben sich unterschiedliche Anforderungen bedingt durch die zu erwartenden Beanspruchungen. Nachfolgend werden nur die der Materialauswahl dienenden und für die sich anschließenden Dimensionierungsberechnungen notwendigen Materialkennwerte aufgeführt.

Zur Berücksichtigung des Eigengewichtes der einzelnen Materialien wurden die in Tabelle 5.1 aufgelisteten Materialdichten in den erstellten Berechnungsmodellen eingebunden.

Tabelle 5.1: Materialdichten zur Berücksichtigung des Eigengewichtes in den Finite Elemente Berechnungen

Materialien	Asphalte	ungebundene Tragschichtmaterialien	Böden
Dichte [g/cm ³]	2,5	2,1	1,85

5.1 ASPHALTE

Auf Grundlage des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von über 70 Asphalten, bestimmt mit dem Spaltzug-Schwellversuch, wurden zunächst je zwei Asphalte mit deutlich unterschiedlichem Steifigkeits- bzw. Ermüdungsverhalten ausgewählt. Einbezogen wurden sowohl Deck-, Binder- als auch Tragschichtgemische, die bisher keine Beanspruchung erfahren haben und somit als „frische“ Asphalte bezeichnet werden können. Für die sich anschließenden Berechnungen ist neben dem Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten auch materialspezifisches Tieftemperaturverhalten einzubeziehen. Hierfür wurden ebenfalls exemplarisch Materialkennwerte aus vorhandenen Datensätzen ausgewählt. Ma-

terialspezifisches plastisches Verformungsverhalten von Asphalten findet in dieser Arbeit keine Berücksichtigung. Kenntnisse hinsichtlich volumetrischer Kennwerte sind nicht erforderlich.

5.1.1 Steifigkeitsverhalten

Abbildung 5.1 zeigt das frequenz- und temperaturabhängige Steifigkeitsverhalten der zwei ausgewählten Asphalte mit besonders geringer ($A_{S,n}$) bzw. hoher ($A_{S,h}$) Steifigkeit in Form von Masterfunktionen, auch Hauptkurven genannt, bestimmt nach Gl. (A.2) in Anhang A Abschnitt A.1. Eine ergänzende Darstellung der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für eine Prüffrequenz von 10 Hz ist hier in Abbildung C.1 ebenfalls gegeben. Aus den zugrundeliegenden Modellparametern in Tabelle 5.2 wurden „mittlere“ Parameter abgeleitet, aus denen sich eine mittlere Funktion, repräsentativ für eine mittlere Steifigkeit ($A_{S,m}$), ableiten lässt.

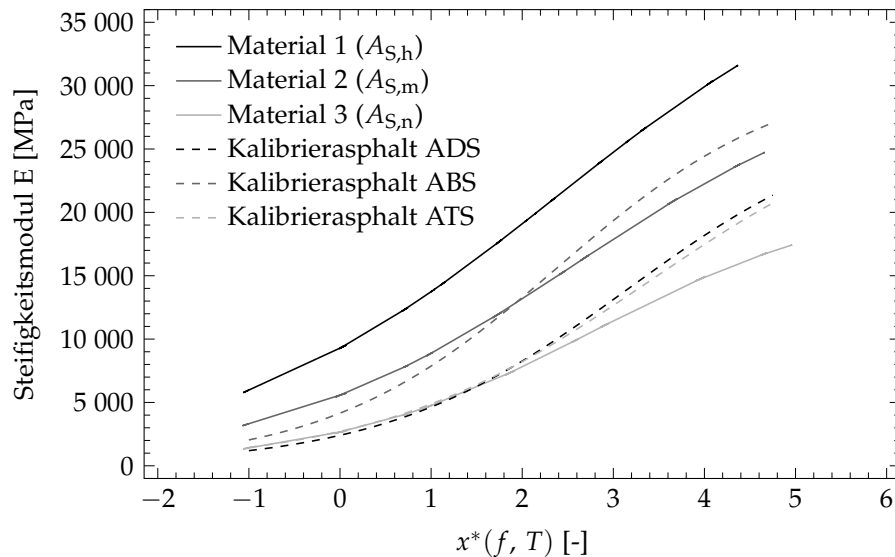


Abbildung 5.1: Hauptkurven, frequenz- und temperaturabhängiges Steifigkeitsverhalten der einbezogenen Asphalte und der Kalibrierasphalte ([2, 3])

Tabelle 5.2: Parameter der Hauptkurven der einbezogenen Asphalte (zu Gl. (A.2))

Material	E_{\min}	E_{\max}	a_1	a_2	T_{Ref}	m
Material 1	0	42490	-0,5355	1,2738	20	19822
Material 2	0	31840	-0,6000	1,5500	20	21582
Material 3	0	21189	-0,6997	1,9395	20	23341
Kalibrierasphalt ADS	0	27830	-0,7476	2,3571	20	25000
Kalibrierasphalt ABS	0	31308	-0,7860	1,8773	20	25000
Kalibrierasphalt ATS	0	29053	-0,6706	2,2713	20	25000

5.1.2 Ermüdungsverhalten

Das Ermüdungsverhalten der einbezogenen Asphalte wird durch die in Abbildung 5.2 dargestellten Ermüdungsfunktionen repräsentiert. Die mittlere Ermüdungsfunktion (Material mittlerer Ermüdungsbeständigkeit $A_{E,m}$) wurde abermals aus den beiden begrenzenden Funktionen abgeleitet. Diese repräsentieren zwei Materialien mit besonders ausgeprägter ($A_{E,h}$) bzw. nur geringer ($A_{E,n}$) Ermüdungsbeständigkeit. Als Ermüdungskriterium wurde das in Deutschland gemäß den TP Asphalt-StB, Teil 24 [23] anzuwendende Makrorisskriterium nach der Interpretation durch ROWE gewählt (vgl. Anhang A Abschnitt A.2). Eine Zusammenfassung der Funktionsparameter der evaluierten Ermüdungsfunktionen bietet Tabelle 5.3.

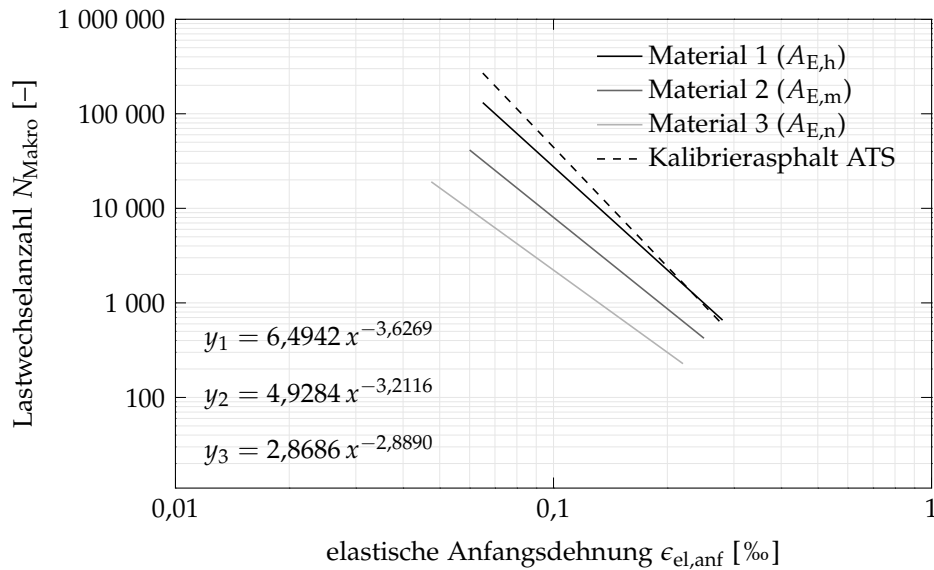


Abbildung 5.2: Ermüdungsfunktionen der einbezogenen Asphalte und des Kalibrierasphaltes ([2, 3])

Tabelle 5.3: Parameter der Ermüdungsfunktionen der einbezogenen Asphalte

Material	b_1	b_2
Material 1	6,4942	-3,6269
Material 2	4,9284	-3,2116
Material 3	2,8686	-2,8890
Kalibrierasphalt ATS	2,8283	-4,1940

5.1.3 Tieftemperaturverhalten

Da für die in dieser Arbeit ausgewählten Asphalte keine Versuchsdaten zur Beschreibung des jeweiligen Tieftemperaturverhaltens vorliegen, wurden die temperaturabhängigen kryogenen Zugspannungen σ_{kryo} zunächst mittels Gl. (A.9)

in Anhang A Abschnitt A.3 rechnerisch ermittelt und denen in Abbildung C.2 zusammengefassten messtechnisch bestimmten Abhängigkeiten vergleichend gegenüber gestellt. Die berechneten Abhängigkeiten weichen deutlich von den auf Versuchsdaten basierenden Verläufen ab. Zum einen zeigen die rein rechnerisch ermittelten Verläufe ein annähernd lineares Verhalten und zum anderen wird mit den Materialien 1 und 3 ein wesentlich größerer Bereich bereitgestellt, als mit den Versuchsdaten abgedeckt wird. Die Berechnung der oberen Grenze erscheint insbesondere im oberen Temperaturbereich unplausibel.

Um den möglichen Einfluss kryogener Zugbeanspruchungen sinnvoll einbeziehen und bewerten zu können, wurden für die weiteren Betrachtungen die in Abbildung 5.3 dargestellten Abhängigkeiten exemplarisch ausgewählt. Die prüftechnisch bestimmten Daten können durch die in Tabelle 5.4 aufgelisteten Parameter mittels eines Polynoms gemäß Gl. (A.8) in Anhang A beschrieben werden.

Aus der funktionalen Beschreibung der kryogenen Zugbeanspruchungen können für beliebige Temperaturen die dimensionierungsrelevanten zusätzlich zu berücksichtigenden Dehnungen berechnet werden.

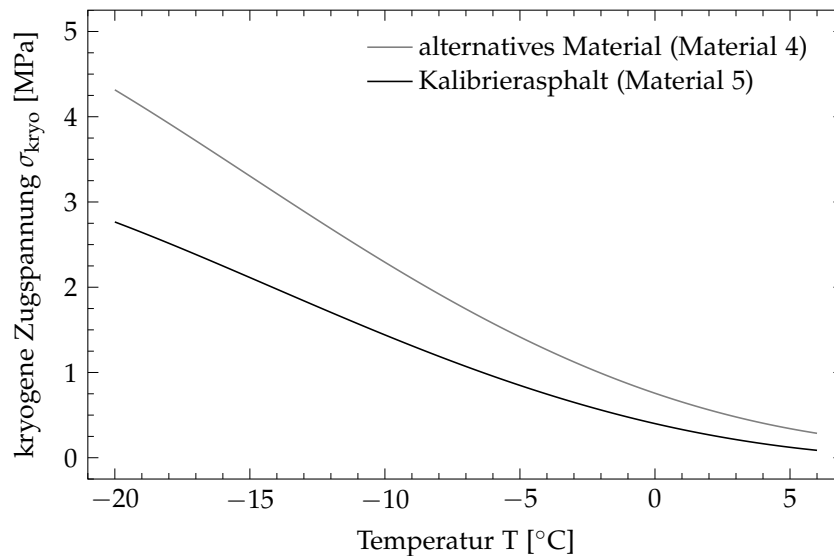


Abbildung 5.3: Kryogene Zugspannungen in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur für zwei aus Abbildung C.2 ausgewählte Asphalte; Bestimmung auf Grundlage von Versuchsdaten

Tabelle 5.4: Parameter zur Modellierung der einbezogenen kryogenen Zugspannungen in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur

Material	c_4	c_3	c_2	c_1	c_0
Material 4	$-3,54 \cdot 10^{-6}$	$2,74 \cdot 10^{-6}$	0,004989	-0,107592	0,756362
Material 5	$-2,52 \cdot 10^{-6}$	$9,22 \cdot 10^{-6}$	0,003465	-0,072833	0,400305

5.2 UNGEBUNDENE TRAGSCHICHTGEMISCHE UND BODEN

Die Auswahl repräsentativer Materialien erfolgte auf Grundlage der von NUMRICH in [56] aufgelisteten ungebundenen Tragschichtmaterialien. In Abhängigkeit vom elastischen Verformungsverhalten aller grundsätzlich als geeignet definierten Materialien (siehe Abschnitt 5.2.2) wurden die drei Materialien GRA2-M-2.0; DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4 aufgrund ihres deutlich unterschiedlichen Verhaltens gezielt ausgewählt.

Die Bezeichnung der Materialien wurde aus der Ursprungsquelle übernommen. Die ersten drei Buchstaben definieren die Materialart bzw. -herkunft, gefolgt von einer fortlaufenden Nummer, die die jeweilige Materialprobe näher definiert. Der mittlere Buchstabe zeigt an, wie ein Material granulometrisch zusammengesetzt ist, d. h. wie die jeweilige Korngrößenverteilung innerhalb des vorgegebenen Sieblinienbereiches orientiert ist (unten, mitte, oben). Der sich anreihende Zahlenwert erklärt, inwieweit der im Gemisch erreichte Wassergehalt unterhalb des jeweils gültigen optimalen Wassergehaltes liegt.

Nachfolgend werden die volumetrischen und elastischen Materialeigenschaften der drei einbezogenen ungebundenen Materialien vorgestellt. Konkrete Aussagen zum jeweiligen plastischen Materialverhalten stehen nicht zur Verfügung.

5.2.1 Volumetrische Eigenschaften

Die für die weiteren Untersuchungen ausgewählten Gesteinskorngemische entstammen unterschiedlichen sächsischen Steinbrüchen. Ausgewählt wurden ein Granodiorit- und ein Diabasmaterial, letzteres mit zwei unterschiedlichen Zusammensetzungen. Alle drei Gemischvarianten sind als Gesteinskorngemische der Körnung 0/32 zu verstehen, weisen jedoch teilweise unterschiedliche volumetrische Eigenschaften auf. Die Korngrößenverteilungen der Materialien GRA2-M-2.0 und DIA4-M-3.4 entsprechen dem mittleren Bereich des Sieblinienbandes für Schottertragschichten, die des Materials DIA3-U-1.5 der unteren Begrenzung, beide ursprünglich festgelegt gemäß [102].

Die eingestellten Korngrößenverteilungen zeigt Abbildung 5.4. Die erreichten Dichten und Wassergehalte sind in Tabelle 5.5 aufgelistet.

Ergänzend zu den Angaben in [56] wird außerdem das Verhältnis von erreichtem zu optimalem Wassergehalt vermerkt. Dieses Feuchteverhältnis ist insbesondere bei der Interpretation von Materialreihungen, z. Bsp. hinsichtlich deren elastischen Verhaltens, von Bedeutung (siehe Abschnitt 5.2.2).

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass es sich, gemäß mündlicher Überlieferung, bei dem beprobten Diabasmaterial um ein verhältnismäßig plattiges Material handelt. Schriftliche Angaben zur Plattigkeitskennzahl liegen jedoch nicht vor.

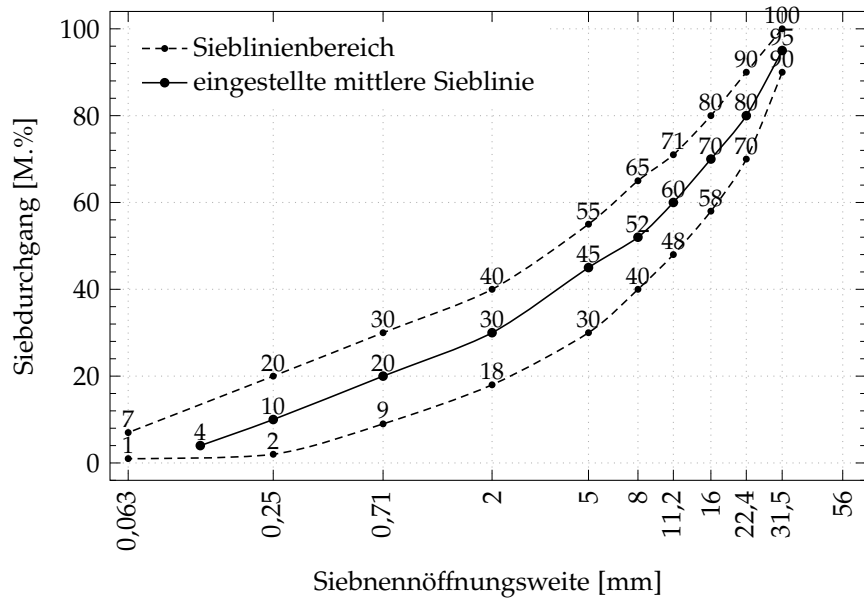


Abbildung 5.4: Korngrößenverteilungen der ausgewählten Gesteinskorngemische gemäß Tabelle 5.5 ([56])

Tabelle 5.5: Zusammensetzung der ausgewählten Gesteinskorngemische ([56])

Probe	Material (Lage Sieblinie)	erreichte Dichte ρ_d [g/cm ³]	optimaler Wasser- gehalt W_{opt} [%]	erreichter Wasser- gehalt W_{ist} [%]	Verhältnis Wasser- gehalte W_{ist}/W_{opt} [%]
[-]	[-]				
GRA2-M-2.0	Granodiorit (Mitte)	2,24	7,0	5,0	71,4
DIA3-U-1.5	Diabas (Unten)	2,30	3,8	2,3	60,5
DIA4-M-3.4	Diabas (Mitte)	2,47	7,0	3,6	51,4

5.2.2 Elastisches Verformungsverhalten

Die gezielte Auswahl repräsentativer Gesteinskorngemische erfolgte in Abhängigkeit vom elastischen Verformungsverhalten aller grundsätzlich geeigneten Materialien. Aus den im Rahmen der Arbeiten von NUMRICH [56] durchgeführten Triaxialversuchen zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens stehen sowohl vertikale als auch horizontale Dehnungsanteile zur Verfügung. Da die sich anschließenden Betrachtungen primär auf die vertikalen Dehnungsanteile stützen, wurden zunächst, wie in Abbildung 5.5 dargestellt, die versuchstechnisch mittels Triaxialversuch bestimmten axialen Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ den jeweiligen deviatorischen Spannungsanteilen σ_d gegenübergestellt und drei Materialien mit deutlich unterschiedlichem elastischen Verhalten ausgewählt. Das Material DIA4-M-3.4 zeigt im Vergleich zu den beiden Materialien GRA2-M-2.0 und DIA4-M-3.4 ein weniger nichtlineares Verhalten.

Die in Abbildung 5.5 gezeigte Materialreihung korreliert, unter Berücksichtigung von Materialart und Korngrößenverteilung, mit den in den Materialien vorhandenen Wassergehalten W_{ist} bezogen auf den jeweiligen optimalen Wassergehalt W_{opt} . Eine Aufschlüsselung der Graphen in Abbildung 5.5 nach Materialart und Korngrößenverteilung findet der interessierte Leser in Anhang C in Abbildung C.3 bis Abbildung C.9.

Die Abbildungen verdeutlichen, dass zwischen den vertikalen Dehnungsanteilen $\epsilon_{z,d}$ und dem Verhältnis W_{ist} zu W_{opt} innerhalb einer Materialgruppe kein linearer Zusammenhang besteht. Dies gilt es, je nach Grad der Ausprägung, insbesondere bei der Entwicklung neuer Stoffgesetze zu berücksichtigen. Des Weiteren sei darauf hingewiesen, dass einige Materialien im Mittel ein nahezu lineares Verformungsverhalten aufweisen.

In Abbildung 5.6 und Abbildung 5.7 sind explizit für die drei ausgewählten Gesteinskorngemische die Zusammenhänge zwischen axialen ($\epsilon_{z,d}$) bzw. radialen ($\epsilon_{r,d}$) Dehnungsanteilen und den jeweiligen deviatorischen Spannungsanteilen σ_d gezeigt. Ergänzt werden die beiden Grafiken durch die in Abbildung 5.8 und Abbildung 5.9 präsentierten Darstellungen. Diese zeigen die deviatorischen Dehnungsanteile im Detail nochmals getrennt für unterschiedliche hydrostatische Spannungsanteile σ_{hyd} .

Um das materialspezifische elastische Verformungsverhalten der drei Gesteinskorngemische im Rahmen von Prognoserechnungen möglichst realitätsnah berücksichtigen zu können, wurden gemäß den sich anschließenden Ausführungen in Abschnitt 5.3 die Modellparameter für das DRESDNER Stoffmodell unter Berücksichtigung verschiedener Annahmen bestimmt. Die final verwendeten Parameter (gemäß Gl. (3.37) und (3.43)) sind in Tabelle 5.6¹ zusammengefasst.

Tabelle 5.6: Verwendete Modellparameter der Elastizitätsmodul- und Querdehnzahlfunktion E_{DM} und ν_{DM} des DRESDNER Modells für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus den Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0, DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4 (reduzierter Datensatz)

Kenngröße	Modellparameter		ber. Modellparameter		
			GRA2-M-2.0	DIA3-U-1.5	DIA4-M-3.4
E_{DM} [kPa] (Gl. (3.37))	Q	[kPa ^(1-Q₂)]	12806,54	13215,63	47814,78
	C	[kPa ^(1-Q₁-Q₂)]	4090,85	1551,06	10294,55
	Q ₁	[-]	0,3027	0,6070	0,2445
	Q ₂	[-]	1/3	1/3	1/3
	D	[kPa]	0,00	0,00	0,00
ν_{DM} [-] (Gl. (3.43))	R	[-]	0,0501	0,0367	0,0540
	A	[10 ⁻⁴ kPa ⁻¹]	-12,0849	-4,245111	-3,7227
	B	[-]	0,3034	0,1720	0,2201

¹ In Abhängigkeit von den gewählten Startwerten können sich verschiedene Sätze an Modellparametern bei vergleichbaren Regressionsergebnissen für die Kenngrößen E_{DM} und ν_{DM} ergeben.

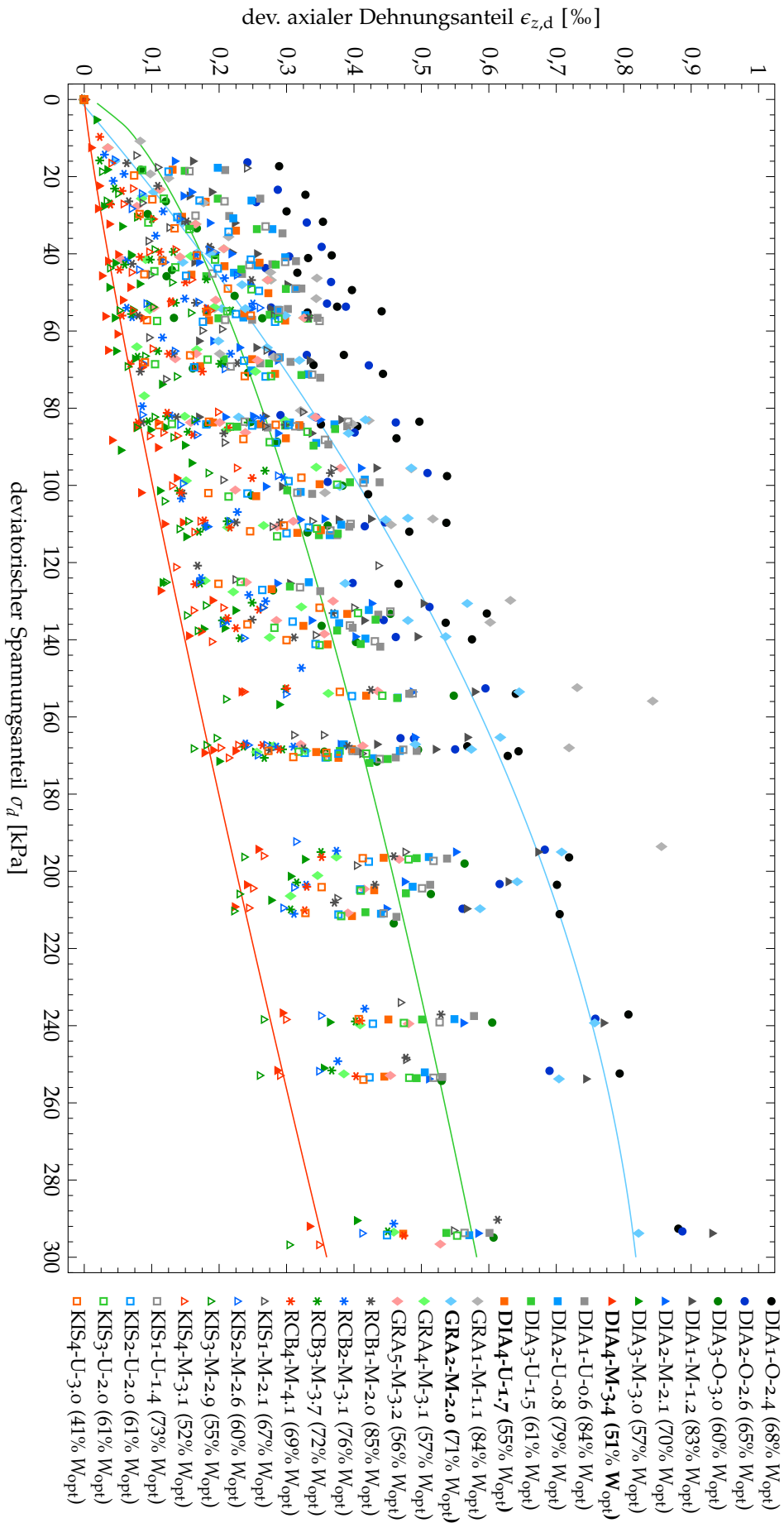


Abbildung 5.5: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für die in [56] zusammengefassten Untersuchungs-
 ergebnisse; Einordnung der ausgewählten Materialien GRA2-M-2.0, DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4

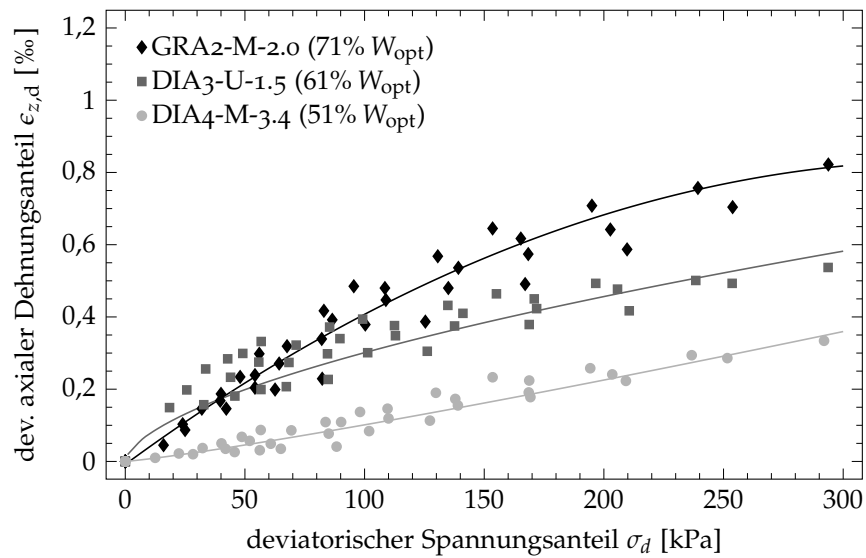


Abbildung 5.6: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für die ausgewählten Gesteinskornmischungen

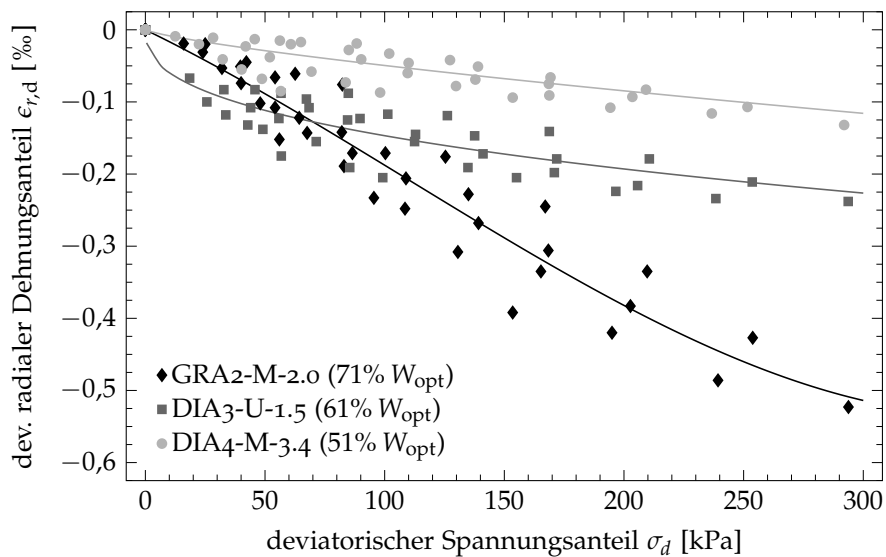


Abbildung 5.7: Zusammenhang radiale Dehnungsanteile $\epsilon_{r,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für die ausgewählten Gesteinskornmischungen

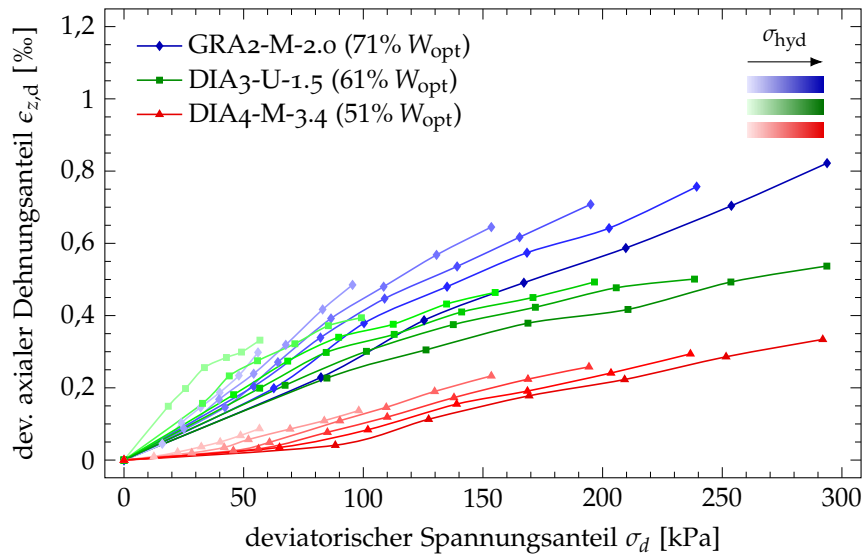


Abbildung 5.8: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für die ausgewählten Gesteinskornmischungen, getrennt für unterschiedliche hydrostatische Spannungsanteile σ_{hyd}

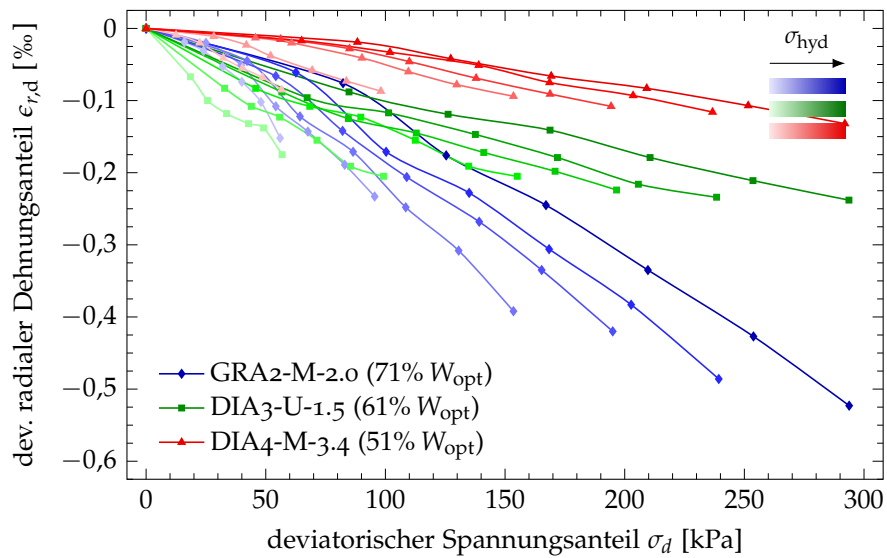


Abbildung 5.9: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{r,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für die ausgewählten Gesteinskornmischungen, getrennt für unterschiedliche hydrostatische Spannungsanteile σ_{hyd}

Die durchgeführten Prognoseberechnungen schließen auch Berechnungen ein, bei denen linear elastisches Materialverhalten für die Tragschichten ohne Bindemittel angenommen wurde. Für diese Berechnungsfälle ist die Festlegung geeigneter Elastizitätsmoduln und Querdehnraten erforderlich. Die Festlegung beider Kenngrößen wird in Abschnitt 6.6.4 beschrieben. Die entsprechenden Kennwerte sind in Anhang D in Tabelle D.2 zusammengefasst.

Für das anstehende Planum (Boden) wurde ausschließlich linear elastisches Materialverhalten und somit in allen Berechnungen eine über den Querschnitt konstante Schichtsteifigkeit, exemplarisch mit $E_{B,lin} = 45 \text{ MPa}$, angenommen. Nichtlinear elastisches Materialverhalten von Böden kann mit den in dieser Arbeit genannten Stoffmodellen nicht korrekt nachgebildet werden. Hierfür sind geeignete Modelle der Bodenmechanik notwendig.

5.2.3 Plastisches Verformungsverhalten

Zur Durchführung des Verformungsnachweises für ungebundene Befestigungsschichten gemäß Abschnitt 4.3 sind keine weiteren Materialkennwerte erforderlich. Die für den Nachweis notwendigen Größen ergeben sich aus den berechneten Beanspruchungszuständen.

Tabelle 5.7: Modellparameter zur Berechnung von λ in Gl. (3.58)

Nr.	Materialbezeichnung	a_1	a_2^b
Bezeichnung und Parameter gemäß [20]			
1	SE05-70 ^a	55,836	3,417
2	SE05-80	56,605	3,436
Bezeichnung und Parameter gemäß [11]			
3	Diabas_85_97	12,873	2,669
4	Diabas_70_97	13,500	3,044
5	MixDia_85_97	26,238	3,134
6	MixDia_70_97	25,940	3,348
7	Grauwacke_85_97	8,715	3,803
8	Kies_85_97	9,375	4,118
9	Kies_70_97	10,400	4,248
10	Grauwacke_70_97	10,686	4,332
11	Grano_70_97	8,773	4,897
12	Grano_85_97	10,575	5,420
13	Kalk_70_97	153,049	5,492
14	Kalk_85_97	163,641	6,590

^a ausgewählt für Dimensionierung

^b Die Reihung der Materialien hinsichtlich deren plastischen Materialverhaltens wird vornehmlich durch den Parameter a_2 bestimmt.

Die Modellierung des plastischen Verformungsverhaltens erfolgte unter Anwendung des in Abschnitt 3.3.7 beschriebenen Modellansatzes. Da für die einbezogenen Gesteinskorngemische jedoch keine Angaben zum plastischen Verformungsverhalten vorliegen, wurden näherungsweise die in [20] und [11] für den beschriebenen Ansatz erarbeiteten Parameter verwendet. Diese sind in Tabelle 5.7 aufgelistet.

5.3 BESTIMMUNG DER PARAMETER DES DRESDNER STOFFMODELLS

In dieser Arbeit wird zur Beschreibung des nichtlinear elastischen Verhaltens granularer Gesteinskorngemische das DRESDNER Stoffmodell mit spannungsabhängigem Elastizitätsmodul E_{DM} und spannungsabhängiger Querdehnzahl ν_{DM} gemäß Gl. (3.36) und Gl. (3.43) in Abschnitt 3.3.5 bzw. 3.3.6 in Anwendung gebracht.

Zur Bestimmung von Modellparametern eines Stoffmodells müssen im Allgemeinen die Parameter eines Funktionsansatzes so lange variiert werden, bis die Abweichungen zwischen den tatsächlichen (realen) Werten und Modellergebnissen minimal sind.

Es wird vermutet, dass zum Zeitpunkt der Entwicklung des DRESDNER Modells eine rechnergestützte Bestimmung der Modellparameter nur sehr begrenzt möglich war und deshalb ursprünglich eine stufenweise Bestimmung der Modellparameter auf Grundlage der in Abschnitt 3.3.5 beschriebenen Modellentwicklung verfolgt wurde.

In Abschnitt 5.3.1 wird zunächst die Berechnung der aus Messwerten indirekt berechenbaren Elastizitätsmoduln E_R und Querdehnzahlen ν_R anhand eines Beispiels erläutert. E_R und ν_R dienen als Referenzwerte (reale Werte) zur Ermittlung der Parameter des DRESDNER Stoffmodells.

Nachfolgend werden zwei Möglichkeiten zur Ermittlung der Stoffmodellparameter diskutiert. In Abschnitt 5.3.2 wird zunächst die stufenweise Parameterbestimmung in Anwendung gebracht, bevor in Abschnitt 5.3.3 eine vereinfachte Vorgehensweise vergleichend vorgestellt wird.

5.3.1 Berechnung realer Kenngrößen

Die Berechnung von realer Kenngrößen, d. h. von „realen“ Elastizitätsmoduln und Querdehnzahlen auf Grundlage von im Triaxialversuch gemessenen axialen und radialen Dehnungen ϵ_z bzw. ϵ_r erfolgt auf Grundlage der Ausführungen in Abschnitt 3.3.5.1.

In Abbildung 5.10 werden exemplarisch die von NUMRICH ([56]) für das Material GRA2-M-2.0 bei unterschiedlichen Kombinationen aufgebracht radialer und axialer Spannungen gemessenen Dehnungen dargestellt. Ein optisch zusammenhängender Pfad repräsentiert die Dehnungen, die bei konstanter Radialspannung $\sigma_r = \text{konstant}$ ($\sigma_{r,\text{konstant}}$) und gleichzeitig variabler Axialspannung

$\sigma_{z,\text{variabel}}$ (d. h. bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen σ_z/σ_r) gemessen wurden. Es erscheint somit zielführend, für jeden dieser Pfade die realen Kenngrößen differenziert zu ermitteln.

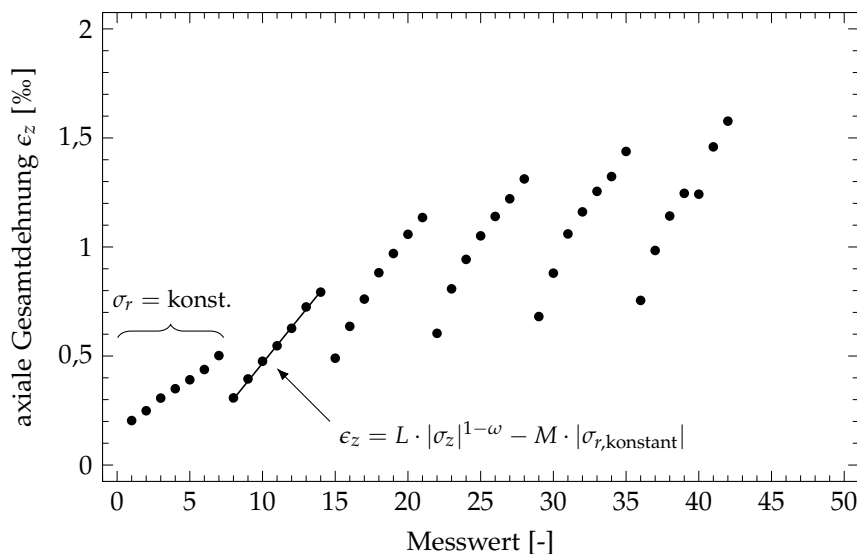


Abbildung 5.10: Im Triaxialversuch gemessene axiale Gesamtdehnung für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0 (vgl. Tabelle C.1)

Zur Berechnung der „realen“ Kenngrößen Elastizitätsmodul E_R und Querdehnzahl ν_R sind in einem ersten Schritt die Faktoren L und M bzw. F und G in Gl. (3.24) bzw. Gl. (3.25) zu bestimmen. Durch Bereitstellen von jeweils mindestens zwei Wertepaaren von Dehnungen (ϵ_z oder ϵ_r) lassen sich die Faktoren eindeutig mittels Gleichungssystem ermitteln.

Die ursprünglich angedachte Vorgehensweise sieht vor, zur Ermittlung der Faktoren lediglich zwei Wertepaare von Dehnungen zu verwenden. Dies hat zur Folge, dass sich, wird bei konstanter Radialspannung die Axialspannung mehrfach für $\sigma_{z,\text{variabel}}$ und $\sigma_{r,\text{konstant}}$ variiert (d. h. jeweils für einen der dargestellten Pfade), zunächst mehrere Paare $L_{\sigma_{r,i}}$; $M_{\sigma_{r,i}}$ bzw. $F_{\sigma_{r,i}}$; $G_{\sigma_{r,i}}$ resultieren, die nachfolgend jeweils für einen Pfad (d. h. für $\sigma_{r,\text{konstant}}$) gemittelt wurden.

Aus Sicht der Autorin erscheint diese Vorgehensweise vor dem Hintergrund derzeit zur Verfügung stehender technischer Möglichkeiten zur Lösung von Gleichungssystemen (d. h. zur Durchführung von Regressionsanalysen) nicht mehr erforderlich. Es wird daher empfohlen, die Faktoren L , M , G und F jeweils unter Einbeziehen eines vollständigen Pfades (d. h. für $\sigma_{z,\text{variabel}}$ und $\sigma_{r,\text{konstant}}$) zu berechnen. Die sich anschließende Mittelwertbildung entfällt somit.

*Anpassung
Vorgehensweise*

Grundsätzlich gilt anzumerken, dass zur Anwendung der beschriebenen Vorgehensweise gewährleistet sein muss, dass die verwendete Prüftechnik das Aufbringen möglichst konstanter Radialspannungen σ_r bei variabler axialer Spannung erlaubt.

Achtung!

Im Rahmen dieser Arbeit werden ausschließlich prüftechnisch ermittelte vertikale Dehnungen ϵ_z einbezogen. Folglich sind nur die Faktoren L und M zu bestimmen. Unter Einbeziehung beider Faktoren können die „realen“ Kenngrößen

Elastizitätsmodul E_R und Querdehnzahl ν_R gemäß Gl. (3.27) und Gl. (3.28) für jeden Pfad (d. h. für $\sigma_{z,\text{variabel}}$ berechnet werden. In Tabelle C.2 werden für die der Abbildung 5.10 zugrundeliegenden Versuchsdaten (vgl. Tabelle C.1) die von der Autorin neu bestimmten rechnerischen Kennwerte E_R und ν_R mit Verweis auf die verwendeten Gleichungen zusammengefasst. Eine Auflistung der zur Ermittlung der für die rechnerischen Kennwerte E_R und ν_R erforderlichen Faktoren L und M erfolgt in Tabelle 5.8.

Eine Darstellung der beiden rechnerischen Kenngrößen E_R und ν_R erfolgt in den sich anschließenden Abschnitten mit konkreten Ausführungen zur Bestimmung der Parameter des DRES-DNER Modells. E_R und ν_R werden hier den Modellkenngrößen E_{DM} und ν_{DM} vergleichend gegenüber gestellt.

Die Ausführungen in dieser Arbeit beinhalten für die drei voran genannten Gesteinskornmischungen GRA2-M-2.0, DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4 sowohl die Ergebnisse als auch Zwischenergebnisse für eine vereinfachte Bestimmung der Parameter des DRES-DNER Modells. Für die Materialprobe GRA2-M-2.0 werden exemplarisch außerdem alle Ergebnisse und Zwischenergebnisse für eine stufenweise Parameterbestimmung bereitgestellt.

5.3.2 Stufenweise Parameterbestimmung

Für die Bestimmung der Parameter der beiden Modellgleichungen E_{DM} und ν_{DM} des DRES-DNER Modells in Gl. (3.37) und Gl. (3.43) können verschiedene Vorgehensweisen genutzt werden. Nachfolgend wird zunächst die von GLEITZ ([58]) vorgestellte stufenweise Parameterbestimmung, die in engem Zusammenhang mit der ursprünglichen Modellentwicklung steht, näher erläutert. Ergänzungen hierzu in [56] und [44] wurden von der Autorin, soweit als hilfreich erachtet, ebenfalls einbezogen.

Beispiel
GRA2-M-2.0

Die stufenweise Ermittlung der Modellparameter des spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls E_{DM} erfolgt gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.3.5.2.

Aus den auf Messwerten basierenden „realen“ Elastizitätsmoduln E_R folgt nach Umstellen von Gl. (3.31) für den Bezugsmodul E_0 der in Gl. (5.1) dargestellte Zusammenhang. E_0 wird hier durch den aus Messwerten berechneten, und somit „realen“, Bezugsmodul $E_{0,R}$ ersetzt.

$$E_{0,R} = \frac{E_R}{(\sigma_z/100 \text{ kPa})^{1/3}} \quad (5.1)$$

Da sich für jeden Pfad (d. h. für jedes Wertepaar von $\sigma_{z,\text{variabel}}$; $\sigma_{r,\text{konstant}}$) ein „realer“ Elastizitätsmodul E_R berechnen lässt, folgt bei Anwendung von Gl. (5.1), dass sich für den jeweils gleichen Pfad auch ein Bezugsmodul $E_{0,R}$ ergibt. Die für das Beispiel der Granodioritprobe GRA2-M-2.0 berechneten „realen“ Elastizitätsmoduln E_R sowie die daraus berechneten Bezugsmoduln $E_{0,R}$ sind in Anhang C.3 in Tabelle C.2 zusammengefasst.

Auf Grundlage der ermittelten „realen“ Kenngrößen kann nun die Bestimmung des Elastizitätsmoduls E_{DM} des DRESDNER Modells erfolgen. Hierfür sind zunächst die Parameter des funktionalen Ansatzes des Bezugsmoduls $E_0(\sigma_r)$ in Gl. (3.30) zu ermitteln. Die Parameter X_E , Y_E und Q_1 sind dafür so lange zu variieren bis eine bestmögliche Anpassung der Bezugsmoduln $E_0(\sigma_r)$ an die Bezugsmoduln $E_{0,R}$ gegeben ist. Hierbei sind grundsätzlich alle Bezugsmoduln (d. h. die Bezugsmoduln aller Pfade bzw. Laststufen) einzubeziehen. Man erhält folglich für jedes untersuchte Material einen einzigen Parametersatz (X_E , Y_E , Q_1).

Die Variation der Parameter kann unter Anwendung verschiedener Regressionsverfahren erfolgen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Methode der kleinsten Quadrate verwendet.

Abbildung 5.11 zeigt den funktionalen Zusammenhang zwischen den berechneten Bezugsmoduln $E_{0,R}$ und der Radialspannung σ_r gemäß Gl. (3.30). Werden für die Berechnung der Funktionsparameter nach Gl. (3.30) alle Laststufen, d. h. alle zur Verfügung stehenden Daten, berücksichtigt (vgl. Verlauf von $E_0^I(\sigma_r)$), so weicht der resultierende Funktionsverlauf deutlich von dem in [58, 56] und [44] postulierten Verlauf ab (vgl. Abbildung 3.2). Werden jedoch nur die Laststufen höherer Radialspannung σ_3 berücksichtigt (d. h. die ersten Pfade vernachlässigt, vgl. Verlauf von $E_0^{II}(\sigma_r)$), so ergibt sich der postulierte charakteristische Funktionsverlauf.

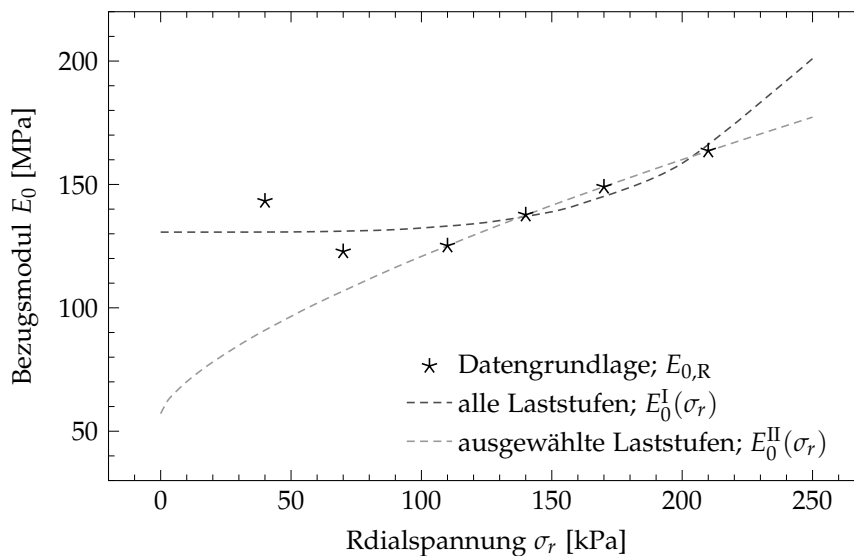


Abbildung 5.11: Funktionsverlauf des Bezugsmoduls E_0 für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0 gemäß Gl. (3.30) bei Berücksichtigung unterschiedlicher Laststufen: alle Laststufen - Index „I“; ausgewählte Laststufen (reduzierter Datensatz, Vernachlässigung der ersten Laststufen)- Index „II“

Die Untersuchung aller von NUMRICH ([56]) bereitgestellten Versuchsdaten zeigt in den meisten Fällen deutliche Abweichungen vom charakteristischen empirisch definierten Funktionsverlauf. Die Autorin vermutet, dass dies auf die Zusammensetzung der untersuchten granularen Gesteinskornmische und die

anschließende Herstellung der Prüfkörper zurückzuführen ist. Ergänzende Überlegungen hierzu folgen am Ende dieses Abschnittes.

Nachfolgend (wie auch in Abbildung 5.11) wird bei Betrachtung „vollständiger Datensätze“ der Index „I“ und bei Betrachtung „reduzierter Datensätze“ der Index „II“ ergänzt.

Die der Abbildung 5.11 zugrundeliegenden Bezugsmoduln sowie die zur Berechnung der Bezugsmoduln $E_{0,R}$ erforderlichen Faktoren L und M sind in Tabelle 5.8 gelistet. Die sich für $E_0^I(\sigma_r)$ und $E_0^{II}(\sigma_r)$ für unterschiedliche Datensätze (Laststufen) ergebenden Parameter X_E , Y_E und Q_1 sind in Tabelle 5.9 zusammengefasst.

Tabelle 5.8: Zwischenergebnisse zur Berechnung der „realen“ Kennwerte E_R und ν_R und der Bezugsmoduln E_0 ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a			Wassergehalt $w = 5,03\%$		
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$			Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$		
σ_r ^b [kPa]	$L \cdot 10^4$ [kPa ^{-(1-ω)}]	$M \cdot 10^4$ [kPa ⁻¹]	$E_{0,R}$ [MPa]	$E_0^I(\sigma_r)$ ^c [MPa]	$E_0^{II}(\sigma_r)$ ^d [MPa]
	Gl. (3.22)	Gl. (3.22)	Gl. (5.1)	Gl. (3.30)	Gl. (3.30)
40	0,3240	0,0505	143,27	130,72	
70	0,3780	0,0529	122,80	131,04	
110	0,3709	0,0350	125,16	133,02	125,20
140	0,3371	0,0217	137,70	137,04	137,56
170	0,3115	0,0159	148,99	144,90	149,13
210	0,2836	0,0121	163,65	164,82	163,61

^a Granodiorit o/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]

^b Sollwerte; keine Istwerte verfügbar

^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)

^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle 5.9: Zwischenergebnisse und Modellparameter der Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} für eine stufenweise Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$				
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$				
	X_E [kPa ^(1-Q_1)]	Y_E [kPa]	Q_1 [-]	Q [kPa ^(1-Q_2)]	C [kPa ^(1-Q_1-Q_2)]	Q_2 [-]
	Gl. (3.30)	Gl. (3.30)	Gl. (3.30)	Gl. (3.34)	Gl. (3.33)	
$E_0^I(\sigma_r)$ ^b	$8,1 \cdot 10^{-6}$	130681,67	4,1441	28154,51	$1,7 \cdot 10^{-6}$	1/3
$E_0^{II}(\sigma_r)$ ^c	2633,75	57119,79	0,6919	12306,09	567,42	1/3

^a Granodiorit o/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]

^b auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)

^c auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Das in [56] und [44] vorgestellte Rechenbeispiel zur stufenweisen Bestimmung der Modellparameter des DRESDNER Stoffmodells bezieht sich ebenfalls auf das Material Granodiorit GRA2-M-2.0. Eine grafische Darstellung des Bezugsmoduls E_0 wird in beiden Quellen nicht geboten. Die Berechnung bzw. Rückrechnung der Bezugsmoduln E_0 aus den rechnerischen (auf realen Messwerten basierenden) Elastizitätsmoduln E_R , tabellarisch angegeben in [56] und [44] liefern zwar andere Werte als in den hier eingebundenen Tabellen führen jedoch ebenfalls zu einem vom postulierten Verlauf qualitativ abweichenden andersartigen Funktionsverlauf für E_0 . Des Weiteren sei an dieser Stelle angemerkt, dass auch die in [56] und [44] aufgelisteten rechnerischen Kennwerte E_R und ν_R von der Autorin nicht reproduziert werden konnten. Hierfür wäre bspw. die Angabe der Parameter L und M erforderlich gewesen. Somit resultieren auch hier quantitative Abweichungen gegenüber den Angaben in Tabelle C.2. Die Diskrepanz zwischen den Ergebnissen verschiedener Berechnungsquellen überträgt sich in Konsequenz auch auf die finalen Modellparameter, so dass auch hier Abweichungen erwartungsgemäß zu verzeichnen sind.

Ist $E_0(\sigma_r)$ bestimmt, so lassen sich aus den Parametern X_E und Y_E gemäß Gl. (3.33) und Gl. (3.34) die Parameter Q und C des DRESDNER Stoffmodells in Gl. (3.37) berechnen.

Die finalen Parameter für die Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} des Stoffmodells sind in Tabelle 5.9 zusammengeführt.

Ausgehend von den in Abbildung 5.11 gezeigten Annahmen zur Berechnung des funktionalen Zusammenhanges zwischen dem Bezugsmodul E_0 und der Radialspannung σ_r ergeben sich für $E_0^I(\sigma_r)$ und $E_0^{II}(\sigma_r)$ deutlich unterschiedliche Parameter für die Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} .

Die Größenordnungen der in Tabelle 5.9 aufgelisteten Parameter werden vornehmlich von der Ansatzfunktion $E_0(\sigma_r)$ in Gl. (3.30) bestimmt. In Abhängigkeit vom berücksichtigten Datensatz (und somit vom qualitativem Verlauf) können sich deutlich unterschiedliche Faktoren bzw. Parameter (Zwischenergebnisse und Modellparameter) ergeben. Dies hat zur Folge, dass ein Vergleich verschiedener Parametersätze, bestimmt für unterschiedliche Gesteinskornmische, weder eine materialabhängige Reihung einzelner Parameter ermöglicht noch erlaubt. Eine gezielte Sichtung der in [56] aufgelisteten Parametersätze bestätigt dies.

Die stufenweise Berechnung der Parameter der Querdehnzahlfunktion ν_{DM} des DRESDNER Modells erfolgt im Gegensatz zur Berechnung der Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} stabil und eindeutig. Dies ist auf die hier zugrundeliegenden Ansätze in Gl. (3.39) und Gl. (3.40), die jeweils lineare Zusammenhänge darstellen, zurückzuführen.

Querdehnzahl

In einem ersten Schritt sind die Parameter R und X_E des Ansatzes für die Querdehnzahl ν_1 in Gl. (3.39) zu ermitteln. Dies erfolgt analog zur Bestimmung des „realen“ Elastizitätsmoduls E_R und des Bezugsmoduls $E_{0,R}$ jeweils für einen Pfad, d. h. jeweils für eine konstante Radialspannung ($\sigma_{r,\text{konstant}}$) und variable Axialspannungen ($\sigma_{z,\text{variabel}}$). In Tabelle 5.10 sind die berechneten Parameter R und X_ν in Abhängigkeit von der Radialspannung σ_r zusammengefasst.

Die Einzelwerte des Parameters R sind entsprechend den Annahmen zur Bestimmung der Parameter der Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} so zu mitteln, dass für die Bestimmung der Modellparameter der Elastizitätsmodul- und der Querdehnzahlfunktion jeweils der gleiche Datensatz zugrunde gelegt wird (vollständiger Datensatz I oder reduzierter Datensatz II). In der gesichteten Literatur wird die Mittlung des Parameters R zwar nicht erwähnt, die Bildung gemittelter Parameter ist jedoch notwendig, um für jedes Material und jede Modellfunktion einen einzigen Parametersatz bereitstellen zu können. Die für die Parameter R und X_v gemittelten Werte in Abhängigkeit vom berücksichtigten Datensatz sind ebenfalls in Tabelle 5.10 vorzufinden.

Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.3.5.3 sind in einem zweiten Schritt die Parameter A und Y_E zur Beschreibung der Querdehnzahl ν_2 in Gl. (3.40) mittels Regressionsanalyse so lange zu variieren, bis zwischen den bereits berechneten Parametern X_v und den zu berechnenden Werten der Querdehnzahl ν_2 eine bestmögliche Anpassung resultiert. Ergebnis ist ein Parameter A und ein Parameter Y_v (vgl. Tabelle 5.10). Der Parameter Y_v entspricht nun dem Parameter B des DRESDNER Modells .

Die mit den Parametern R und X_v bzw. A und Y_v berechneten Querdehnzahlen ν_1 und ν_2 in Gl. (3.39) und Gl. (3.40) sind in Abhängigkeit von den Spannungen σ_z und σ_r in Anhang C.3 in Tabelle C.3 aufgeführt.

In Tabelle 5.11 sind die finalen Modellparameter der Querdehnzahlfunktion ν_{DM} des DRESDNER Modells gemäß Gl. (3.43) zusammengefasst.

Aus den finalen Modellparametern der Elastizitätsmodul- und der Querdehnzahlfunktion des DRESDNER Modells (Tabelle 5.9 und Tabelle 5.11) lassen sich die in Tabelle C.4 aufgelisteten Elastizitätsmoduln und Querdehnzahlen für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0 berechnen. Nach Gl. (3.15a) können im Anschluss die spannungsabhängigen axialen Dehnungsanteile ermittelt werden. Diese sind in Anhang C.3 in Tabelle C.5 gelistet.

Ergebnis Ein visueller Vergleich der rechnerischen (basierend auf Messwerten) und der Modellwerte (vollständiger Datensatz I; reduzierter Datensatz II) des Elastizitätsmoduls E_{DM} , der Querdehnzahl ν_{DM} sowie der daraus berechneten axialen Gesamtdehnung ϵ_z wird in Abbildung 5.12 bis Abbildung 5.17 geboten.

Die mit dem DRESDNER Modell berechneten Elastizitätsmoduln zeigen eine sehr gute Korrelation mit den „realen“ Elastizitätsmoduln, insbesondere bei den höheren Laststufen (vgl. Abbildung 5.12). Werden die im Triaxialversuch zuerst aufgebrauchten Belastungen vernachlässigt, so zeigt sich eine noch besser Korrelation (Abbildung 5.13). Für die Querdehnzahl lässt sich diese Feststellung für das Baustoffgemisch GRA2-M-2.0 nicht bestätigen (Abbildung 5.14). Die Verwendung eines reduzierten Datensatzes führt hier nur zu einem geringfügig besseren Ergebnis (Abbildung 5.15).² Dies gilt für die meisten von NUMRICH ([56]) untersuchten Materialien. Es hat sich gezeigt, dass nur in wenigen Fällen,

² Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten wird durch ein Bestimmtheitsmaß R^2 sowie durch einen Anstieg nahe Eins der Regressionsgeraden, die sich bei Gegenüberstellung von gemessenen zu berechneten Werten ergibt, gezeigt. Dem Anstieg wird eine größere Bedeutung beigemessen als dem Bestimmtheitsmaß.

geeignete Parameter für die Modellierung der rechnerischen Querdehnzahlen ν_R ermittelt werden können. Zeigen die rechnerischen (ν_R) und die modellierten Querdehnzahlen (ν_{DM}) eine schlechte Korrelation, so ist i. d. R. auch die Korrelation zwischen gemessener und modellierter Dehnung ähnlich schlecht (vgl. Abbildung 5.16 und Abbildung 5.17).

Tabelle 5.10: Zwischenergebnisse für eine stufenweise Parameterbestimmung der Modellfunktion der Querdehnzahl ν_{DM} , ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$		$Q_2 = 1/3$
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24\text{ g/cm}^3$		
σ_r^b [kPa]	R [-]	X_ν [-]	$A \cdot 10^4$ [kPa ⁻¹]	Y_ν [-]
	Gl. (3.39)	Gl. (3.39)	Gl. (3.40)	Gl. (3.40)
40	0,0639	0,2067		
70	0,0695	0,2233		
110	0,0542	0,1752		
140	0,0401	0,1295		
170	0,0339	0,1098		
210	0,0304	0,0985		
I ^c	0,0487 ^e		7,8507	0,2540
II ^d	0,0396 ^e		7,3809	0,2445

^a Granodiorit o/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]

^b Sollwerte; keine Istwerte verfügbar

^c auf Grundlage aller Laststufen (kompletter Datensatz)

^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

^e gemittelte Werte

Tabelle 5.11: Modellparameter der Modellfunktion der Querdehnzahl ν_{DM} für eine stufenweise Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$		$Q_2 = 1/3$
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24\text{ g/cm}^3$		
	R [kPa]	$A \cdot 10^4$ [kPa ⁻¹]	B [-]	
	Gl. (3.39)	Gl. (3.40)	Gl. (3.40)	
I ^b	0,0487	7,8507	0,2540	
II ^c	0,0396	7,3809	0,2445	

^a Granodiorit o/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]

^b auf Grundlage aller Laststufen (kompletter Datensatz)

^c auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Abweichungen in den ersten Laststufen sind (trotz dokumentierter Vorbelastung in den genannten Quellen) möglicherweise auf Nachverdichtungsprozesse zurückzuführen. Besonders große Abweichungen zwischen gemessenen und mit dem DRESDNER Modell berechneten Querdehnzahlen konnten bei Materialien mit besonders hohen relativen Wassergehalten (W_{ist} zu W_{opt}) beobachtet werden.

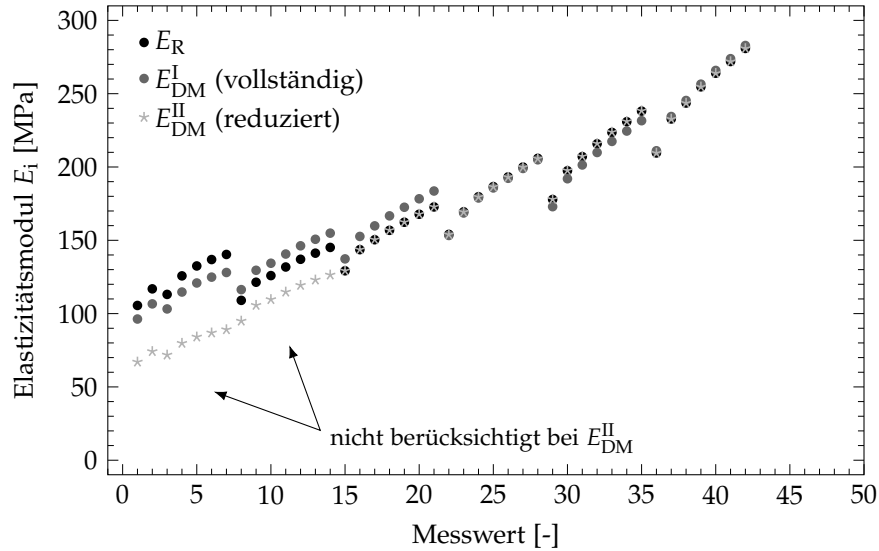


Abbildung 5.12: Aus Messwerten und mit dem DRESDNER Modell (stufenweise Parameterbestimmung getrennt für jede Laststufe - für $\sigma_{r,konstant}$; Berücksichtigung aller bzw. ausgewählter Laststufen) berechnete Elastizitätsmoduln für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

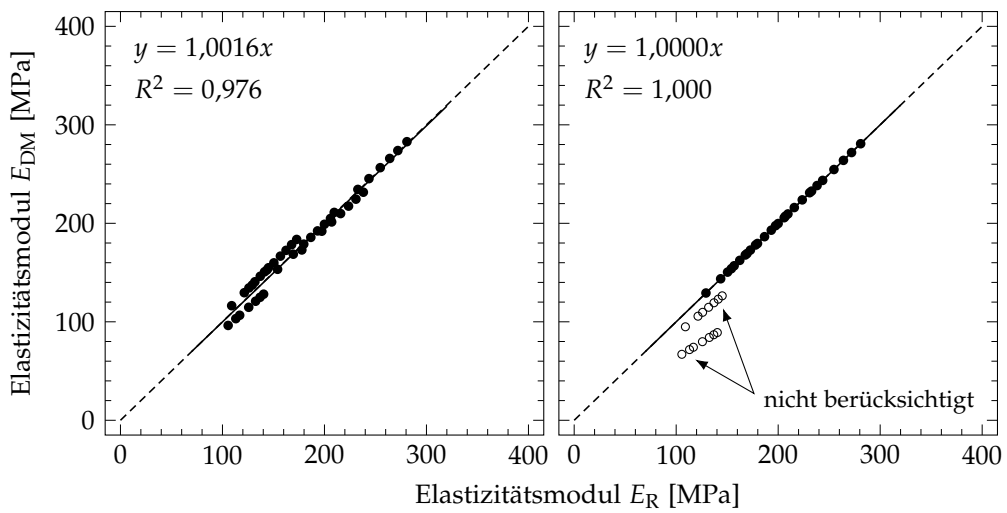


Abbildung 5.13: Korrelation zwischen aus Messwerten und mit dem DRESDNER Modell berechneten Elastizitätsmoduln für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0; links: Berücksichtigung aller Laststufen; rechts: Berücksichtigung ausgewählter Laststufen

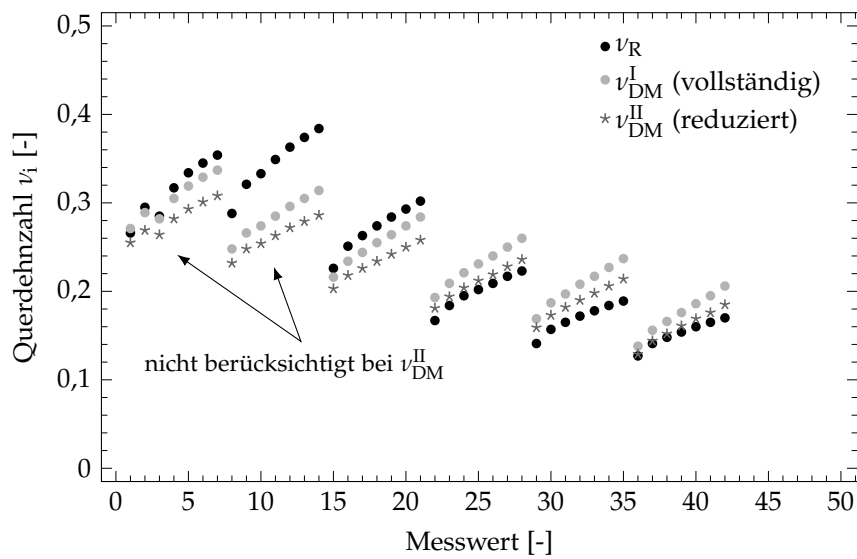


Abbildung 5.14: Aus Messwerten und mit dem DRESDNER Modell (stufenweise Parameterbestimmung getrennt für jede Laststufe - für $\sigma_{3,\text{konstant}}$; Berücksichtigung aller bzw. ausgewählter Laststufen) berechnete Querdehnzahlen für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

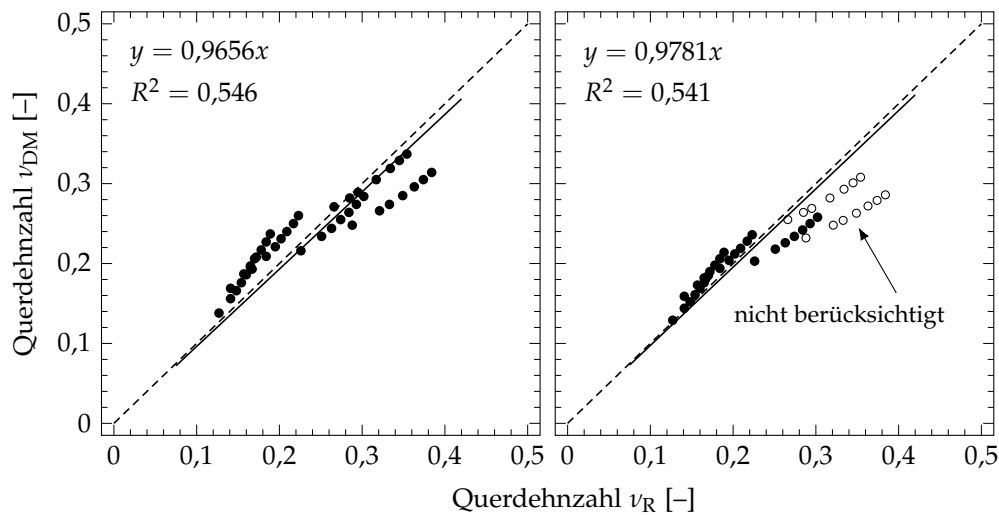


Abbildung 5.15: Korrelation zwischen aus Messwerten und mit dem DRESDNER Modell berechneten Querdehnzahlen für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0; links: Berücksichtigung aller Laststufen; rechts: Berücksichtigung ausgewählter Laststufen

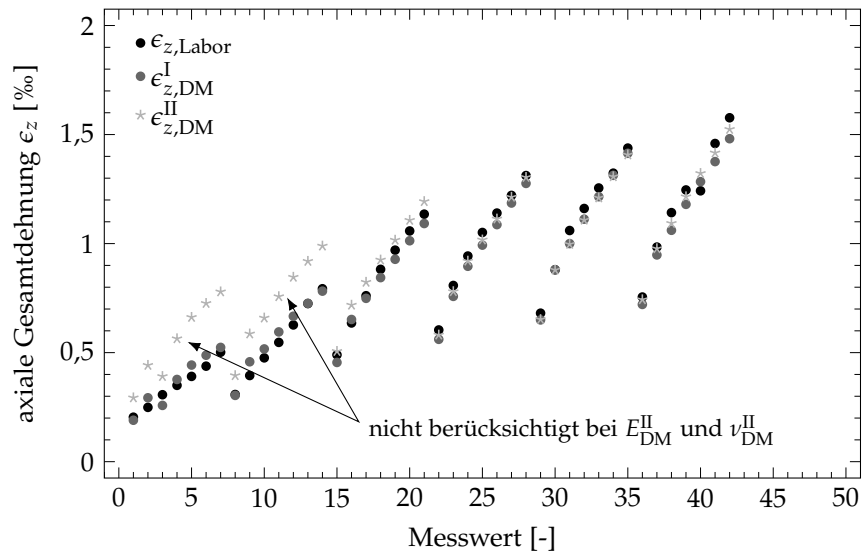


Abbildung 5.16: Gemessene und mit dem DRESNER Modell (stufenweise Parameterbestimmung getrennt für jede Laststufe - für $\sigma_{3,\text{konstant}}$; Berücksichtigung aller bzw. ausgewählter Laststufen) berechnete axiale Gesamtdehnung für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

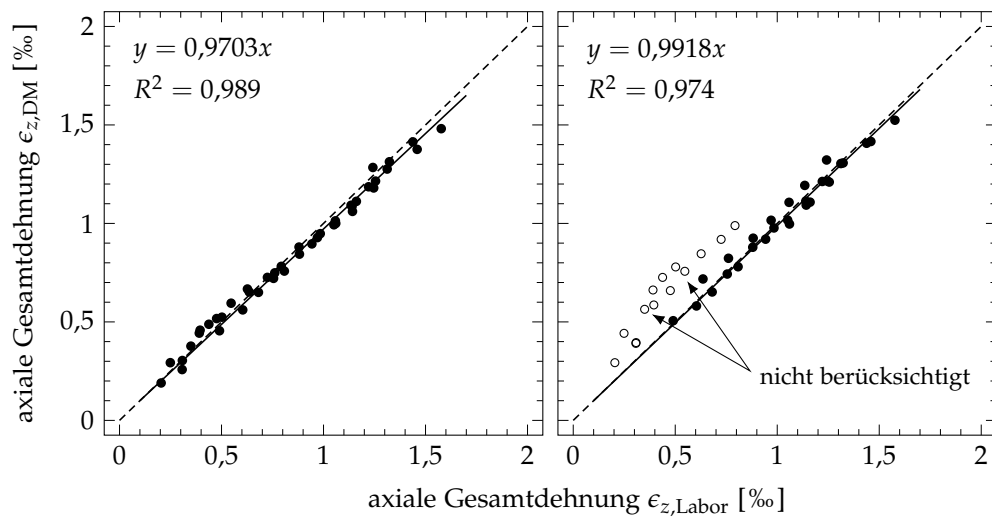


Abbildung 5.17: Korrelation zwischen gemessenen und mit dem DRESNER Modell berechneten axialen Gesamtdehnungen für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0; links: Berücksichtigung aller Laststufen; rechts: Berücksichtigung ausgewählter Laststufen

Die in dieser Arbeit beschriebene stufenweise Parameterbestimmung für das DRESDNER Modell erscheint vor dem Hintergrund der ursprünglichen Modellentwicklung folgerichtig verstanden und für den Anwender nachvollziehbar ergänzt.

*Fazit
stufenweise
Parameter-
bestimmung*

Die stufenweise Bestimmung der Modellparameter erlaubt dem Nutzer, subjektiv gezielt Einfluss auf die Parameterbestimmung zu nehmen. Die Berechnung der Modellparameter ist grundsätzlich von Art und Umfang der zugrunde gelegten bzw. einbezogenen Datensätze abhängig. Folglich ist es unabdingbar, vor Reduzierung der einzubeziehenden Datensätze mögliche Ursachen für unerwartete Prüfdaten (i. d. R. einzelne Laststufen mit $\sigma_{z,\text{variabel}}$ und $\sigma_{r,\text{konstant}}$ betreffend) ausfindig zu machen und genau zu prüfen, inwieweit eine Reduzierung des einzubeziehenden Datensatzes überhaupt sinnvoll und legitim ist. Durch das Berücksichtigen vollständiger und reduzierter Datensätze ist eine Ableitung von Zusammenhängen zwischen Materialverhalten und einzelnen Modellparametern nur sehr begrenzt möglich bzw. merklich von der gewählten Vorgehensweise abhängig.

Es wird vermutet, dass zum Zeitpunkt der Entwicklung des DRESDNER Modells eine rechnergestützte Bestimmung der Modellparameter nur sehr bedingt möglich war und deshalb ursprünglich eine stufenweise Bestimmung der Modellparameter verfolgt wurde.

Aufgrund der nunmehr zur Bestimmung beliebiger Parametersätze zur Verfügung stehenden Berechnungsmethoden und -programme gilt es zu überlegen und zu prüfen, ob eine sukzessive Parameterbestimmung überhaupt noch als erstrebenswert gilt, oder ob eine gleichzeitige Bestimmung aller Parameter ggf. nicht nur zeitsparender ist sondern auch zu vergleichbaren Ergebnissen führt. Weitere Überlegungen hierzu folgen in Abschnitt 5.3.3.

Aus Sicht der Autorin ist eine stufenweise Parameterbestimmung nicht mehr erforderlich, insbesondere in Hinblick auf die in der Vergangenheit mitunter fehlerbehaftete Bestimmung des Bezugsmoduls E_0 auf Grundlage von Gl. (3.30).

Sollen vornehmlich prüftechnisch bestimmte Dehnungen mittels Stoffmodelle bestmöglich reproduziert werden, um nach Einbindung der Stoffmodelle in numerisch arbeitende Programme Berechnungen zur Simulation beliebiger Belastungszustände durchzuführen, so ist eine stufenweise Parameterbestimmung nicht erforderlich.

5.3.3 Vereinfachte Parameterbestimmung

Alternativ zu einer stufenweisen Bestimmung der Modellparameter des DRESDNER Modells schlägt die Autorin eine vereinfachte Parameterbestimmung in Anlehnung an die ursprünglich angedachte Vorgehensweise vor. D. h., gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.3.2 sind zunächst aus den versuchstechnisch bestimmten Dehnungen die „realen“ Elastizitätsmoduln E_R gemäß Gl. (3.27) sowie die „realen“ Querdehnzahlen ν_R gemäß Gl. (3.28) zu berechnen. Beide fun-

*gleichzeitige
Parameter-
bestimmung*

gieren wieder als Referenzwerte zur Bestimmung der Modellkenngrößen E_{DM} und ν_{DM} in Gl. (3.37) und Gl. (3.43).

Der Grundgedanke einer vereinfachten Parameterbestimmung besteht darin, die Parameter der Modellgleichungen der Modellkenngrößen Elastizitätsmodul E_{DM} und Querdehnzahl ν_{DM} des DRESDNER Modells jeweils gleichzeitig mittels geeignetem Optimierungsverfahren zu ermitteln. Die Modellparameter sind hierfür wieder so lange zu variieren bis die Modellkenngrößen E_{DM} und ν_{DM} eine bestmögliche Übereinstimmung mit den aus Messwerten berechneten Größen E_R und ν_R zeigen, d. h. bis die Abweichung zwischen tatsächlichen Werten und Modellergebnissen minimal sind. Dies wird, wie voran erwähnt, im Allgemeinen als Regressionsanalyse bezeichnet.

Dem Anwender stehen hierfür verschiedene mathematische Ansätze zur Verfügung, die i. d. R. nur als Näherungsverfahren anzusehen sind. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde zur Bestimmung der Parameter der nichtlinearen mehrdimensionalen Modellfunktionen der Evolutionäre Algorithmus (EA) von MICROSOFT EXCEL in Verbindung mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate genutzt. Der Evolutionäre Algorithmus eignet sich auch für diskontinuierliche nichtlineare Probleme.

Mit zunehmender Anzahl an Modellparametern und komplexer werdendem Funktionsansatz (hier: Stoffmodellansatz) nimmt i. d. R., in Abhängigkeit vom verwendeten Näherungsverfahren, die gesicherte Bestimmung von Modellparametern ab. Bei Verwendung komplexer Modellfunktionen bzw. von Modellfunktionen, deren Parameter deutlich unterschiedliche Wertebereiche besitzen, sollten die Wertebereiche der einzelnen Parameter als Nebenbedingung im Analyseprozess festgelegt werden. Dies führt i. d. R. nicht nur zu einem besseren Regressionsergebnis und beschleunigt nicht nur den Analyseprozess sondern ist Voraussetzung für die Ableitung von Zusammenhängen zwischen Modellparametern und tatsächlichem bzw. prognostiziertem Materialverhalten.

Im Rahmen einer gleichzeitigen Bestimmung aller unbekannt Parameter der Modellgleichungen des Elastizitätsmoduls E_{DM} und der Querdehnzahl ν_{DM} des DRESDNER Modells sollte somit der Wertebereich eines jeden Parameters vorab bestmöglich eingegrenzt werden. Auch hierfür eignen sich insbesondere Optimierungsverfahren, die Evolutionäre Algorithmen verwenden.

Beispiel
GRA2-M-2.0

Werden die Parameter der Modellgleichungen des Elastizitätsmoduls E_{DM} und der Querdehnzahl ν_{DM} des DRESDNER Modells in Gl. (3.37) und Gl. (3.43) jeweils gleichzeitig (d. h. nicht stufenweise) nach beschriebener Vorgehensweise für die Materialprobe Granodiorit GRA2-M-2.0 bestimmt, so ergeben sich somit die in Tabelle 5.12³ aufgelisteten Modellparameter, ebenfalls unter Einbeziehung des gesamten und des reduzierten Datensatzes (alle Laststufen I; ausgewählte Laststufen II), entsprechend den Annahmen bei Durchführung der vorangegangenen stufenweisen Parameterbestimmung.

³ In Abhängigkeit von den gewählten Startwerten können sich verschiedene Sätze an Modellparametern bei vergleichbaren Regressionsergebnissen für die Kenngrößen E_{DM} und ν_{DM} ergeben.

Die daraus berechneten Elastizitätsmoduln und Querdehnraten in Abhängigkeit von verschiedenen Spannungsverhältnissen σ_z/σ_r sind in Anhang C.3 in Tabelle C.6 und die daraus nach Gl. (3.15a) folgenden spannungsabhängigen axialen Dehnungsanteile in Tabelle C.7 zusammengefasst. Der visuelle Vergleich der rechnerischen Werte (Messwerte, gemäß Ansatz DRESDNER Modell) und der Modellwerte der Elastizitätsmoduln E_{DM} und der Querdehnraten ν_{DM} sowie der daraus berechneten axialen Gesamtdehnung ϵ_z erfolgt in Anhang C.3 Abbildung C.11 bis Abbildung C.16.

Tabelle 5.12: Modellparameter der Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} und der Querdehnraten ν_{DM} für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$			$Q_2 = 1/3$	
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$				
	Q_1 [-]	Q [kPa ^(1-Q₂)]	C [kPa ^(1-Q₁-Q₂)]	R [kPa]	$A \cdot 10^4$ [kPa ⁻¹]	B [-]
	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)
E_0^I ^b	0,3027	12806,539	4090,848	0,0501	-12,0849	0,3034
E_0^{II} ^c	0,6957	12406,910	553,706	0,0321	-7,4173	0,2504

^a Granodiorit o/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]

^b auf Grundlage aller Laststufen (kompletter Datensatz)

^c auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Ein Vergleich zwischen der mittels stufenweiser und der mittels gleichzeitiger Parameterbestimmung ermittelten Elastizitätsmoduln E_{DM} , Querdehnraten ν_{DM} und daraus berechneten axialen Gesamtdehnung ϵ_z für das Beispiel der Granodioritprobe GRA2-M-2.0 zeigt nahezu identische Ergebnisse. Die bei gleichzeitiger Parameterbestimmung berechneten Bestimmtheitsmaße sind zudem geringfügig besser. Dies gilt für alle von NUMRICH ([56]) untersuchten Materialien.

Für die Materialien GRA2-M-2.0, DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4 sind in Tabelle 5.6 exemplarische Parametersätze zusammengefasst, die auf Grundlage reduzierter Datensätze ermittelt wurden. Auf Grundlage kompletter Datensätze bestimmte Parametersätze werden in Tabelle 5.13 zur Verfügung gestellt. Die mit den verschiedenen Parametersätzen ermittelten Kennwerte für die Materialien DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4 sind in Anhang C.3 in Tabelle C.9 und Tabelle C.10 sowie Tabelle C.12 und Tabelle C.13 aufgelistet. In Abhängigkeit von den jeweils gewählten Startwerten können sich verschiedene Sätze an Modellparametern ergeben, die zu qualitativ gleichwertigen Regressionsergebnissen für die Kenngrößen E_{DM} und ν_{DM} führen.

Abschließend gilt zu bemerken, dass im Rahmen einer gleichzeitigen Parameterbestimmung die Modellparameter für die beiden Modellgleichungen E_{DM} und ν_{DM} grundsätzlich auch gleichzeitig durch Regression der gemessenen axialen Gesamtdehnungen ϵ_z ermittelt werden können. In diesem Fall wäre eine anfängliche Berechnung der Referenzwerte E_R und ν_R nicht erforderlich.

Parameterbestimmung über Dehnung

Untersuchungen seitens der Autorin haben gezeigt, dass diese Vorgehensweise erwartungsgemäß zu besseren Übereinstimmungen zwischen gemessenen und berechneten axialen Dehnungsanteilen führt als bei getrennter Parameterbestimmung.

Tabelle 5.13: Verwendete Modellparameter der Elastizitätsmodul- und Querdehnzahlfunktion E_{DM} und ν_{DM} des DRES-DNER Modells für eine gleichzeitige Parameterbestimmung ermittelt aus den Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0, DIA3-U-1.5 und DIA4-M-3.4 (kompletter Datensatz)

Kenngröße	Modellparameter	ber. Modellparameter		
		GRA2-M-2.0	DIA3-U-1.5	DIA4-M-3.4
E_{DM} [kPa] (Gl. (3.37))	Q [kPa ^(1-Q₂)]	12806,54	13215,63	47814,78
	C [kPa ^(1-Q₁-Q₂)]	4090,85	1551,06	10294,55
	Q ₁ [-]	0,3027	0,6070	0,2445
	Q ₂ [-]	1/3	1/3	1/3
	D [kPa]	0,00	0,00	0,00
ν_{DM} [-] (Gl. (3.43))	R [-]	0,0501	0,0367	0,0540
	A [10 ⁻⁴ kPa ⁻¹]	-12,0849	-4,245111	-3,7227
	B [-]	0,3034	0,1720	0,2201

Werden jedoch die auf diese Weise berechneten Elastizitätsmoduln E_{DM} und Querdehnzahlen ν_{DM} des DRES-DNER Modells mit den auf Messwerten basierten Elastizitätsmoduln E_R und Querdehnzahlen ν_R verglichen, so zeigen sich insbesondere bei den Elastizitätsmoduln größere Abweichungen im Vergleich zu den mittels voran beschriebener Vorgehensweisen evaluierten Elastizitätsmoduln. Ein weiterer Nachteil, der aus der gleichzeitigen Ermittlung der Modellparameter für die Modellfunktionen des Elastizitätsmoduls E_{DM} und der Querdehnzahl ν_{DM} resultiert, ist, dass auf diese Weise eine materialabhängige Reihung einzelner Modellparameter noch weniger möglich und sinnvoll ist.

Für die Minimierung der Abweichungen zwischen realen Werten und Modellwerten wurden im Rahmen dieser Arbeit absolute Abweichungen berücksichtigt. Besteht jedoch der Wunsch, die Parameter der Modellfunktionen des Elastizitätsmoduls E_{DM} und der Querdehnzahl ν_{DM} gleichzeitig zu ermitteln, sollten relative Abweichungen favorisiert werden. Auf diese Weise gehen die beiden Modellfunktionen, und somit auch deren Modellparameter, ähnlich gewichtet in den Optimierungsprozess ein. Die beobachteten Abweichungen der Elastizitätsmoduln reduzieren sich dadurch.

Vornehmlich bei nichtlinearen Funktionsansätzen gilt, je mehr Parameter (Unbekannte) auf einmal gelöst werden sollen, desto wichtiger ist die Wahl eines leistungsfähigen Optimierungsverfahrens sowie die Einschränkung des Wertebereiches eines jeden Parameters. Zur Optimierung mathematischer oder physikalischer Probleme gibt es zahlreiche Nachschlagewerke.

Für die Ermittlung der Modellparameter des DRES-DNER Modells ist grundsätzlich die Verwendung des Solver Tools einer neueren MICROSOFT EXCEL Version als ausreichend zu bewerten.

Bei ganzheitlicher Betrachtung der verschiedenen Möglichkeiten, die Modellparameter des DRESDNER Modells zu ermitteln, sollte ergänzt werden, dass für eine bestmögliche Modellierung des nichtlinearen Materialverhaltens granularer Straßenbaustoffe eine bestmögliche Modellierung des Dehnungsverhaltens wichtiger ist als die des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl. Da bei dieser Vorgehensweise eine sinnvolle Parameterbestimmung jedoch aufwendiger ist und zudem die durchgeführten Untersuchungen gezeigt haben, dass die aus Messwerten direkt ermittelten rechnerischen (realen) Elastizitätsmoduln mit dem Funktionsansatz des DRESDNER Modells sehr gut nachgebildet werden können, wurden die für nachfolgende Berechnungen notwendigen Materialkenngrößen Elastizitätsmodul E_{DM} und Querdehnzahlen ν_{DM} separat für die Ansätze in Gl. (3.37) und Gl. (3.43) modelliert (vgl. Tabelle 5.6).

Resümierend gilt zu bemerken, dass die der dargelegten Parameterbestimmung zugrundeliegenden Versuchsdaten (vgl. Abschnitt 5.2.2) für Belastungskombinationen (Spannungsverhältnisse) bestimmt wurden, die Beanspruchungszustände bedingen, die deutlich unterhalb der maximalen in einer flexiblen Straßenbefestigung mit nur dünner Asphaltdecke zu erwartenden Beanspruchungszustände liegen (vgl. Abschnitt 6.6.2).

5.3.4 Ergänzende Betrachtungen zu radialen Dehnungsanteilen

Die voran beschriebene Parameterbestimmung erfolgte unter Einbeziehung der im Triaxialversuch gemessenen axialen Dehnungen. Grundsätzlich gilt, dass für die Parameterbestimmung des DRESDNER Modells auch die gemessenen radialen Dehnungen herangezogen werden können. Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass in Abhängigkeit vom verwendeten Messsystem und der Messmethodik die radialen Dehnungen fehlerbehaftet sein können (vgl. Abschnitt 2.4.1). Eventuelle Messfehler können zwar nicht quantifiziert werden, jedoch kann davon ausgegangen werden, dass mögliche Fehler unabhängig vom Belastungszustand (hier: Spannungszustand) in als konstant anzunehmenden Größenordnungen auftreten, so dass mit sehr großer Wahrscheinlichkeit die radial gemessenen Dehnungen zumindest qualitativ den tatsächlichen Dehnungen entsprechen.

radiale Dehnungen

Ausgehend von dieser Annahme wurde daher für die beiden Materialien Granodiorit GRA2-M-2.0 und Diabas Dia4-M-3.4 die Anwendbarkeit des DRESDNER Modells auf radial gemessene Dehnungen untersucht. Hierfür wurden mit den in Tabelle 5.6 zusammengefassten Modellparametern (für eine gleichzeitige Parameterbestimmung) die Modellgrößen Elastizitätsmodul E_{DM} und Querdehnzahl ν_{DM} spannungsabhängig für alle im Versuch untersuchten Belastungszustände berechnet und anschließend in Gl. (3.15a) eingesetzt. Ergebnis ist eine für jeden Belastungszustand (d.h. für jede Kombination aus σ_z und σ_r) mit dem DRESDNER Modell bestimmte radiale Dehnung.

In Abbildung 5.18 und Abbildung 5.19 werden für beide Materialien die berechneten Dehnungen den gemessenen Dehnungen (vgl. Anhang C.3 Tabelle C.1

*anisotropes
Materialverhalten*

und Tabelle C.11) vergleichend gegenübergestellt. Für die Materialprobe Granodiorit GRA2-M-2.0 zeigen die gemessenen und durch Rückrechnung ermittelten radialen Dehnungen sehr gute Übereinstimmungen. Beim Material Diabas Dia4-M-3.4 sind hingegen sehr große Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Dehnungen sichtbar. Es ist anzunehmen, dass dies vermutlich auf die Plattigkeit des verwendeten Materials (Abschnitt 5.2.1) zurückzuführen ist, wodurch ein anisotropes Materialverhalten provoziert wird.

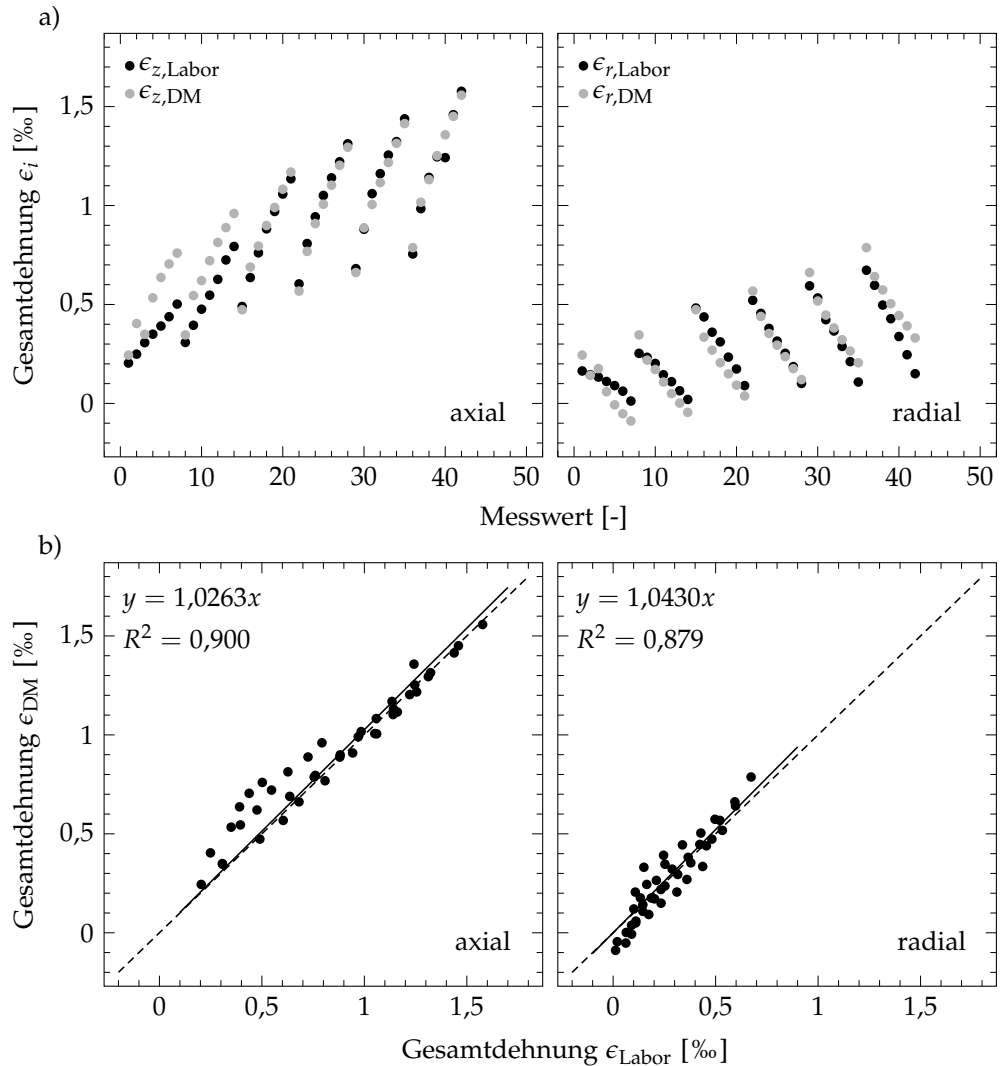


Abbildung 5.18: Vergleich der versuchstechnisch gemessenen axialen und radialen Dehnungen mit den Dehnungen berechnet mit Parametern des DRESDNER Modells; Parameterbestimmung erfolgte auf Grundlage der gemessenen axialen Dehnungen; Darstellung für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

Für sich anisotrop verhaltende Materialien ist das DRESDNER Modell somit nur begrenzt anwendbar. Die Entwicklung des DRESDNER Modells erfolgte unter Annahme rein isotropen Materialverhaltens. Um anisotropes Materialverhalten, das beispielsweise bei plattigem Material erwartet werden kann, berücksichtigen zu können, könnte das Stoffmodell durch einen Anisotropiefaktor, der jedoch prüftechnisch zu bestimmen ist, erweitert werden.

Mit zunehmendem Wassergehalt in den untersuchten Baustoffproben reduziert sich der Einfluss der Korngeometrie hinsichtlich anisotropen Materialverhaltens. Auch der Verdichtungsgrad einer Materialprobe darf in diesem Zusammenhang nicht vernachlässigt werden. Für eine quantitative Bewertung radialer Dehnungsanteile und der Untersuchung anisotropen Materialverhaltens ist die Verwendung einer geeigneter Triaxialanlage erforderlich.

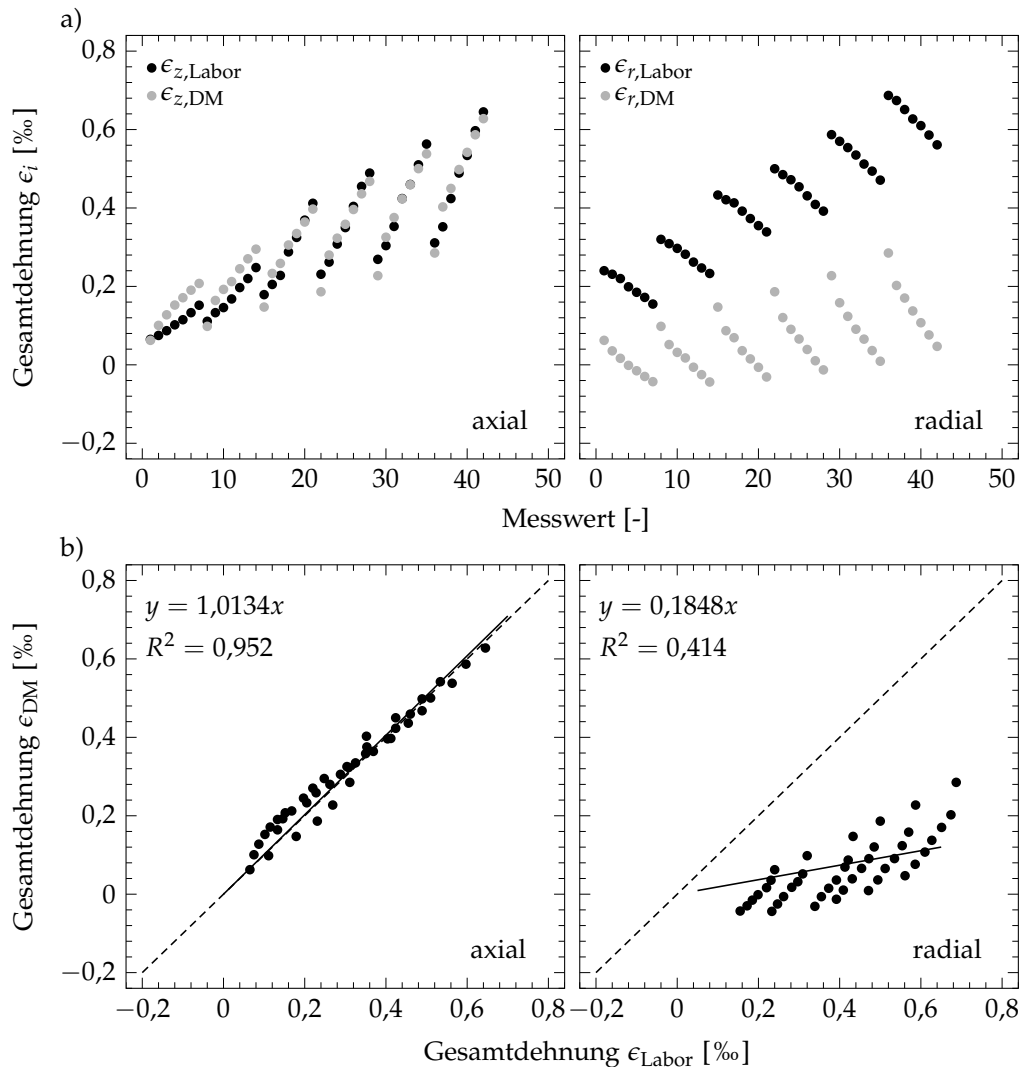


Abbildung 5.19: Vergleich der versuchstechnisch gemessenen axialen und radialen Dehnungen mit den Dehnungen berechnet mit Parametern des DRESDNER Modells; Parameterbestimmung erfolgte auf Grundlage der gemessenen axialen Dehnungen; Darstellung für das Material Diabas Dia4-M-3.4

Zur Bereitstellung geeigneter Versuchsdaten zur Bestimmung der Parameter des DRESDNER Modells sind Triaxialversuche bei verschiedenen Hauptspannungsverhältnissen sowie unterschiedlichen Zellspannungen durchzuführen. Die Zellspannung ist dabei konstant zu halten und die in axialer Richtung aufgebrachte Spannung durch Variation des deviatorischen Spannungsanteils sinnvoll zu variieren.

*Fazit
Versuchsdurchführung vs.
Parameterbestimmung*

Es wird grundsätzlich empfohlen, Vorversuche in die Versuchsdurchführung einzubeziehen, um zu gewährleisten, dass Nachverdichtungsprozesse während der eigentlichen Versuchsdurchführung zur Untersuchung des elastischen Materialverhaltens weitestgehend ausgeschlossen werden können.

Soweit die verwendete Prüftechnik es erlaubt, sind die aufzubringenden Spannungen so zu wählen, dass die in einer Befestigung zu erwartenden Beanspruchungen weitestgehend einbezogen werden. Dies kann für die in [56] zusammengefassten Untersuchungsergebnisse für die Verwendung in numerischen Simulationsrechnungen zur Untersuchung von Beanspruchungszuständen in flexiblen Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel nicht bestätigt werden (vgl. Abschnitt 6.6.2).

MODELLIERUNG VON BEANSPRUCHUNGSZUSTÄNDEN

Voraussetzung für die Bereitstellung belastungsabhängiger dimensionierungsrelevanter Eingangsdaten für Dimensionierungs- und Bewertungsaufgaben ist zunächst eine realitätsnahe Modellierung dimensionierungsrelevanter Beanspruchungszustände erforderlich. Hierfür notwendig ist zum einen eine geeignete Nachbildung des zu untersuchenden Straßenaufbaus (Konstruktionsaufbaus), d. h. die Festlegung und Begrenzung notwendiger Modellbedingungen (vgl. Abschnitt 6.2) und zum anderen die Verwendung geeigneter Berechnungsprogramme bzw. Berechnungsmethoden (vgl. Abschnitt 6.1).

Zur Modellierung des Konstruktionsaufbaus (vgl. Abschnitt 6.2) zählt neben geometrischen Aspekten, Randbedingungen und belastungsspezifischen Festlegungen insbesondere auch die realitätsnahe Modellierung des Verhaltens der Materialien in den einzelnen Konstruktionsschichten durch die Einbindung geeigneter Stoffmodelle.

I. d. R. ist der Wahl geeigneter Stoffmodelle eine größere Bedeutung beizumessen als der Wahl der Berechnungsmethode. Jedoch kann nicht jedes Stoffmodell mit jeder Berechnungsmethode kombiniert werden.

6.1 BERECHNUNGSMETHODEN

Für die Modellierung dimensionierungs- und bewertungsrelevanter Beanspruchungszustände unter Einbeziehung materialspezifischen Gebrauchsverhaltens stehen dem Anwender grundsätzlich zwei Methoden zur Verfügung. Die für die rechnerische Bewertung einer Straßenkonstruktion maßgebenden Spannungen und Dehnungen, resultierend aus unterschiedlichen Belastungszuständen, können sowohl unter Anwendung der Mehrschichtentheorie als auch mit der Methode der Finiten Elemente ermittelt werden. Beide Methoden können in verschiedenste Programme („kommerziell“ und „open source“) eingebunden werden. Hinsichtlich der mit der Anwendung beider Methoden verbundenen Möglichkeiten gibt es jedoch deutliche Unterschiede.

6.1.1 Mehrschichtentheorie

Im Rahmen der Durchführung von Dimensionierungs- und Bewertungsaufgaben, d. h. zur Berechnung von Beanspruchungszuständen und Verschiebungen, kommt derzeit hauptsächlich die Mehrschichtentheorie zum Einsatz. Das Prinzip der Mehrschichtentheorie besteht darin, dass ein n-schichtiges System

auf einem elastisch-isotropen unendlich ausgedehntem Halbraum axialsymmetrisch (vertikal und /oder horizontal) belastet wird. Jede Schicht ist als homogen und isotrop zu verstehen und wird durch die schichtspezifischen Materialkenngrößen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl beschrieben. In horizontaler Richtung kann nur linear elastisches Materialverhalten angenommen werden. In vertikaler Richtung kann nichtlinear elastisches Materialverhalten durch iterative Berechnungsansätze berücksichtigt werden.

Umfassende Informationen zur Umsetzung und Anwendung der Mehrschichtentheorie auf dem Gebiet des Straßenbaus können nachgelesen werden im Regelwerk: „Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen, Reihe B: Berechnungsmodelle - Teil B 1: Methode der Mehrschichtentheorie und Halbraumtheorie bei der Dimensionierung“ ([103]). Hier wird zusammenfassend erklärt, dass erste Untersuchungen auf BOUSSINESQ ([104]) zurückgehen. Er stellte 1885 unter Anwendung der Elastizitätstheorie Formeln zur Berechnung von Beanspruchungszuständen in beliebigen Punkten des Halbraums bereit. Darauf aufbauend wurden von MARGUERRE ab 1933 erste Berechnungen zu Beanspruchungszuständen in einem zweischichtigen System durchgeführt ([105]), die BURMISTER ab 1943 nochmals weiterentwickelte ([106, 107]) bevor durch die Arbeiten von BUFLER 1961 es schließlich möglich wurde, die Spannungs- und Verformungszustände in einem mehrschichtigen System vollständig zu berechnen ([108]).

6.1.2 *Finite Elemente Methode*

Zur Anwendung der Methode der finiten Elemente zur Berechnungen von Beanspruchungszuständen in Straßenbefestigungen stellt das deutsche Regelwerk ein Arbeitspapier bereit, das „Arbeitspapier zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen, Reihe B: Berechnungsmodelle - Teil B 3: Methode der finiten Elemente und Randelemente bei der Dimensionierung“ ([109]). In diesem Arbeitspapier werden Hinweise zur Modellbildung und Modellierung des Schichtenverbundes und des Materialverhaltens gegeben.

Das Prinzip der Finiten Elemente Methode besteht darin, mittels verschiedener Ansatzfunktionen Differenzialgleichungssysteme numerisch zu lösen.

Im Vergleich zur Mehrschichtentheorie birgt die Methode der Finiten Elemente den Vorteil, dass Modell- bzw. Randbedingungen umfassend variiert und somit deren Einfluss auf relevante Berechnungsgrößen umfassend und gezielt untersucht und verschiedene Beanspruchungszustände realitätsnäher modelliert werden können als es mit der Mehrschichtentheorie der Fall ist. Auch die Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens ist durch die Einbindung beliebiger Stoffmodelle möglich.

Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente erlaubt im Vergleich zur Mehrschichtentheorie neben der Nutzung eines rotationsymmetrischen Modells auch den Aufbau dreidimensionaler Modelle. Die Nutzung dreidimensionaler Modelle ermöglicht zwar einerseits die Berücksichtigung richtungsabhängiger Randbedingungen innerhalb einer Ebene horizontaler Ausdehnung,

bedingt andererseits jedoch eine deutlich größere Anzahl an Modellelementen, bei Annahme vergleichbarer Diskretisierung des Modellnetzes, und somit eine deutlich längere Berechnungsdauer. Für klassische Probleme auf dem Gebiet des Asphaltstraßenbaus genügt es, rotationssymmetrische Bedingungen zu vereinbaren, da diese eine ausreichend genaue Modellierung einer Straßenbefestigung gerecht werden. Vereinfachte Modellannahmen hinsichtlich der Modellsymmetrie können für Befestigungsaufbauten bzw. Berechnungen herangezogen werden, bei denen Randbelastungen, Leitungssysteme u. ä. nicht betrachtet werden müssen. Wie die Wahl der Modellsymmetrie steht auch die Wahl der Modellgeometrie in engem Zusammenhang mit der Wahl der Berechnungsmethodik. Auch die Modellierung nichtlinearen Materialverhaltens führt i. d. R. zu einem deutlich höheren Berechnungsaufwand als bei Annahme linearen Materialverhaltens.

6.2 VERWENDETES FINITE ELEMENTE BERECHNUNGSMODELL

Aufgrund der nur begrenzten Möglichkeiten zur Berechnung von Beanspruchungszuständen bei Anwendung der Mehrschichtentheorie, kann wegen der inhaltlichen Ausrichtung dieser Arbeit nur die Methode der Finiten Elemente angewendet werden. Die Berechnung unterschiedlicher Beanspruchungszustände bei Annahme linearen und nichtlinearen Materialverhaltens wurde mit der Finite Elemente Software COMSOL MULTIPHYSICS durchgeführt (vgl. Abschnitt 4.4.5). Da in der vorliegenden Arbeit ein Schwerpunkt auf die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Schichtdicken und unterschiedlichen Materialverhaltens gelegt wurde und Aspekte wie „Ausbildung Fahrbahnrand“ nicht gesondert betrachtet werden, wurde vereinfacht ein rotationssymmetrisches Modell angenommen. Hierdurch konnte der notwendige Rechenaufwand auf ein vertretbares Maß begrenzt werden (vgl. Abschnitt 6.6.5).

*Software
Modellsymmetrie*

Für die meisten Berechnungen wurde ein Modellradius von $R_M = 1,5$ m angenommen. Diese Annahme beruht auf Untersuchungen hinsichtlich des Einflusses des Modellradius auf maßgebende (dimensionierungsrelevante) Beanspruchungsgrößen (vgl. Abschnitt 6.3).

Modellgeometrie

Zur Einleitung der verkehrslastbedingten Beanspruchung wurde vereinfacht aufgrund der Modellsymmetrie eine kreisrunde Radaufstandsfläche mit einem Radius $R = 150$ mm definiert. Die maßgebenden Radlasten (abgeleitet aus maßgebenden Achslasten) wurden in Abhängigkeit von der Radaufstandsfläche in Reifenkontaktdrücke umgerechnet. Die Reifenkontaktdruckverteilung wurde vereinfacht als linear angenommen (auch als Topflast bezeichnet), wobei der Randbereich mit kontinuierlichem Übergang in Form einer „aufgeweichten“ Stufenfunktion (vgl. Abschnitt 6.5.1.1) ausgebildet wurde, um Diskontinuitäten in berechneten Beanspruchungszuständen zu vermeiden.

*Radaufstandsfläche
Reifenkontaktdruckverteilung*

Für ergänzende Informationen zu Reifenkontaktdruckverteilungen wird z. Bsp. auf [110, 111] verwiesen. Der Vergleich inhomogener und äquivalenter mittlerer Kontaktdruckverteilungen zeigt, dass eine inhomogene Verteilung zu lokalen deutlich höheren Beanspruchungen in der Befestigung führen kann, als sie bei

mittlerer Kontaktdruckverteilung angenommen werden. Dies gilt es insbesondere bei der Betrachtung von Straßenbefestigungen mit nur dünnen Asphalt-schichten zu beachten. Die Modellierung inhomogener Belastungen ist jedoch nicht in Kombination mit rotationssymmetrischen Berechnungsmodellen möglich bzw. sinnvoll und geht somit über den Rahmen dieser Arbeit hinaus.

Laststellung

In allen Berechnungsmodellen wurde eine mittige Lastposition mit rotations-symmetrischer Belastung angenommen. Randstellungen sind bei Verwendung rotationssymmetrischer Berechnungsmodelle nicht möglich bzw. sinnvoll. Auch hier gilt, dass bei Befestigungen mit nur dünnen Asphalt-schichten sich am Rand befindliche Lasten kritisch zu bewerten sind.

statische Belastung

Vereinfachend wurden gemäß gültigem Regelwerk ([2]) alle eingebrachten Rad-lasten als statische Lasten implementiert. Hierdurch werden tendenziell größe-re Beanspruchungen berechnet als sie bei dynamischer Belastung resultieren würden. Dies wird seitens der Autorin als nicht kritisch betrachtet, da die ver-wendeten Berechnungsmodelle auch nur eine vereinfachte Modellierung tat-sächlichlicher Befestigungskonstruktionen ermöglichen und derzeit keinesfalls alle Einflussfaktoren berücksichtigt werden können.

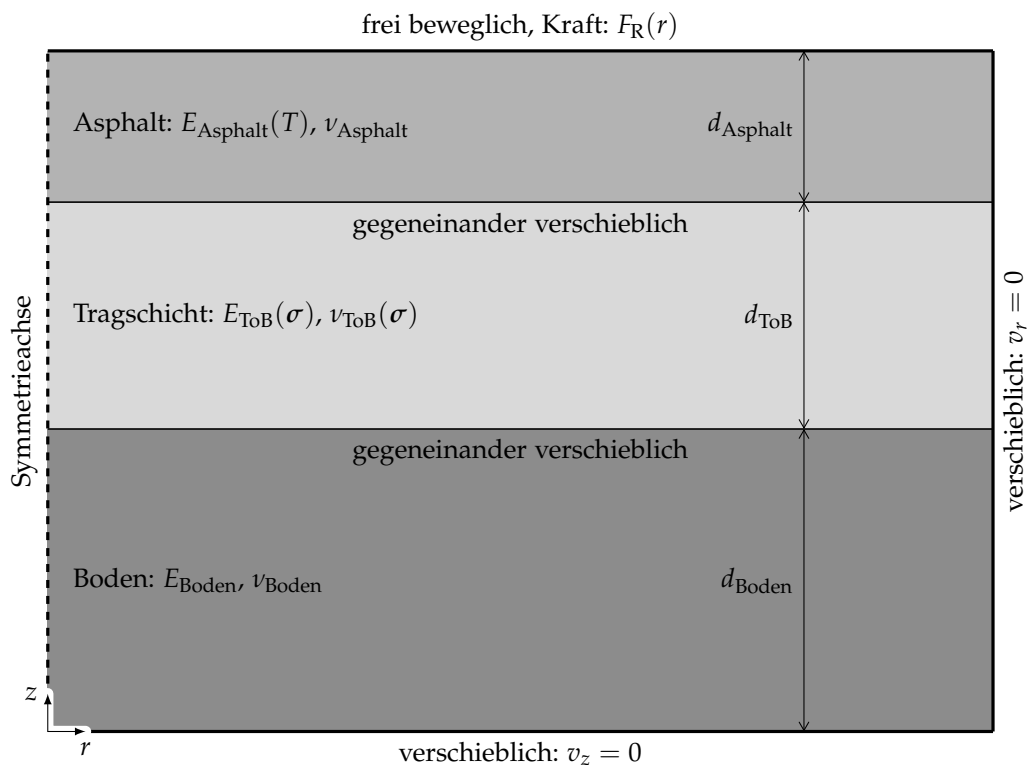


Abbildung 6.1: Prinzipskizze des modellierten Konstruktionsaufbaus als rotationssymmetrisches System

Auflager- und Randbedingungen

Die Auflager- und Randbedingungen wurden so gewählt, dass sich die einzelnen Befestigungsschichten in axialer und radialer Richtung unter Belastung bedingt frei bewegen können. Der untere Rand wurde als horizontal frei verschieblich und der rechte Rand als vertikal frei verschieblich definiert (vgl. Ab-

bildung 6.1). Andere Randbedingungen wurden ebenfalls vergleichend in die Untersuchungen einbezogen (vgl. Abschnitt 6.3).

Für alle Berechnungen wurde ein Dreischichtsystem, bestehend aus Boden, Tragschicht ohne Bindemittel und Asphaltsschicht, gewählt. Die Dicke des Bodens wurde konstant mit 1 m angenommen. Für die betrachteten Befestigungsvarianten und Belastungskombinationen bei der Durchführung des Ermüdungsnachweises der Asphaltsschicht wurde diese Bodendicke als ausreichend groß bewertet. Größere Dicken würden relevante Beanspruchungsgrößen in den relevanten Bereichen einer Befestigung nur marginal beeinflussen. Die Dicke der ungebundenen Tragschicht wurde zwischen 40 cm und 70 cm und die der Asphaltsschicht zwischen 10 mm und 240 mm mehrfach variiert. (vgl. Tabelle 6.1)

Schichtaufbau

Der Verbund zwischen den einzelnen Modellschichten wurde mittels dünner elastischer Interface-Elemente realisiert, so dass die Schichten in radialer Richtung frei gegeneinander verschieblich und in axialer Richtung fest miteinander gekoppelt sind. Der Verbund zwischen diesen Schichten wurde somit als „frei“ angenommen. Ein Abheben der Schichten voneinander konnte im Rahmen von Vorbetrachtungen nicht beobachtet werden.

Schichtenverbund

Die Vernetzung des Berechnungsmodells erfolgte vornehmlich unter Verwendung rechteckiger Elemente. In Abhängigkeit von den gewählten Schichtdicken wurde in axialer Richtung für jede Schicht eine andere Diskretisierung angenommen. Eine Ausnahme bilden die Berechnungsmodelle zur Ermittlung plastischer Verformungen. Die hierfür durch COMSOL MULTIPHYSICS bereitgestellte Funktion erfordert die Verwendung von Dreieckselementen. Durch das Hinzufügen von Diagonalelementen wurden die Rechteckelemente in Dreieckselemente überführt.

FE-Netzgestaltung

Die Berechnungsnetze wurden hinsichtlich der Elementgröße für die jeweils ungünstigsten Belastungskombinationen in Abhängigkeit von der jeweils maßgebenden Betrachtungsgröße sowie für eine ansprechende grafische Darstellung im Querschnitt optimiert. Netzkonvergenz wurde gewährleistet, indem sichergestellt wurde, dass eine Verfeinerung des Berechnungsnetzes um den Faktor Zwei keine signifikante Änderung der Werte der Bewertungsgröße bedingt. Abbildung 6.2 zeigt ein besonders feines Netz.

Für umfangreiche Berechnungen (wie dieser Arbeit zugrundeliegend) sollten Modellnetze für den jeweiligen Anwendungsfall stets optimiert werden. Das Netz sollte somit so grob wie möglich und nur so fein wie nötig gestaltet sein. Für die Bereitstellung dimensionierungs- und bewertungsrelevanter Eingangsgrößen (Bewertungsgrößen) kann i. d. R. ein gröberes Netz verwendet werden als für die Bereitstellung von detailreichen Grafiken zur Visualisierung von Beanspruchungszuständen.

Die Anzahl der Netzelemente der einbezogenen Berechnungsmodelle liegt zwischen 4 500 und 6 900 Elementen. Für einen Aufbau wie in Abbildung 6.2 wurden bei Berücksichtigung der Materialien DIA4-M-3.4 und GRA2-M-2.0 jeweils 5 250 Elemente verwendet. Die Anzahl der Freiheitsgrade beträgt in diesem Fall 48 436.

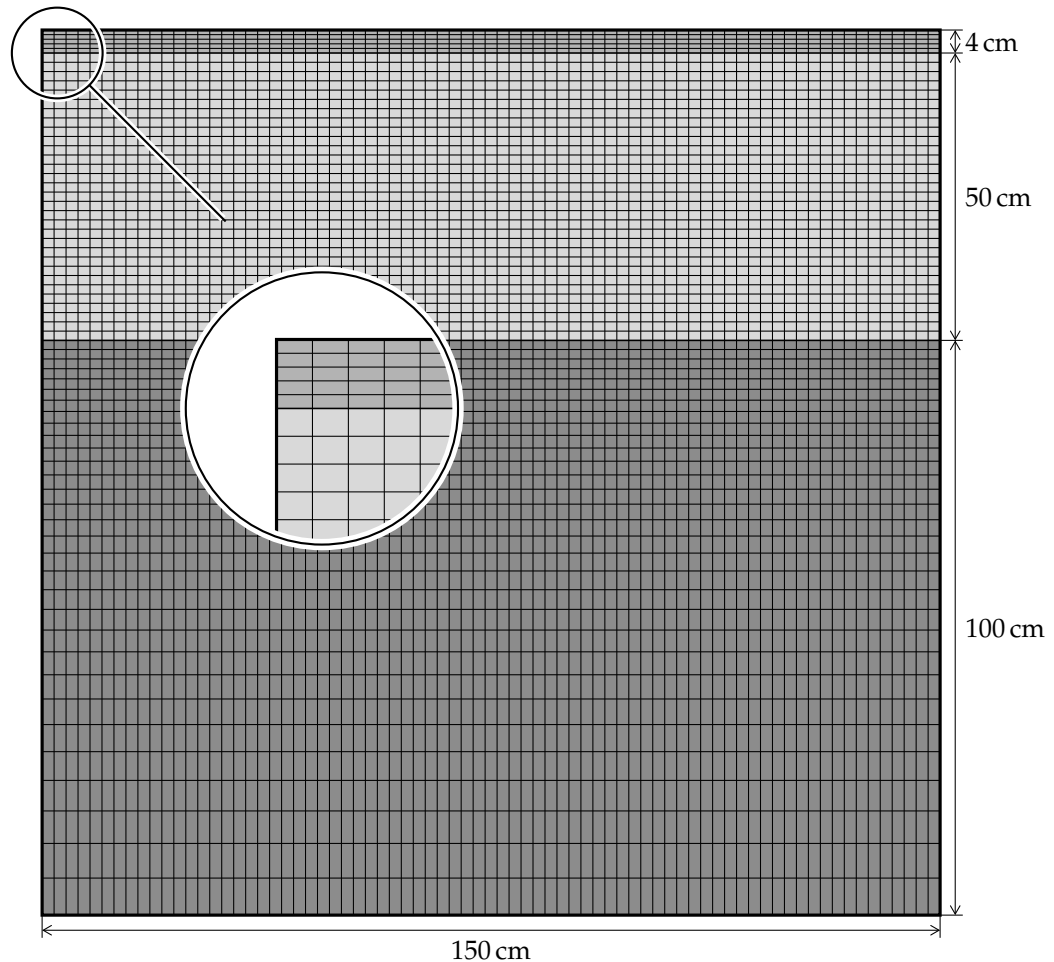


Abbildung 6.2: Prinzipskizze des modellierten Konstruktionsaufbaus mit exemplarischer Darstellung des Finite Elemente Netzes

Das Auslesen von Maximalwerten verschiedener Beanspruchungsgrößen (innerhalb einer Fläche oder auf einer Linie) wurde in COMSOL MULTIPHYSICS mittels eines Operators (an Integrationspunkten) umgesetzt. Für weitere Informationen hierzu wird auf das Handbuch von COMSOL verwiesen.

Die Diskretisierung der Verschiebungen der Festkörperphysik erfolgte mittels Lagrange Elementen quadratischer Ordnung. Die Diskretisierung der Ansatzfunktionen E_{DM} und ν_{DM} des DRESDNER Modells erfolgte durch diskontinuierliche skalare Dichtefunktionen konstanter Ordnung.

Materialverhalten

Die Berücksichtigung und Modellierung unterschiedlichen Materialverhaltens wurde gemäß den Ausführungen in Abschnitt 4.4.3 und Kapitel 5 realisiert. Die Modellierung des temperatur- und frequenzabhängigen Verhaltens von Asphalt (vgl. Abschnitt 5.1.1) erfolgte auf Grundlage der Ausführungen in Abschnitt 4.4.3. Für Asphaltmaterialien wurde grundsätzlich lineares Materialverhalten angenommen, wobei der Elastizitätsmodul eine in die Tiefe temperaturbedingte Abhängigkeit aufweist. Das Verhalten der ungebundenen Tragschicht wurde grundsätzlich als nichtlinear angenommen. Vergleichend wurde auch

äquivalentes lineares Materialverhalten berücksichtigt. Ausführliche Angaben zur Implementierung des nichtlinearen Materialverhaltens zur Beschreibung von spannungsabhängigen Materialsteifigkeiten und -querdehnungen sind in Abschnitt 6.4 und Abschnitt 6.5 nachzulesen. Das Materialverhalten des anstehenden Bodens wurde ebenfalls als linear angenommen (vgl. Abschnitt 5.2.2).

Bei Anwendung nichtlinearer Stoffmodelle ist das Eigengewicht aller Materialien in einem Aufbau zu berücksichtigen, welches als Volumenkraft eingebunden wird. Die hierfür angenommenen Materialdichten sind in Kapitel 5 in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Eigengewicht

Zur Berechnung der plastischen Verformung in der ungebundenen Tragschicht auf Grundlage elastischer Kennwerte (gemäß Abschnitt 3.3.7) wurde zunächst der Ansatz in Gl. (3.57) in COMSOL MULTIPHYSIKS integriert. Die elastische Dehnung unter Laborbedingungen entspricht der Dehnung im Triaxialversuch und kann mittels Gl. (3.15b)¹ berechnet werden. Die elastische Dehnung unter Feldbedingungen folgt direkt aus den im FEM-Modell berechneten Beanspruchungszuständen. Die beiden plastischen Dehnungen lassen sich gemäß den aufgeführten Gleichungen berechnen. Ist die plastische Dehnung unter Feldbedingungen berechnet, so kann unter Einbeziehung der Dicke der Schicht, für die der beschriebene Ansatz angewendet wird, die plastische Einsenkung auf dieser Schicht berechnet werden. In COMSOL MULTIPHYSIKS kann hierfür ein interner Operator genutzt werden, mittels dem durch Integration der plastischen Dehnung über die Dicke der relevanten Schicht eine plastische Gesamtverformung berechnet wird. In COMSOL MULTIPHYSIKS werden hierfür dreieckige Netzelemente vorausgesetzt.

*Berechnung
bleibender
Verformungen*

¹ Als Spannungen wurden die maximale und minimale Hauptspannung gemäß Definition des DRESDNER Modells eingesetzt (vgl. Abschnitt 3.3.6).

6.3 UNTERSUCHUNGEN ZU MODELLGEOMETRIE UND RANDBEDINGUNGEN

Die Festlegung geeigneter Modellgeometrien und Randbedingungen ist insbesondere bei Anwendung nichtlinearer Stoffmodelle von Bedeutung. Je größer ein Berechnungsmodell ist, desto mehr Elemente sollte das Berechnungsnetz besitzen, was wiederum die notwendige Berechnungszeit für einen Belastungszustand erhöht. Hinzu kommt, dass nichtlineare Stoffmodelle in Abhängigkeit von den Randbedingungen unterschiedlich gut konvergieren. Je schlechter ein Modell konvergiert, desto länger dauert ein Berechnungsvorgang (vgl. Abschnitt 6.4.1).

Modellgeometrie

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass kommerzielle Finite Elemente Programme „richtig“ rechnen. Da dennoch gehäuft Diskussionen zur Vergleichbarkeit von Ergebnissen, basierend auf Mehrschichtentheorie und Finite Elemente Methode, geführt werden, wurde zur Validierung des Berechnungsmodells bei Vernachlässigung nichtlinearen Materialverhaltens zunächst mit COMSOL MULTIPHYSICS ein dreischichtiges Berechnungsmodell erstellt, mit dem ein mit der Mehrschichtentheorie (mittels AD2PAVE, [101]) vorab berechneter Beanspruchungszustand nachgerechnet wurde.

Randbedingungen

Für den Vergleich wurden im Finite Elemente Modell der Modellradius zwischen 1 m und 2 m und die Randbedingungen für den rechten Rand mehrfach variiert: frei, in axialer Richtung verschieblich und fest eingespannt. Alternativ besteht die Möglichkeit, Federelemente zur Beschreibung der Randbedingungen zu verwenden. Die Verwendung von Federelementen ist hinsichtlich zu erwartender Berechnungsergebnisse zwischen den Randbedingungen frei und unverschieblich (fest gekoppelt), einzuordnen. Die Verwendung von Federelementen ist insbesondere bei geringen Modellradien empfehlenswert. Um praxisrelevante Randbedingungen zu realisieren, sind nichtlineare Federelemente, die für Druck und Zug jeweils unterschiedliche Federkonstanten besitzen, geeignet.

Abbildung 6.3 zeigt für den betrachteten Beanspruchungszustand vergleichend die radialen Dehnungen an der Unterseite der Asphaltenschicht in der Lastachse, d. h. in der Symmetrieachse. Die Asphaltsteifigkeit wurde vereinfacht mit 5 000 MPa, die Schichtsteifigkeit der ungebundenen Tragschicht mit 292 MPa und die des Bodens mit 45 MPa angenommen.

Für definierte Modellbedingungen, insbesondere bei ausreichend großem Modellradius, liefern beide Berechnungsmethodiken ausreichend große Übereinstimmung. Unterschiede in den Dehnungen sind vermutlich auf die unendliche Ausdehnung des Berechnungsmodells bei Anwendung der Mehrschichtentheorie zurückzuführen.

Bei Vergleichsrechnungen ist grundsätzlich zu beachten, dass bei Anwendung der Mehrschichtentheorie die einzelnen Schichten in Subschichten unterteilt werden und jeder Subschicht eine konstante Steifigkeit zugewiesen wird. Bei Anwendung der Finiten Elemente Methode kann hingegen durch Implementierung geeigneter Funktionen eine von der Betrachtungstiefe abhängige sich kon-

tinuierlich ändernde Steifigkeit berücksichtigt werden. Das Bereitstellen von Subschichten unterschiedlicher Steifigkeit entfällt hier.

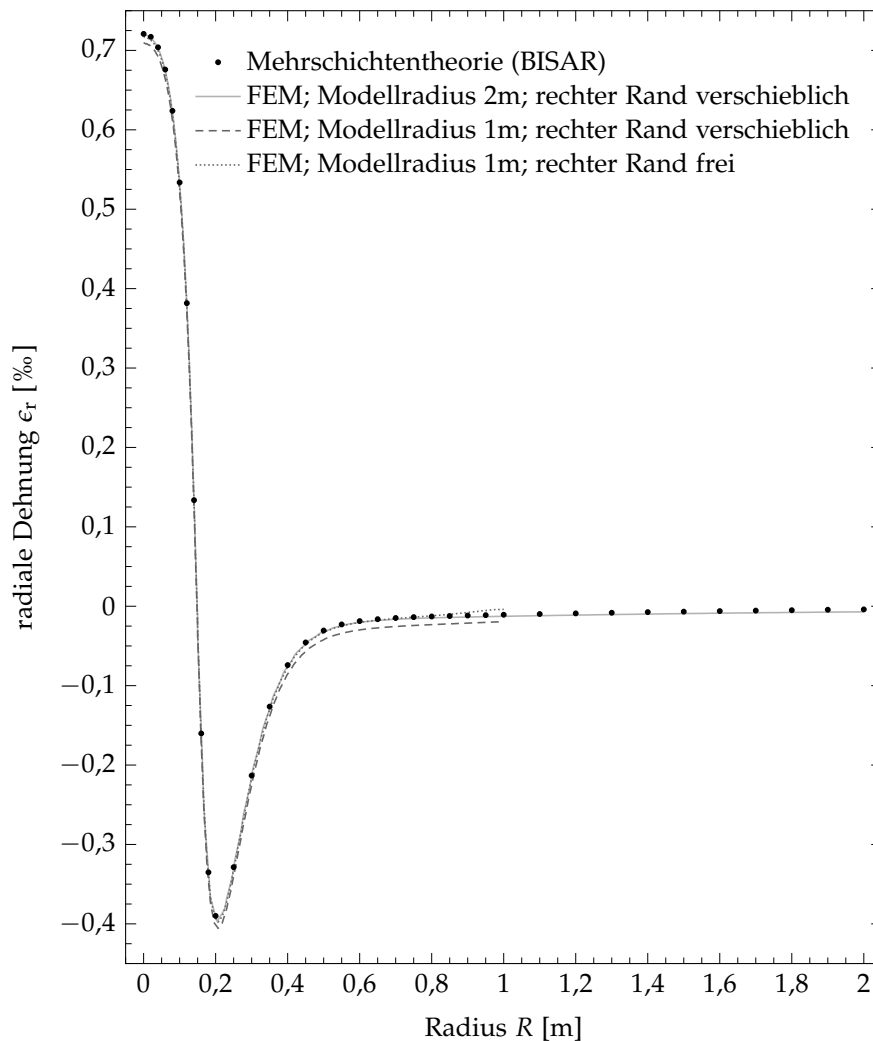


Abbildung 6.3: Vergleich der radialen Dehnung ϵ_r an der Unterseite einer Asphalt-schicht über den Radius R_M bestimmt unter Anwendung der Mehrschichtentheorie und der Methode der Finiten Elemente für verschiedene Modellradien und Randausbildungen bei konstanten Schichtsteifigkeiten

Der Einfluss der Berechnungsmethodik auf die Summe verschiedener Beanspruchungszustände, d. h. auf die Ergebnisse durchzuführender Nachweise zur Bewertung verschiedener Schadensbilder wurde nur bedingt untersucht. Nachfolgende Betrachtungen beschränken sich auf den Ermüdungsnachweis, durchzuführen für die Asphalt-schicht (unter Einbeziehung des Einflusses variierender Modellgeometrie und Randbedingungen).

Ermüdungs-nachweis

Um den Einfluss der Randbedingungen und des Modellradius auf dimensionierungsrelevante Beanspruchungsgrößen (hier: die maximale radiale Biegezugdehnungen $\epsilon_{r,max}$ an der Unterseite der Asphalt-schicht) zu untersuchen, wurden die Vergleichsrechnungen basierend auf der Mehrschichtentheorie durch Berechnungen mit der Finiten Elemente Methode ersetzt. Hierfür wurde ein

- dimensionierungsrelevante Dehnung -

Referenzmodellradius von 10 m angenommen. Dieser entspricht in sehr guter Näherung (bezogen auf einen dimensionierungsrelevanten Punkt nahe der Lastachse) einer unendlichen Ausdehnung in radialer Richtung. Für verschiedene Modellradien von 0,5 m bis 2 m wurde zunächst die radiale Dehnung an der Unterseite der Asphaltenschicht berechnet und die maximale Dehnung $\epsilon_{r,\max}$ ausgelesen. Aus der maximalen Dehnung $\epsilon_{r,\max}$ wurde anschließend die relative Abweichung $\Delta\epsilon_{r,\text{rel}}$ bezogen auf einen Modellradius von 10 m gemäß Gl. (6.1) bestimmt. D. h. die Berechnungsmodelle mit den Modellradien 0,5 m bis 2 m wurden auf das Berechnungsmodell mit dem Radius von 10 m normiert.

Vereinfachend wurden für alle Schichten konstante Schichtsteifigkeiten definiert. Die Asphaltsteifigkeit wurde mit 1000, 5000 und 10 000 MPa, die Schichtsteifigkeit der ungebundenen Tragschicht mit 100, 200, 300 und 400 MPa und die des Bodens mit 45 MPa angenommen. Zur Bewertung der Tragschichteigenschaften bietet in Anhang D die Abbildung D.1 eine grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen E_{V2} -Wert und Schichtmodul für den gewählten Aufbau.

Die Materialsteifigkeiten aller Schichten wurden als linear und konstant innerhalb einer Schicht angenommen. Für die Asphaltmaterialien wurde eine Querdehnzahl von $\nu = 0,35$ und für die ungebundenen Schichten von $\nu = 0,499$ gewählt. Andere Querdehnzahlen für die ungebundenen Schichten führten zu keinen nennenswerten Änderungen in den betrachteten Berechnungsergebnissen. Eine Erhöhung der Dicke des Bodens um 1 m auf 2 m führte zu nur geringfügig größeren Dehnungen.

Die Elementbreiten des Finite Elemente Netzes wurden für alle Modellradien konstant angenommen. Bei Annahme vollständiger Randeinspannung können im Bereich des nicht verschieblichen Randes lokale (Dehnungs-)Maxima auftreten. Solche lokalen Maxima dürfen nicht als globale Maxima im Sinne der dimensionierungsrelevanten Dehnung gewertet werden.

Abbildung 6.4 und Abbildung 6.5 zeigen für die Randbedingungen „freier Rand“ und „fest eingespannter Rand“ die relativen Abweichungen $\Delta\epsilon_{r,\text{rel}}$ der für verschiedene Materialkombinationen und Randbedingungen berechneten maximalen radialen Dehnungen $\epsilon_{r,\max}$ in Abhängigkeit vom Modellradius R_M . Eine ergänzende Darstellung für die Bedingung „axial verschieblicher Rand“ befindet sich in Anhang D in Abbildung D.2. Nehmen die Abweichungen positive Werte an (vgl. freier Rand), so wurden im Berechnungsmodell mit dem Referenzradius $R_{\text{Bezug}} = 10$ m größere Dehnungen berechnet als bei kleineren Radien. Bei negativen Abweichungen führen kleinere Modellradien zu kleineren radialen Zugdehnungen. Diese Überlegung steht in engem Zusammenhang mit dem in Gl. (6.1) definierten Ansatz.

Mit zunehmendem Modellradius nehmen für alle berechneten Fälle $\Delta\epsilon_{r,\text{rel}}$ und auch der Einfluss der Schichtsteifigkeit der ungebundenen Tragschicht ab. Eindeutige Abhängigkeiten hinsichtlich der einbezogenen Asphaltsteifigkeiten lassen sich hingegen nicht ableiten.

Bei freiem Rand stellen sich grundsätzlich die geringsten und bei fest eingespanntem Rand die größten Abweichungen ein. Ein Modellradius von 1 m kann

als zu klein angenommen werden. Bei einem Modellradius von 2 m liegen die dargestellten Abweichungen bei allen Modellvarianten unter 1 %.

$$\Delta\epsilon_{r,\text{rel}} = \frac{\epsilon_{r,\text{max}} - \epsilon_{r,\text{max}}^{\infty}}{\epsilon_{r,\text{max}}^{\infty}} \quad (6.1)$$

Um den Einfluss verschiedener Modellradien und Randbedingungen auf die rechnerische Nutzungsdauer der Asphaltsschicht im Berechnungsmodell bewerten zu können, wurden Berechnungen auf Grundlage der RDO Asphalt 09 ([2]) durchgeführt. Hierfür wurden die vorangegangenen Modellbedingungen beibehalten, wobei die Steifigkeit der Asphaltsschicht in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_o und der betrachteten Befestigungstiefe T_t auf Grundlage der implementierten Hauptkurve berücksichtigt wurde.

- Nutzungsdauer -

$$\Delta\text{ND}_{\text{rel}} = \frac{\text{ND} - \text{ND}^{\infty}}{\text{ND}^{\infty}} \quad (6.2)$$

Abbildung 6.6 und Abbildung 6.7 zeigen die relative Abweichung der Nutzungsdauer $\Delta\text{ND}_{\text{rel}}$ gemäß Gl. (6.2) in Abhängigkeit vom Modellradius R_M , wieder bezogen auf einen Referenzmodellradius von 10 m. Die Berechnungen wurden jeweils für ein Modell mit freiem und mit unverschieblichem rechten Rand unter Annahme mittlerer Materialeigenschaften durchgeführt.

Bei Annahme fester Einspannung des rechten Modellrandes ergeben sich erwartungsgemäß deutlich größere Abweichungen als bei Annahme eines axial und radial verschieblichen Randes. Ab einem Modellradius von 2 m betragen die Abweichungen zwischen den für unterschiedliche Randbedingungen berechneten Nutzungsdauern (bei angenommener Netzdiskretisierung) weniger als 5%. Werden die Asphalteeigenschaften variiert (d. h. die Asphaltsteifigkeit und das Ermüdungsverhalten gemäß Kapitel 5), so ergeben sich die in Abbildung 6.8 dargestellten Spannbreiten möglicher Abweichungen. Je steifer das verwendete Asphaltmaterial ist, desto größer ist der Einfluss der Randbedingungen auf die berechnete Nutzungsdauer.

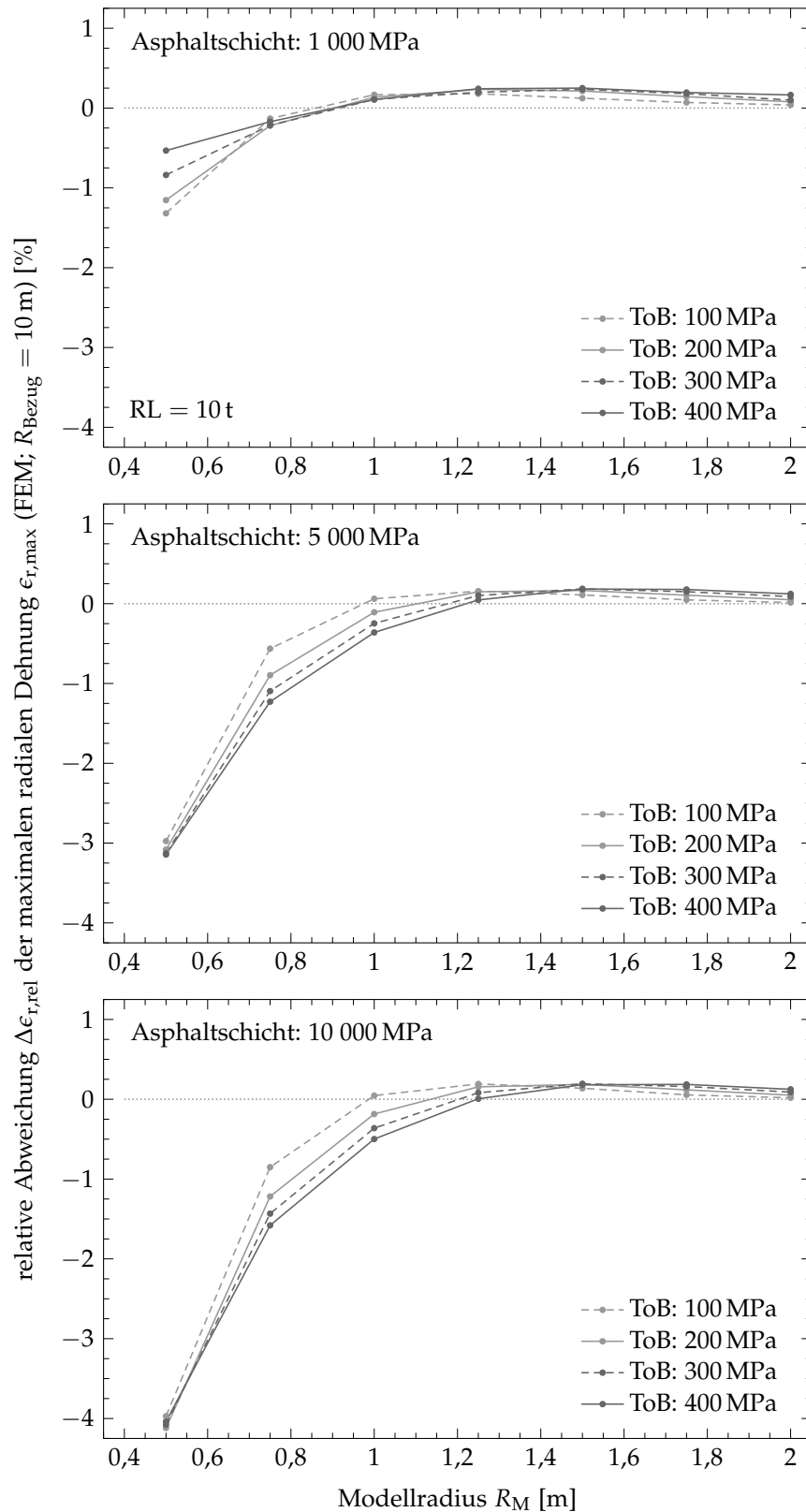


Abbildung 6.4: Relative Abweichung $\Delta\epsilon_{r,rel}$ der maximalen radialen Dehnungen $\epsilon_{r,max}$ an der Unterseite der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit vom Modellradius für verschiedene Kombinationen aus Asphalt- und Tragschichtsteifigkeiten und rechter Modellrand: *frei; in axialer und horizontaler Richtung verschieblich*

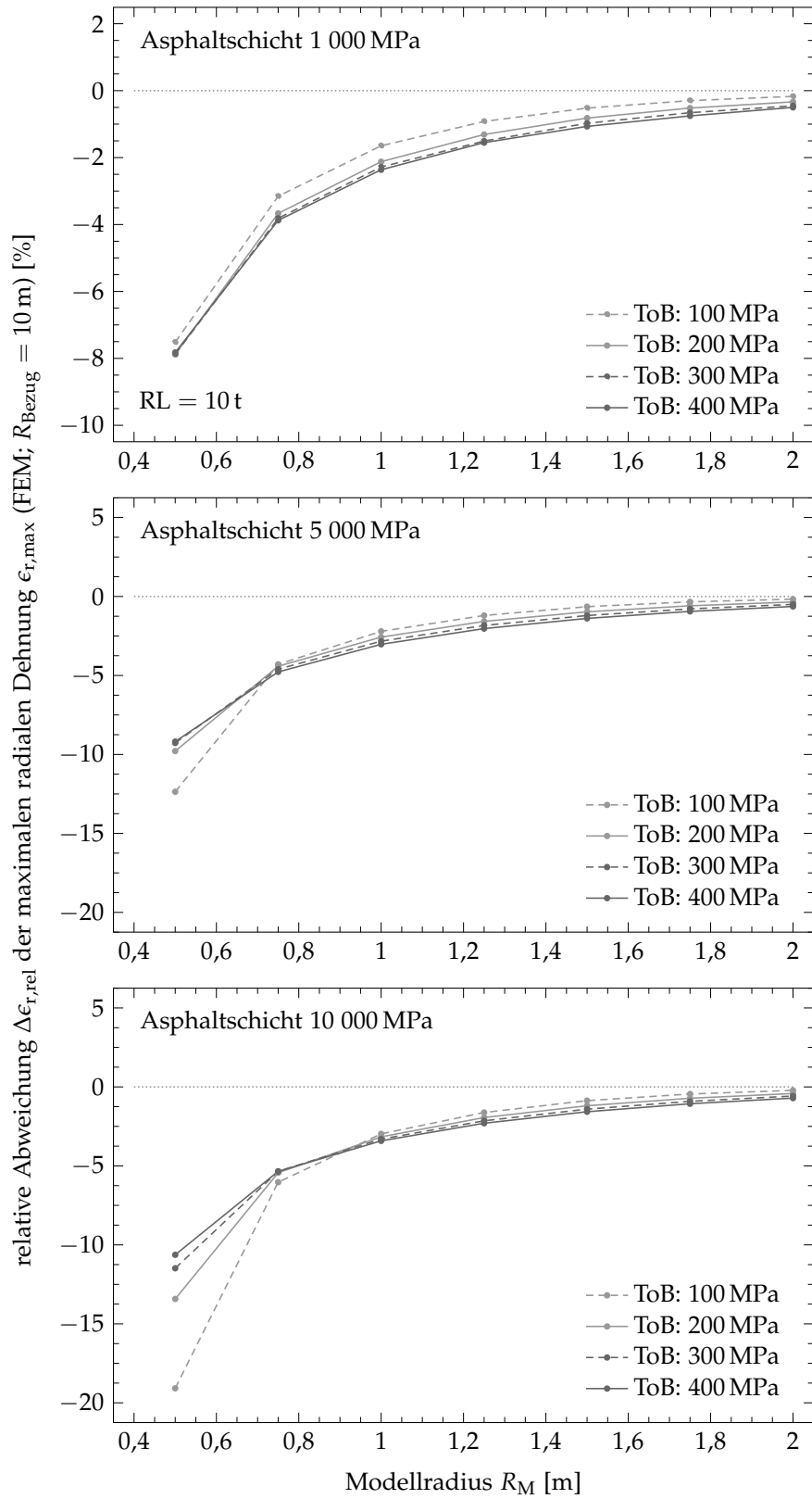


Abbildung 6.5: Relative Abweichung $\Delta\epsilon_{r,rel}$ der maximalen radialen Dehnungen $\epsilon_{r,max}$ an der Unterseite der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit vom Modellradius für verschiedene Kombinationen aus Asphalt- und Tragschichtsteifigkeiten und rechter Modellrand: *fest gekoppelt; nicht verschieblich*

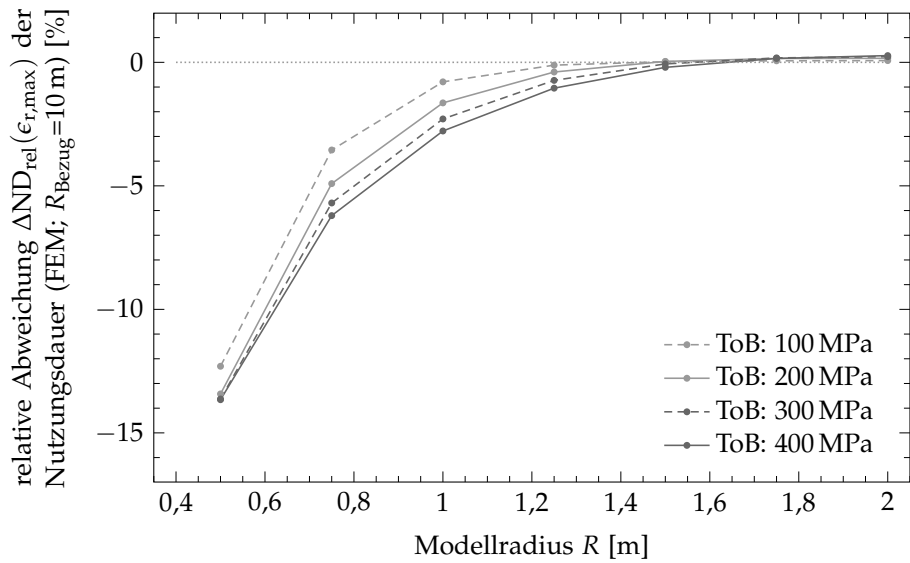


Abbildung 6.6: Relative Abweichung der Nutzungsdauer $\Delta ND_{rel}(\epsilon_{r,max})$ an der Unterseite der Asphaltsschicht; Darstellung für Asphaltvariante mittlerer Steifigkeit ($A_{S,m}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie verschiedene Tragschichtsteifigkeiten; Ausbildung rechter Modellrand: *frei; in axialer und horizontaler Richtung verschieblich*

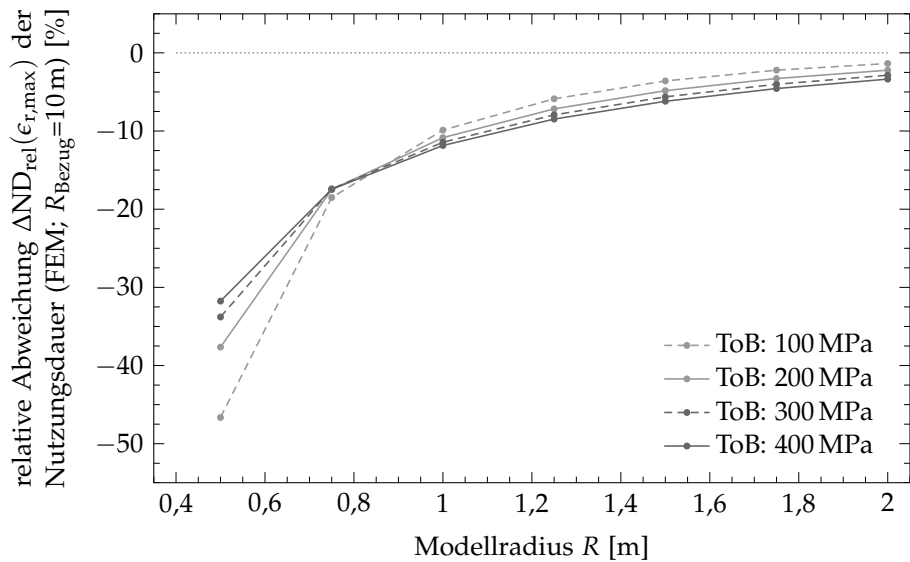


Abbildung 6.7: Relative Abweichung der Nutzungsdauer $\Delta ND_{rel}(\epsilon_{r,max})$ an der Unterseite der Asphaltsschicht; Darstellung für Asphaltvariante mittlerer Steifigkeit ($A_{S,m}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie verschiedene Tragschichtsteifigkeiten; Ausbildung rechter Modellrand: *fest gekoppelt, d. h. nicht verschieblich*

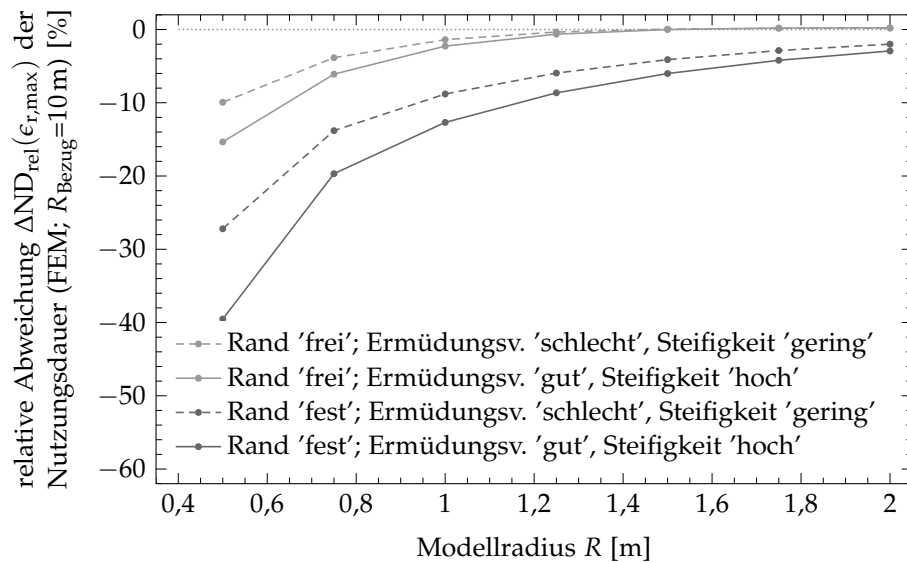


Abbildung 6.8: Relative Abweichung der Nutzungsdauer $\Delta ND_{\text{rel}}(\epsilon_{r,\text{max}})$ an der Unterseite der Asphaltenschicht; Darstellung für verschiedene Asphaltsteifigkeiten und Ermüdungsbeständigkeiten sowie eine Tragschichtsteifigkeit $E_{\text{ToB}} = 250 \text{ MPa}$; Ausbildung rechter Modellrand: *frei und unverschieblich*

Für eine realitätsnahe Modellierung einer Befestigungsfläche sollten Berechnungsmodelle mit freiem oder axial verschieblichem Rand bevorzugt werden. Vor dem Hintergrund, mittels Finite Elemente Modell ähnliche Ergebnisse zu erzeugen wie bei Anwendung der Mehrschichtentheorie (Annahme linearer Materialeigenschaften vorausgesetzt), kann bei Annahme eines freien oder axial verschieblichen Randes für die dieser Arbeit zugrundeliegenden Betrachtungen ein Modellradius von 1,5 m als ausreichend groß bewertet werden.

Fazit

6.4 MODELLIERUNG DES VERHALTENS VON TRAGSCHICHTEN OHNE BINDEMittel

Die Modellierung des mechanischen Verhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel ist für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit interessierenden Beanspruchungszustände deutlich anspruchsvoller als die der Asphaltenschicht. Die Berücksichtigung des spannungsabhängigen Materialverhaltens von Gesteinskörnungsmischen unter Belastung erfordert die Einbindung nichtlinear elastischer Stoffmodelle (vgl. Abschnitt 6.4.1). Diese schließen unbedingt die Validierung der Modelleinbindung (vgl. Abschnitt 6.4.2) sowie Konvergenzbetrachtungen hinsichtlich der Erzeugung konvergenter Lösungen mit ein.

6.4.1 Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle

Die Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle erfolgt i. d. R. in Abhängigkeit von der verwendeten Software.

Für die dieser Arbeit zugrundeliegenden Rechnungen wurden die funktionalen Ansätze des DRESDNER Modells, E_{DM} und ν_{DM} (vgl. Abschnitt 3.3.5), zur Beschreibung der spannungsabhängigen Materialkenngrößen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl zunächst gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.3.6 erweitert und anschließend jeweils durch ein partielles Differentialgleichungsinterface in das Programm COMSOL MULTIPHYSICS eingebunden. Das strukturmechanische Modell und das Stoffmodell werden dabei bidirektional gekoppelt, so dass die Stoffmodellgrößen E_{DM} und ν_{DM} durch den Spannungszustand (d. h. den Spannungstensor σ) im strukturmechanischen Modell und die Modellgrößen der Strukturmechanik von den gelösten Stoffmodellgrößen E_{DM} und ν_{DM} abhängig sind.

Für die iterativen Lösungsschritte dieses nichtlinearen physikalischen Problems wurde ein direkter Löser verwendet. Die Lösung sämtlicher Verschiebungen und Materialgleichungen (bzw. Freiheitsgrade) erfolgte somit in einer einzigen Matrix. Diese Vorgehensweise bedingt einerseits zwar einen relativ großen Speicherbedarf ist andererseits aber numerisch sehr stabil.

Grundsätzlich gilt, dass jeder Löser geeignet konfiguriert werden muss. Die gewählte Konfiguration eines Löser bestimmt, bei identischen Modellen, maßgebend die Rechengenauigkeit und -geschwindigkeit. Die Bewertung der Rechengenauigkeit sollte stets auf eine maßgebende (den Anwender interessierende) Bewertungsgröße bezogen werden. Die Lösung des jeweiligen physikalischen Problems (Berechnung eines Beanspruchungszustandes) gilt als ausreichend genau, wenn die Lösung konvergiert ist. Dies bedeutet, dass ein vorab definierter zulässiger maximaler Fehler unterschritten wird. Dieser relative Fehler F_{rel} beschreibt eine Abweichung zwischen aktueller und aktuell geschätzter exakter Lösung. Voraussetzung hierfür ist jedoch u. a., dass zur Lösung eines physikalischen Problems eine ausreichend kleine Schrittweite und genügend hohe Schrittzahl (maximal mögliche Anzahl an Iterationsschritten) vorab definiert wurde. In Abhängigkeit von den Modellannahmen, insbesondere der verwendeten Parametersätze für das nichtlineare DRESDNER Stoffmodell und der aufgetragenen Belastung können sich deutlich unterschiedliche Anzahlen an notwendigen Iterationsschritten ergeben, wobei z. Bsp. mit zunehmender Belastung die Anzahl an Iterationsschritten zunimmt.

Zur Lösung nichtlinearer Probleme (Modelle) findet i. d. R. das Newtonverfahren Anwendung. Der Dämpfungsfaktor des gedämpften Newtonverfahrens bestimmt grundlegend die Anzahl erforderlicher Iterationsschritte, die zur Bereitstellung konvergierter Lösungen notwendig sind. Wird die Dämpfung zu klein gewählt, so kann es passieren, dass ein Berechnungsmodell nicht konvergiert.

Die Güte der Konvergenz wird i. d. R. durch Konvergenzplots dargestellt. Ist ein Berechnungsmodell nicht in Gänze ausreichend konvergiert, so kann es den-

noch sein, dass sich für die maßgebende Berechnungsgröße ein stabiler Wert ausreichender Genauigkeit eingestellt hat.

Für die vorliegende Arbeit bedeutet dies im Allgemeinen, dass unterschiedliche granulare Materialien und Material- bzw. Schichtkombinationen unterschiedlich konvergierende Berechnungsmodelle hervorbringen.

Für ein Berechnungsmodell ist die Schrittweite und der zu erreichende obere Grenzwert des relativen Fehlers F_{rel} so festzulegen, dass sich für die maßgebende Berechnungsgröße eine konvergente Lösung bei vertretbarer Rechenzeit einstellt. Der relative Fehler F_{rel} sollte dabei $< 10^{-1}$ sein.

Eine allgemeingültige Aussage hinsichtlich zu erwartender Rechenzeiten bei Verwendung nichtlinearer Stoffmodelle kann nicht abgeleitet werden. Neben programminternen Konfigurierungsmöglichkeiten haben außerdem die Dichte des Berechnungsnetzes, die die Anzahl zu berechnender Knoten definiert, sowie die gewählte Modellgeometrie und angenommenen Randbedingungen einen großen Einfluss auf die Rechengeschwindigkeit. Nicht zu vernachlässigen ist außerdem die Wahl der zu verwendenden Rechentechnik und eventuelle Möglichkeiten der Parallelisierung von Berechnungsabläufen.

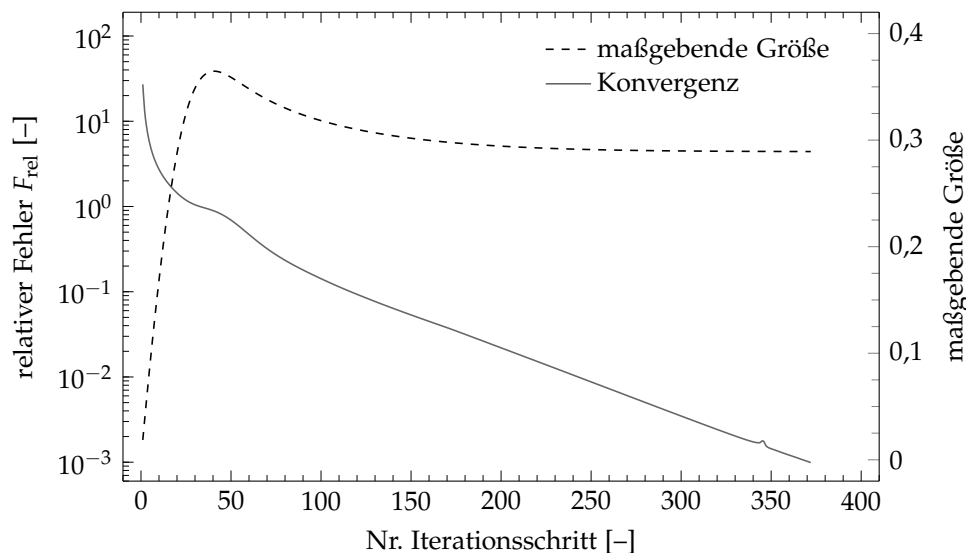


Abbildung 6.9: Beispiel eines Konvergenzplottes des relativen Fehlers F_{rel} und der maßgebenden Größe in Abhängigkeit von den Iterationsschritten

Die Optimierung der Rechengeschwindigkeit ist insbesondere bei der Durchführung von Dimensionierungsberechnungen notwendig (wegen zahlreicher Einzelrechnungen, vgl. Abschnitt 6.6.5) und sollte vorab für die jeweils ungünstigsten Modellannahmen (hier: größte Radlast und geringste Asphaltsteifigkeit bzw. höchste Oberflächentemperatur) durchgeführt werden. Abbildung 6.9 zeigt exemplarisch den Konvergenzplot des relativen Fehlers F_{rel} und der maßgebenden Größe für ein Berechnungsmodell.

Berechnungsergebnisse nach Einbindung des Dresdner Modells werden in Abschnitt 6.4.3 vorgestellt und erläutert.

6.4.2 Validierung der Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle

Die Evaluierung von Modellparametern zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens unterschiedlicher Straßenbaustoffe erfolgt i. d. R. anhand von Ergebnissen aus Triaxialversuchen. Für jedes Material lässt sich in Abhängigkeit vom verwendeten Stoffmodell ein materialspezifischer Parametersatz bestimmen, auf dessen Grundlage eine Stoffmodellgröße, wie beispielsweise der Elastizitätsmodul, spannungsabhängig berechnet werden kann.

Zur Validierung der Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle in Berechnungsprogramme empfiehlt sich folglich die Modellierung des Triaxialversuchs zur Simulation einzelner Belastungszustände aus dem Triaxialversuch. Ergebnis sind ebenfalls spannungsabhängige Stoffmodellgrößen, die den analytischen Ergebnissen (direkt berechnet aus Modellparametern) gegenüber gestellt werden können. Wurde das nichtlineare Stoffmodell exakt eingebunden, so sollten die unterschiedlich bestimmten Stoffmodellgrößen identisch sein.

Diese Vorgehensweise wurde für die Validierung der Einbindung des DRESDNER Modells in Anwendung gebracht. Hierbei erfolgte die Validierung der Einbindung auf Grundlage vertikaler Dehnungsanteile, da diese die Grundlage der vorangegangenen Parameterbestimmung bildeten. Abbildung D.3 in Anhang D zeigt exemplarisch die Gegenüberstellung der mit COMSOL MULTIPHYSICS und der analytisch ermittelten Berechnungsergebnisse für den Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl des DRESDNER Modells sowie die resultierende axiale Dehnung ϵ_z (errechnet aus Modellparametern gemäß Gl. (3.15b)) und die axiale Dehnung ϵ_z (Kenngröße aus COMSOL MULTIPHYSICS). Es konnten keine nennenswerten Abweichungen zwischen den unterschiedlichen Berechnungsmethoden festgestellt werden, so dass die Einbindung der nichtlinearen Stoffmodelle in ihrer Grundform als richtig angenommen werden kann (vgl. Abschnitt 3.3.5.3). Verbleibende Abweichungen sind auf numerische Ungenauigkeiten zurückzuführen.

6.4.3 Berechnungsergebnisse nach Einbindung nichtlinearer Stoffmodelle

Die nachfolgenden Ausführungen zeigen zunächst Berechnungsergebnisse bei Anwendung des DRESDNER Modells in für den Anwendungsfall angepasster Form. Die Modellgleichungen $E_{DM}(\sigma)$ (Gl. (3.37)) und $\nu_{DM}(\sigma)$ (Gl. (3.43)) zur Beschreibung des spannungsabhängigen Steifigkeits- und Querdehnzahlverhaltens granularer Straßenbaustoffe wurden gemäß Abschnitt 3.3.6 durch die Einbindung der Oktaeder-Normal- und der Oktaeder-Schubspannung erweitert, wodurch auch mehraxiale Spannungszustände, wie sie beispielsweise in Straßenbefestigungen zu erwarten sind, untersucht werden können.

Abbildung 6.10 zeigt für einen dreischichtigen Aufbau gemäß Abbildung 6.1 die in einer ungebundenen Tragschicht zu erwartenden Beanspruchungszustände exemplarisch für einen Belastungszustand. Es gilt zu beachten, dass

die Darstellung für einen axialsymmetrischen, d. h. also halben, Querschnitt erfolgt. Die Lasteinleitung befindet sich somit über dem linken Rand der gezeigten Querschnitte. Die gewählten Geometrie- und Materialbedingungen sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst. Dargestellt werden der spannungsabhängige Elastizitätsmodul E_{DM} und die spannungsabhängige Querdehnzahl ν_{DM} des DRESDNER Modells sowie die Beanspruchungsgrößen 1. Hauptdehnung ϵ_1 und 1. Hauptspannung σ_1 .

Die Ausbildung der Querdehnzahl im Bereich des rechten Randes wird durch die gewählte Randbedingung geprägt. Die anderen Darstellungen sind qualitativ unabhängig von der Art der Randbedingung.

Der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl zeigen eine über den Querschnitt deutlich inhomogene Verteilung, die aus dem Belastungszustand resultiert. Je größer die in das DRESDNER Modell eingehende Belastung (Druckspannung) ist, desto größer wird der Elastizitätsmodul und desto kleiner die Querdehnzahl, d. h., das Material versteift und die Kompressibilität des Materials nimmt zu. Durch diesen Prozess wird bereits im oberen Schichtbereich ein Großteil der eingetragenen Belastung abgebaut. Unterhalb des versteiften Bereiches nimmt der Elastizitätsmodul mit der 1. Hauptspannung ab und die Querdehnzahl nimmt einen Wert von knapp 0,5 an, die Kompressibilität und die Steifigkeit des Materials nehmen somit wieder ab. Im Bereich der Auflagerfläche auf dem Boden kommt es ebenfalls zu einer leichten Versteifung des Materials infolge von Zugbeanspruchungen.

Während im Bereich der Lasteinleitung axiale Druckbeanspruchungen dominieren, bilden sich an der Unterseite der granularen Tragschicht Zugbeanspruchungen (positive Werte) in radialer Richtung aus (vgl. Abbildung 6.10 d). Zur Bewertung der Größenordnung der Zugspannungen wurde, wie auch in der Literatur vorgefunden ([56]) der Absolutwert der 1. Hauptspannung σ_1 im Verhältnis zum Reifenkontaktdruck p_{Rd} (berechnet aus der aufgetragenen Radlast RL und dem berücksichtigten Modellradius) ermittelt und in Abbildung 6.11 dargestellt. Für den gewählten Belastungszustand betragen die vorhandenen Zugspannungen 37 % des Reifenkontaktdruckes.

Aufgrund der Rotationssymmetrie des verwendeten Berechnungsmodells zeigen die Hauptspannungen bzw. Hauptdehnungen direkt in der Lastachse (hier: Symmetrieachse) in Richtung des Bezugskoordinatensystems. Außerhalb der Lastachse sind, aufgrund des inhomogenen Spannungszustandes, die Hauptspannungen bzw. -dehnungen hinsichtlich ihrer Lage im Raum um die Richtung von φ gedreht, d. h. es wird eine Verdrehung der Hauptrichtungen zum Bezugskoordinatensystem bedingt. Hierbei ist der Richtung von φ keine Hauptspannung eindeutig zugeordnet.

Soll ein Hauptspannungssystem definiert werden, in welchem der Richtung von φ eine Hauptspannung zugeordnet wird, so kann z. Bsp. eine Hauptspannung $\sigma_{E,3}$ der Hauptspannung in Richtung von φ zugeordnet werden und die beiden Hauptspannungen in der Ebene werden mit den Spannungen $\sigma_{E,1}$ und $\sigma_{E,2}$ belegt. In dieser Arbeit wird folglich, bezogen auf die 1. Hauptspannung,

Lage der Hauptachsen in der r-z-Ebene

Tabelle 6.1: Modell- und Materialbedingungen, die den Berechnungen in Kapitel 6 und 7 zugrunde liegen

Modellbedingung - Varianten	Einheit	Wert
Auflager- und Randbedingungen		
Randbedingungen unterer Rand		horizontal verschieblich
Randbedingungen rechter Rand		fest, vertikal verschieblich^a , frei
Modellgeometrie		
Modellsymmetrie		Rotationssymmetrie
Modellradius R_M	m	0,5; 0,75; 1,0; 1,25 1,5^a 1,75; 2,0; 10,0
Dicke Asphaltsschicht d_{Asphalt}	cm	1; 2; 3; 4^a ; 5; ...; 24
Dicke ToB d_{ToB}	cm	40-70; 50^a
Dicke Boden d_{Boden}	m	1
Frostsichere Dicke Oberbau	cm	41-74; 60 ^b
Schichtenverbund		
radiale Richtung		frei verschieblich
axiale Richtung		fest gekoppelt
FE-Netzgestaltung		
Netzelemente		Rechteck- und Dreieckelemente
Elementanzahl		4 500 bis 6 900; 6 525^a
Freiheitsgrade		40 896 bis 65 024; 48 436^a
Materialeigenschaften (Kapitel 5)		
Materialdichten		Tabelle 5.1
Asphalt		
Elastizitätsmodul, konstant		1 000; 5 000^a ; 10 000
Elastizitätsmodul, temp.-abhängig		Abbildung 5.1, Tabelle 5.2
Ermüdungsverhalten		Abbildung 5.2, Tabelle 5.3
kryogene Zugspannungen		Abbildung 5.3, Tabelle 5.4
Querdehnzahl		0,35
Tragschicht ohne Bindemittel		
Elastizitätsmodul, linear		Anhang D, Tabelle D.2
Elastizitätsmodul, nichtlinear		Abbildung 5.5 bis 5.9, Tabelle 5.6
Querdehnzahl		0,30; 0,35; 0,340; 0,45; 0,48; 0,499
plastisches Verformungsverhalten		Tabelle 5.7
Boden		
Elastizitätsmodul	MPa	45
Querdehnzahl		0,35
Verkehrslast		
Radius Radaufstandsfläche R	cm	15
Reifenkontaktdruckverteilung		kontinuierliche Flächenlast
Laststellung		mittig, rotationssymmetrisch
Lastart		statische Belastung
Radast p_{Rd}	t	1; 2; 3; ...; 11

^a Standardbedingung^b differenzierte Betrachtung

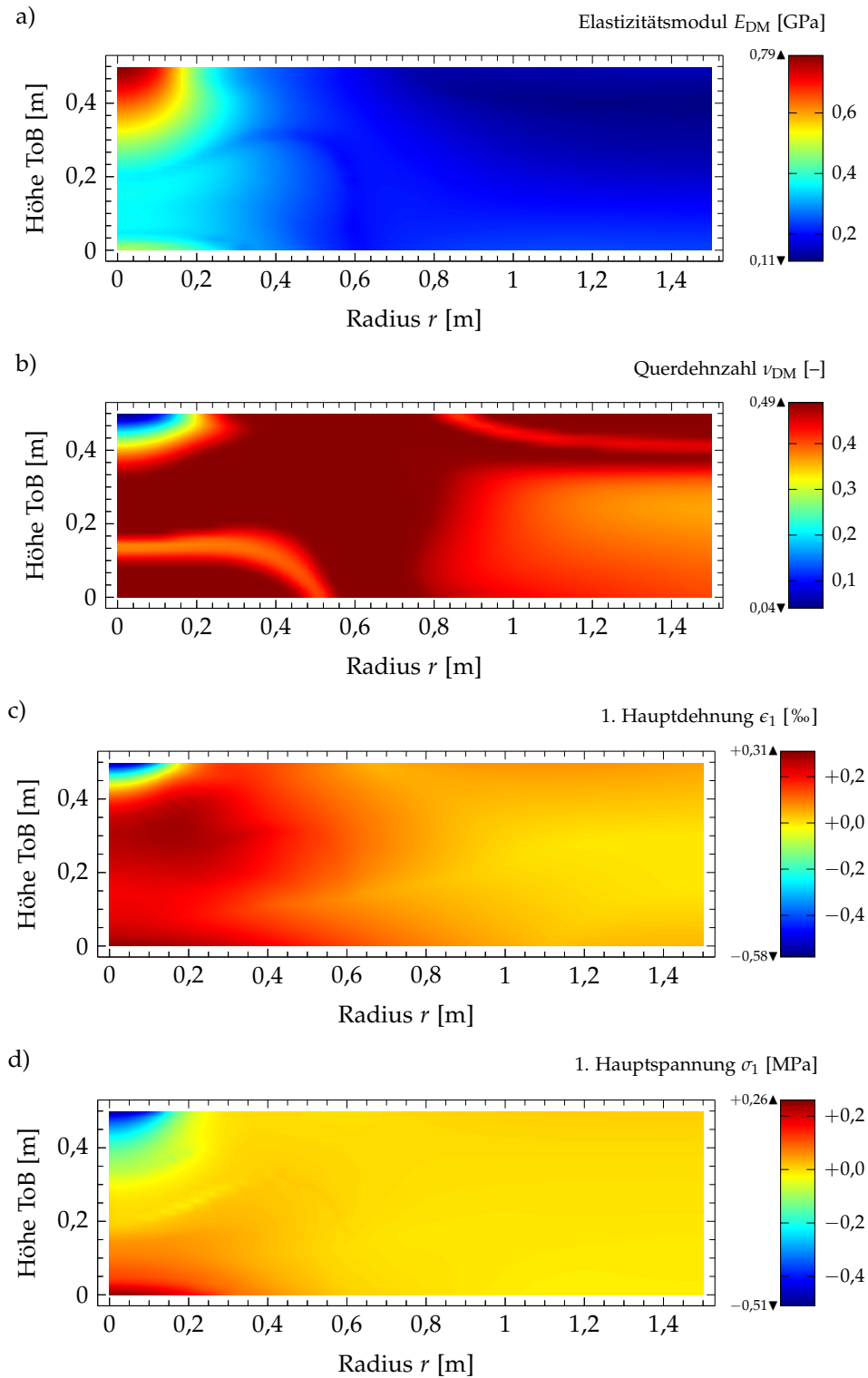


Abbildung 6.10: Anwendung des DRESdNER Modells in erweiterter Form mit Oktaederspannungen; Darstellung (a) des Elastizitätsmoduls E_{DM} und (b) der Querdehnzahl ν_{DM} des DRESdNER Modells sowie (c) der 1. Hauptspannung σ_1 und (d) der 1. Hauptdehnung ϵ_1 im Modellquerschnitt der ToB für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{Asphalt} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

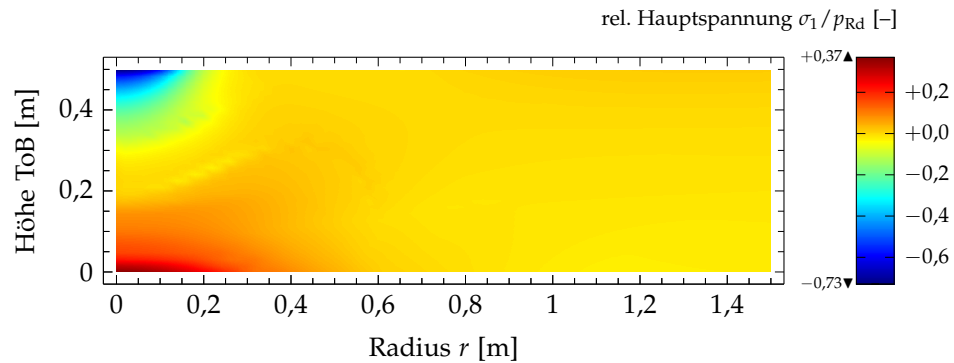


Abbildung 6.11: Anwendung des DRESNER Modells in erweiterter Form mit Oktaeder-
spannungen; Darstellung des Verhältnisses: Absolutwert 1. Haupt-
spannung σ_1 zu Reifenkontakt-Druck p_{Rd} im Modellquerschnitt der
ToB für eine Radlast $RL = 5 \text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} =$
 $5\,000 \text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Ta-
belle 6.1.

zwischen der 1. Hauptspannung σ_1 und der 1. Hauptspannung in der Ebene $\sigma_{E,1}$ unterschieden.

In Anhang D Abbildung D.4 ist exemplarisch die 1. Hauptspannung in der Ebene $\sigma_{E,1}$ sowie die Differenz zur 1. Hauptspannung σ_1 dargestellt. Ergänzende Überlegungen und Darstellungen sind in Abschnitt 6.6.1 in Abbildung 6.24 bis D.5 zu finden.

Auf die Richtungen der Hauptspannungen im Hauptachsensystems wird in Abschnitt 6.6 näher eingegangen.

Vergleichende Betrachtungen bei Annahme äquivalenter linear elastischer Materialeigenschaften folgen in Abschnitt 6.6.4.

6.5 BEGRENZUNG VON IM MODELL AUFTRETENDEN ZUGSPANNUNGEN

Gesteinskornmischungen verfügen nur über eine sehr begrenzte Fähigkeit, Zugspannungen aufnehmen zu können. Für eine realitätsnahe Beschreibung des mechanischen Verhaltens granularer Baustoffe ist daher ein angemessener Umgang mit Zugspannungen bei der Berechnung von Beanspruchungszuständen unbedingt erforderlich (i. d. R. durch Begrenzung bzw. Reduktion).

In der im Rahmen dieser Arbeit gesichteten Literatur konnten keine konkreten Ausführungen zu bisher umgesetzten Vorgehensweisen zur Begrenzung bzw. Reduktion von Zugspannungen bei der Modellierung des mechanischen Verhaltens granularer Straßenbaustoffe unter Verwendung elastischer Stoffmodelle gefunden werden.

Grundsätzlich sollten Stoffmodelle zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Straßenbaustoffen so formuliert werden, dass sie den gesamten

Bereich möglicher Beanspruchungszustände (d. h. Zug- und Druckbeanspruchungen) berücksichtigen. Das DRESDNER Modell ist in seiner Grundform jedoch nur für Beanspruchungen im Druck- und nicht im Zugbereich definiert. Dies gilt es insbesondere bei der Modelleinbindung zu berücksichtigen (Abschnitt 3.3.6). Vorzugsweise sollte das DRESDNER Modell zunächst für den nicht definierten Bereich angepasst werden. Verbleibende Zugbeanspruchungen sollten zudem auf ein vertretbares Maß begrenzt werden. Quantitative Angaben zur Aufnahmefähigkeit granularer Straßenbaustoffe hinsichtlich Zugbeanspruchungen konnten nicht gefunden werden.

Nachfolgend wird eine Möglichkeit aufgezeigt, das DRESDNER Modell für den bisher nicht definierten Bereich zu erweitern, wodurch als Nebeneffekt auch eine Reduzierung auftretender Zugbeanspruchungen erfolgt, sowie ein Verfahren beschrieben, wonach Zugkräfte durch das Ansetzen innerer Volumenkräfte gezielt reduziert werden können.

In der Literatur des Straßenbaus werden im Zusammenhang mit Zugbeanspruchungen in granularen Konstruktionsschichten die Begriffe Spannungsumlagerung sowie Zugspannungsreduktion und -begrenzung aus Sicht der Autorin oft vermischt verwendet. Zwar führt eine Spannungsumlagerung i. d. R. zu einer Zugspannungsreduktion, eine Zugspannungsreduktion oder -begrenzung kann jedoch nicht nur durch eine Spannungsumlagerung realisiert werden.

Das Baulexikon, herausgegeben von Wormuth und Schneider ([112]), beschreibt Spannungsumlagerungen mit dem „Abbau von (rechnerischen) Spannungen durch Plastifizieren in den höchstbeanspruchten Bereichen und Vergrößerung der Spannung in den weniger stark beanspruchten Bereichen eines Tragwerks“.

Die Begrenzung, Reduzierung oder Umlagerung von Spannungen innerhalb von Berechnungsmodellen ist nicht an die Wahl eines Stoffmodells gebunden und kann beliebig mit beispielsweise linearen oder nichtlinearen Modellen kombiniert werden.

6.5.1 *Aufweichen des Elastizitätsmoduls*

Eine in der Praxis bereits angewendete Methode zur Reduzierung auftretender Zugspannungen stellt das Verringern lokaler Steifigkeit dar, abgeleitet aus der „Geänderten Drucker-Prager Fließfunktion“ von AUTODESK ([113]). Treten in einem Punkt innerhalb eines Materials Zugbeanspruchungen auf (oder übersteigen einen definierten Grenzwert), so wird an selbiger Stelle die vorhandene Steifigkeit durch Anmultiplizieren eines Faktors reduziert und es ergibt sich eine neue lokale Reststeifigkeit. Der Faktor zur Reduzierung der lokalen Steifigkeit muss im Allgemeinen zwischen 0,0 und 1,0 liegen. Primäres Ziel dieser Vorgehensweise ist jedoch nicht die Reduzierung auftretender Zugspannungen auf einen definierten Wert sondern die Abbildung eines möglichst realitätsnahen Materialverhaltens. Der in ([113]) genannte Ansatz kann auch als kontinuierlicher Ansatz angewendet werden, bei dem die Reduktion der Steifigkeit von der Höhe auftretender Zugspannungen abhängt.

Der Vorgang zur Reduzierung lokaler Steifigkeit wird nachfolgend als Aufweichen des Elastizitätsmoduls bezeichnet. Da jedoch ein unbegrenztes Aufweichen nicht realistisch, also physikalisch nicht sinnvoll, ist, da vollständiges Materialfließen für ungebundene granulare Straßenbaustoffe im Regelfall auszuschließen ist, sollte stets ein unterer Grenzwert für die resultierende Reststeifigkeit definiert werden. Dies bedingt jedoch, dass im Material durchaus Zugbeanspruchungen verbleiben können. Dies ist grundsätzlich unschädlich, da auch ungebundene Materialien eine begrenzte Fähigkeit besitzen, Zugbeanspruchungen aufzunehmen (vgl. Abschnitt 2.3).

Wird nun beispielsweise der E-Modul eines anstehenden Tragschichtmaterials lokal „aufgeweicht“, d. h. die Steifigkeit des Materials wird reduziert, so nimmt die Dehnung an gleicher Stelle folglich zu. Da sich das ungebundene Material aber nicht unbegrenzt bewegen kann, entstehen in den zur Ausdehnung angrenzenden Gebieten der Ausdehnung entgegenwirkende Spannungen, die die lokalen Zugspannungen im Bereich des aufgeweichten Elastizitätsmoduls reduzieren.

Zur funktionalen Beschreibung des Faktors zur Reduzierung des lokalen E-Moduls eignen sich Stufenfunktionen, die einen allmählichen Übergang aufweisen. Diese werden in englischsprachiger Literatur als „Smoothstep Function“ bezeichnet. Im deutschsprachigen Bereich gibt es keine vergleichbare Bezeichnung. Die Autorin verwendet deshalb nachfolgend den Begriff „aufgeweichte Stufenfunktion“.

Durch die Umsetzung der beschriebenen Vorgehensweise in Kombination mit dem DRESDNER Modell wird eine Erweiterung des Stoffmodells bzw. dessen Gültigkeitsbereiches möglich, so dass auch Zugbeanspruchungen berücksichtigt werden können. Auftretende Zugspannungen werden hierbei als Nebeneffekt reduziert.

Die Autorin empfiehlt, die Modellerweiterung (für die Modelleinbindung) so zu gestalten, dass das Stoffmodell in nicht definierten Bereichen Werte annimmt, die denen im spannungsfreien Zustand näherungsweise gleich sind.

6.5.1.1 Allgemeine Formulierung der aufgeweichten Stufenfunktion

Zur Reduzierung des Elastizitätsmoduls durch Anmultiplizieren eines Faktors empfiehlt es sich, den Faktor in Form einer aufgeweichten Stufenfunktion zu formulieren. Grundlage einer solchen Funktion bildet eine Heaviside-Funktion, die nach dem britischen Mathematiker und Physiker Oliver Heaviside benannt wurde [114]. Aufgeweichte Stufenfunktionen werden auch als Interpolationsfunktionen bezeichnet und finden in der Praxis weitverbreitete Anwendung.

Die allgemeine Formulierung einer aufgeweichten Stufenfunktion $SF(x)$, wie in Gl. (6.3) dargestellt, erfolgt in Abhängigkeit vom Argument x und den Grenzwerten der Funktion. Hierbei wird der linksseitige Grenzwert kleiner als der rechtsseitige Grenzwert angenommen. Ist das Argument x kleiner oder gleich

dem linken Rand, so gibt die Funktion den Wert Null zurück. Ist das Argument x hingegen größer oder gleich dem rechtsseitigen Grenzwert, so ist das Ergebnis der Funktion stets Eins.

$$\text{SF}(x) = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ p(x) & 0 < x \leq 1 \\ 1 & 1 < x \end{cases} \quad (6.3)$$

$\text{SF}(x)$	[–]	Stufenfunktion
$p_n(x)$	[–]	Stufenfunktion im Bereich $0 < x \leq 1$
x	[–]	Argument der allgemeinen Stufenfunktion

Für den Übergangsbereich zwischen Null und Eins ($0 < x \leq 1$) stehen verschiedene Ansätze zur Verfügung. Am wohl bekanntesten auf dem Gebiet des Straßenbaus ist die Sigmoidfunktion. Nachteil dieser Funktion, basierend auf einer Exponentialfunktion, ist jedoch, dass sie nicht für feste Intervallgrenzen definiert werden kann, da sie für $x = \pm\infty$ allmählich gegen einen oberen und unteren Grenzwert läuft. In der Praxis werden deshalb alternativ zur Beschreibung von Übergangsfunktionen Polynomfunktionen verwendet. Die Koeffizienten einer Polynomfunktion können durch Binomialkoeffizienten wiedergegeben werden ([115]). Als allgemeine Formulierung ergibt sich somit für die aufgeweichte Stufenfunktion:

$$\text{SF}_n(x) = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ x^{n+1} \cdot \sum_{k=0}^n \binom{n+k}{k} \cdot \binom{2n+1}{n-k} \cdot (-x)^k & 0 < x \leq 1 \\ 1 & 1 < x \end{cases} \quad (6.4)$$

$\text{SF}_n(x)$	[–]	Stufenfunktion für n stetige Ableitungen
n	[–]	Ordnung der Stufenfunktion $p_n(x)$
k	[–]	Parameter der Stufenfunktion

Die Ordnung n der Funktion $p_n(x)$ repräsentiert die Anzahl stetiger Ableitungen. Es empfiehlt sich grundsätzlich für die Interpolation zwischen zwei Werten Funktionen zu verwenden, deren 1. Ableitung stetig ist. Für den Ansatz in Gl.(6.4) gilt also $n = 1$. Die Funktion $p_1(x)$ ist somit bis einschließlich erster Ableitung stetig, wodurch ein stetiger Übergang zwischen den Anstiegen der einzelnen Intervalle der Funktion gewährleistet wird. Für die Stufenfunktion $\text{SF}_n(x)$ mit $n = 1$ folgt somit:

$$\text{SF}_1(x) = \begin{cases} 0 & x \leq 0 \\ 3x^2 - 2x^3 & 0 < x \leq 1 \\ 1 & 1 < x \end{cases} \quad (6.5)$$

$\text{SF}_1(x)$	[–]	Stufenfunktion für $n = 1$ stetige Ableitungen
------------------	-----	--

6.5.1.2 *Modifizierte Stufenfunktion und deren Einbindung*

Die für den allgemeinen Fall formulierte aufgeweichte Stufenfunktion $SF_1(x)$ gemäß Gl. (6.5) kann für einen beliebigen Anwendungsfall angepasst und in Abhängigkeit von einer maßgebenden Größe formuliert werden.

Soll nun mittels einer Stufenfunktion der Elastizitätsmodul bei Auftreten von Zugspannungen im Rahmen von Finite-Elemente-Rechnungen lokal reduziert werden, so entspricht die maßgebende Größe der größten Hauptspannung, i. d. R. der 1. Hauptspannung σ_1 (vgl. Abschnitt 6.6). Grundsätzlich gilt, dass der Elastizitätsmodul herabgesetzt werden soll, sobald ein bestimmter Schwellenwert überschritten wird. D. h., nimmt σ_1 einen Wert unterhalb des unteren Schwellenwertes an (vorhandene Zugbeanspruchung ist ausreichend klein), so soll die Stufenfunktion $SF_1(x)$ den Wert 1 zurückgeben. Der Elastizitätsmodul wird somit mit dem Faktor „1“ multipliziert und folglich „nicht aufgeweicht“. Überschreitet σ_1 den oberen Schwellenwert (vorhandene Zugbeanspruchung ist zu groß), so soll die vorhandene Materialsteifigkeit reduziert werden. Die für das Aufweichen gewünschte Stufenfunktion zeigt somit, entgegen der klassischen Formulierung, mit zunehmendem Argument x einen abnehmenden Verlauf.

Das Argument x lässt sich somit für den beschriebenen Anwendungsfall durch den Zusammenhang in Gl. (6.6) beschreiben. Die sich daraus ergebende angepasste Stufenfunktion wird im Weiteren gemäß Gl. (6.7) als modifizierte Stufenfunktion $SF_{1,m}(\sigma_1)$ bezeichnet. (vgl. Abbildung 6.12)

$$x \equiv \frac{\sigma_1 - \sigma_u}{\sigma_o - \sigma_u} \quad (6.6)$$

σ_1	[MPa]	erste (größte) Hauptspannung in der Ebene
σ_o	[MPa]	obere Grenze des Wertebereiches, in dem das Aufweichen des Elastizitätsmoduls erfolgt
σ_u	[MPa]	untere Grenze des Wertebereiches, in dem das Aufweichen des Elastizitätsmoduls erfolgt

$$SF_{1,m}(\sigma_1) = SF_1 \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_u}{\sigma_o - \sigma_u} \right) \quad (6.7)$$

Den Schwellenwerten σ_u und σ_o der Stufenfunktion $SF_1(x)$ sind somit Grenzspannungen zuzuordnen. Der untere Schwellenwert kann mit $\sigma_u = 0$ MPa angenommen werden. D. h., sobald Zugspannungen auftreten, beginnt der Aufweichungsprozess. Im Falle von Druckspannungen nimmt die Stufenfunktion den Wert „Eins“ an und der Elastizitätsmodul wird nicht aufgeweicht. Ebenso sind für σ_u auch Werte verschieden von 0 MPa möglich. Da davon ausgegangen werden kann, dass granulare Straßenbaustoffe die Fähigkeit besitzen, zumindest ein geringes Maß an Zugbeanspruchungen aufzunehmen, erscheint es nachvollziehbar und sinnvoll, den oberen Schwellenwert σ_o in Abhängigkeit

von der aufgebrachtten Radlast bzw. des sich daraus ergebenden Reifenkontaktdruckes p_{Rd} festzulegen.

In der Arbeit von NUMRICH ([56]) z. Bsp. wurden auftretende Zugspannungen bis 10% des induzierten Reifenkontaktdruckes zugelassen. In der vorliegenden Arbeit wurde $\sigma_o = 0,08 \cdot p_{Rd}$ MPa festgelegt. Dies entspricht, vom Wendepunkt der Stufenfunktion bei $0,04 \cdot p_{Rd}$ ausgehend, einem Aufweichbereich von $\pm 4\%$ des Absolutwertes des Reifenkontaktdruckes. Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass für diesen Wert die evaluierten Berechnungsmodelle mit den ungünstigsten Modellannahmen (z. Bsp. höchste Achslast und Tragschichtmaterial geringster Steifigkeit, vgl. Abschnitt 5.2) noch konvergieren (vgl. Abschnitt 6.4.1) und somit verlässliche Ergebnisse liefern. Eine weitere Reduktion gefährdet sichtlich die Konvergenz des Berechnungsmodells, eine Erhöhung bedingt hingegen größere verbleibende Zugspannungen.

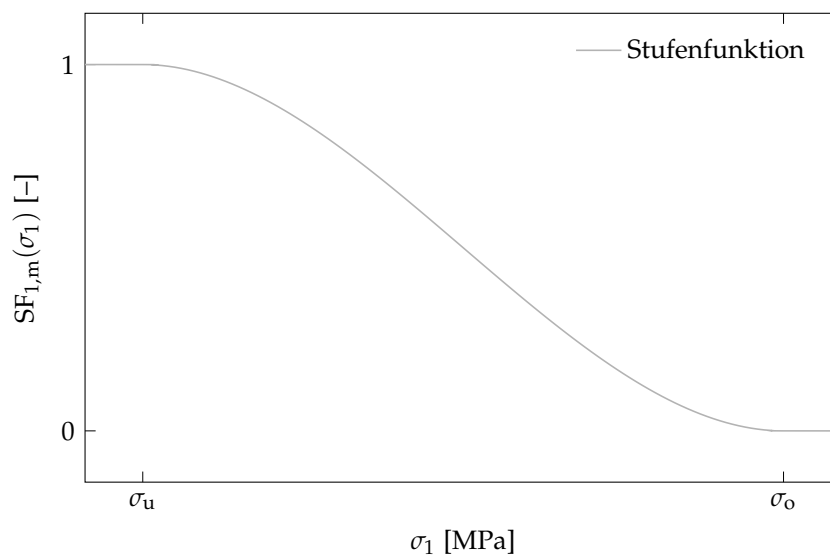


Abbildung 6.12: Modifizierte Stufenfunktion $SF_{1,m}(x)$ in Abhängigkeit vom modifizierten Argument mit $x = \sigma_1$ zum Aufweichen des Elastizitätsmodul (Definition der Randbedingungen gemäß Gl. (6.7))

Ist die modifizierte Stufenfunktion $SF_{1,m}(\sigma_1)$ formuliert, gilt es, den Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells E_{DM} durch Anmultiplizieren der modifizierten Stufenfunktion für den bisher nicht definierten Gültigkeitsbereich des Stoffmodells zu erweitern. Zusätzlich wird ein additiver Term ergänzt, wodurch das Aufweichen des Elastizitätsmodul auf einen bestimmten unteren Wert begrenzt wird. Die Autorin setzt diesen Elastizitätsmodulgrenzwert $E_{a,G}$ dem Parameter D des DRESDNER Modells gleich (vgl. Abschnitt 3.3.5.2), was dem Elastizitätsmodul des spannungsfreien Zustandes für den Fall „vollständiges Aufweichen“ entspricht. Für die nachfolgenden Betrachtungen wurde der untere Grenzwert des Elastizitätsmoduls mit $E_{a,G} = 30$ MPa festgelegt (gemäß [56]).

Wird während einer Berechnung der Grenzwert des Elastizitätsmoduls $E_{a,G}$ erreicht, so können in Abhängigkeit von den eingetragenen Belastungen und den verwendeten Materialkombinationen sowie Modellannahmen unterschiedlich große Zugbeanspruchungen im Material verbleiben.

Für den modifizierten Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells $E_{DM,m}$ folgt somit der Ansatz in Gl. (6.8). Die beiden Summanden repräsentieren zwei Funktionen gegenläufigen Verlaufes, die zusammen eine resultierende Funktion mit definiertem Grenzwerte $E_{a,G}$ ergeben, wie in Abbildung 6.13 verdeutlicht.

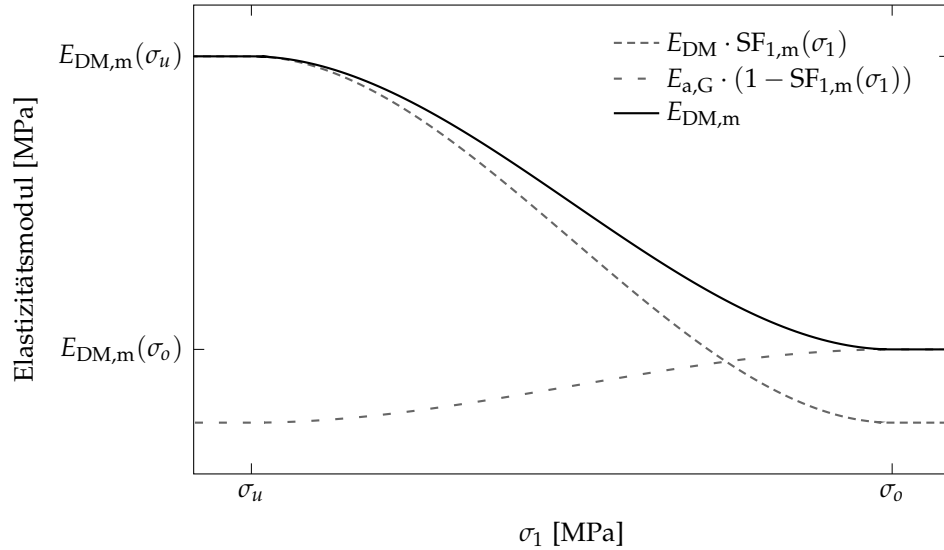


Abbildung 6.13: Modifizierter E-Modul des DRESDNER Modells $E_{DM,m}$ gemäß Gl. (6.8) mit erweitertem Gültigkeitsbereich

Aus physikalischer Sicht erscheint es sinnvoll, die Querdehnzahl des DRESDNER Modells ν_{DM} ebenfalls anzupassen, sobald der Elastizitätsmodul lokal aufgeweicht wird. Hierfür kann die Querdehnzahl des DRESDNER Modells wieder durch die spannungsabhängige modifizierte Stufenfunktion $SF_{1,m}(\sigma_1)$ gemäß Gl. (6.7) erweitert werden. Wie schon beim Elastizitätsmodul sollte auch hier ein sinnvoller unterer Grenzwert $\nu_{a,G}$ festgelegt werden. Dieser Grenzwert sollte gleichfalls das Materialverhalten im spannungsfreien Zustand repräsentieren. Für die nachfolgenden Betrachtungen wurde für den unteren Grenzwert der Querdehnzahl $\nu_{a,G} = 0,2$ gewählt. Auch hier gilt, wird ein anderer Grenzwert oder werden andere Schwellenwerte angenommen, so wirkt sich dies auf die Konvergenz und auf verbleibende Zugspannungen aus. Die modifizierte Querdehnzahl des DRESDNER Modells $\nu_{DM,m}$ lässt sich folglich nach Gl. (6.9) formulieren.

$$E_{DM,m} = E_{DM} \cdot SF_{1,m}(\sigma_1) + E_{a,G} \cdot (1 - SF_{1,m}(\sigma_1)) \quad (6.8)$$

$$\nu_{DM,m} = \nu_{DM} \cdot SF_{1,m}(\sigma_1) + \nu_{a,G} \cdot (1 - SF_{1,m}(\sigma_1)) \quad (6.9)$$

E_{DM}	[MPa]	Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells
$E_{DM,m}$	[MPa]	mod. Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells
$E_{a,G}$	[MPa]	unterer Grenzwert des mod. E-Moduls $E_{DM,m}$
ν_{DM}	[-]	Querdehnzahl des DRESDNER Modells
$\nu_{DM,m}$	[-]	modifizierte Querdehnzahl des DRESDNER Modells
$\nu_{a,G}$	[-]	unterer Grenzwert der mod. Querdehnzahl $\nu_{DM,m}$

Bei Einbindung des modifizierten Elastizitätsmodul $E_{DM,m}$ und der modifizierten Querdehnzahl $\nu_{DM,m}$ ist unbedingt auf die Deklarationen der Hauptspannungen im jeweiligen Programm zu achten. Für den Prozess des Aufweichens ist die größte Hauptspannung (vorzeichenrichtig) maßgebend. Aus Sicht der Autorin sollte im Speziellen die größte Hauptspannung im Raum, und nicht in der Schnittebene, verwendet werden (vgl. Abschnitt 6.6.1). In COMSOL MULTIPHYSICS sind Spannungen mathematisch richtig definiert mit $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Die Lage der Hauptspannungen im Raum kann folglich in Abhängigkeit von der Belastung variieren.

Einige kommerzielle Programme zur Durchführung von Finite Elemente Berechnungen stellen bereits allgemeine Stufenfunktionen wie in Gl. (6.5) bereit, so dass durch Festlegen der gewünschten maßgebenden Größe und der Schwellenwerte die klassische Stufenfunktion in eine modifizierte Stufenfunktion überführt werden kann.

In Abbildung 6.14 und Abbildung 6.15 werden (ebenfalls für einen dreischichtigen Aufbau gemäß Abbildung 6.1) die in einer ungebundenen Tragschicht zu erwartenden Beanspruchungszustände bei Anwendung der beschriebenen Methode zum Aufweichen des Elastizitätsmoduls exemplarisch für einen Belastungszustand gezeigt. Dargestellt werden der spannungsabhängige Elastizitätsmodul E_{DM} und die spannungsabhängige Querdehnzahl ν_{DM} des DRESNER Modells, die Beanspruchungsgrößen 1. Hauptspannung σ_1 und 1. Hauptdehnung ϵ_1 sowie das Verhältnis aus dem Absolutwert der 1. Hauptspannung σ_1 und dem berücksichtigten Reifenkontaktdruck p_{Rd} als Maß zur Bewertung der sich eingestellten Zugspannungsreduktion.

Das erweiterte DRESNER Modell führt zur Ausbildung eines Kegels unterhalb der Lasteinleitungsfläche, in dem der Elastizitätsmodul reduziert, d. h. aufgeweicht wird. Die Kegelausbildung ist in allen Abbildungen sichtbar.

Ein Vergleich mit Abbildung 6.10 bzw. Abbildung 6.11 zeigt, dass bedingt durch das Aufweichen die ursprünglich vorhandenen Zugspannungen von maximal 26 MPa (bzw. 37% bezogen auf den Reifenkontaktdruck) auf maximal 7 MPa (bzw. 10% bezogen auf den Reifenkontaktdruck) deutlich reduziert werden konnten. Dies entspricht einer Reduzierung um 73%.

Auf Grundlage der genannten Abbildungen ist nur eine qualitative Bewertung der umgesetzten Methode möglich. Quantitative Aussagen bezüglich des Einflusses reduzierter Zugspannungen auf Dimensionierungsergebnisse sind anhand eines Belastungszustandes nicht möglich. Für quantitative Aussagen wird auf Abschnitt 6.5.4 verwiesen.

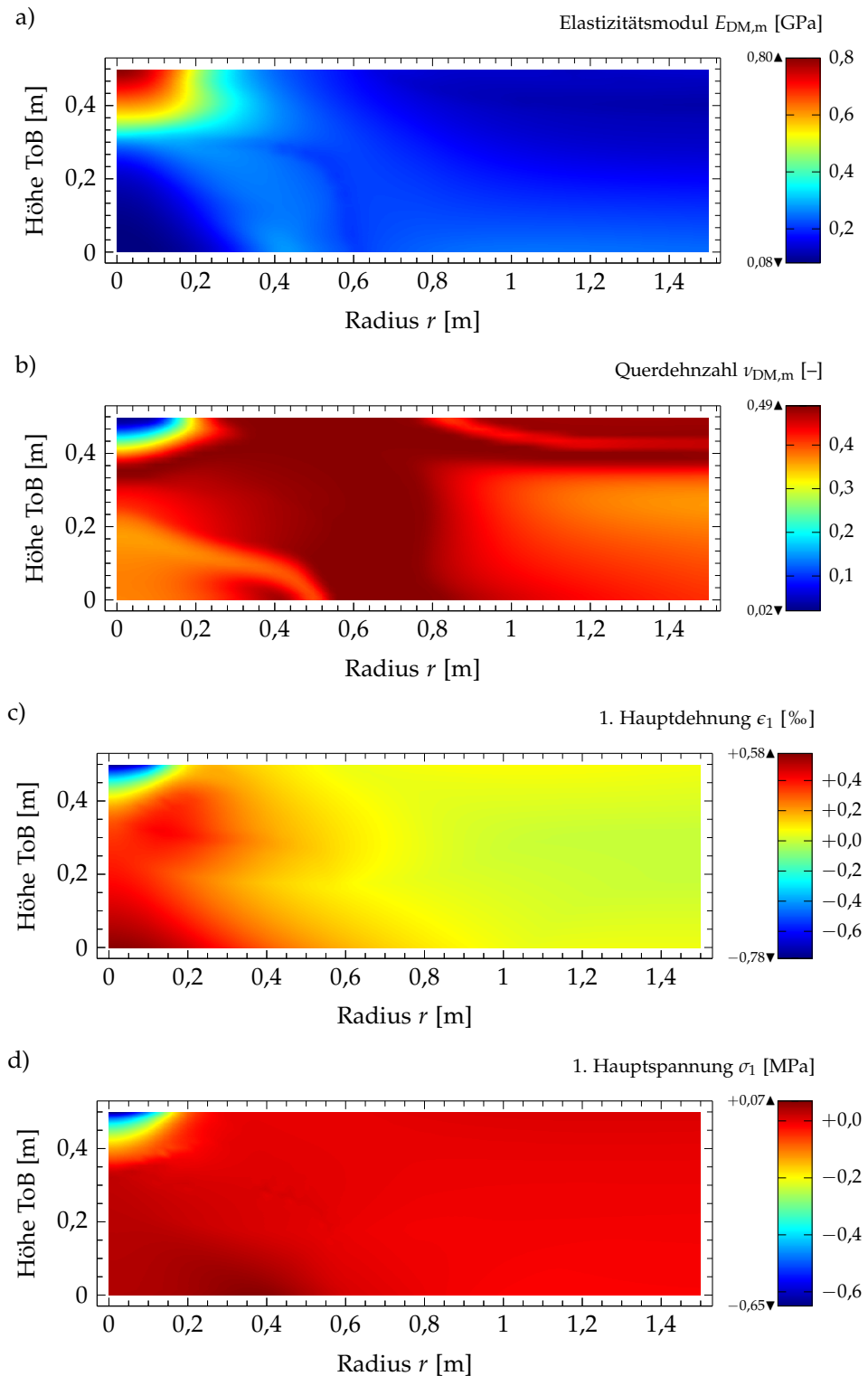


Abbildung 6.14: Anwendung des DRESNER Modells in erweiterter Form mit Oktaederspannungen und aufgeweichtem Elastizitätsmodul; Darstellung (a) des Elastizitätsmoduls E_{DM} und (b) der Querdehnzahl ν_{DM} des DRESNER Modells sowie (c) der 1. Hauptspannung σ_1 und (d) der 1. Hauptdehnung ϵ_1 im Modellquerschnitt der ToB für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

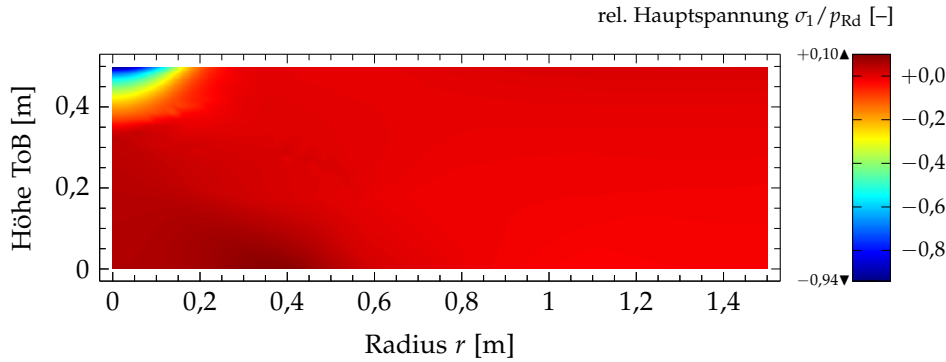


Abbildung 6.15: Anwendung des DRESNER Modells in erweiterter Form mit Oktaederspannungen und aufgeweichtem Elastizitätsmodul; Darstellung des Verhältnisses: Absolutwert 1. Hauptspannung σ_1 zu Reifenkontaktdruck p_{Rd} im Modellquerschnitt der ToB für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

6.5.2 Ansetzen innerer Kräfte

Eine Möglichkeit, um auftretende Zugbeanspruchungen in granularen Befestigungsschichten gezielt zu reduzieren, stellt das Ansetzen innerer Kräfte dar, die den Zugkräften entgegenwirken bzw. ausreichend Widerstand bieten. Es wird vermutet, dass diese Methode für die Betrachtungen in [44] und [56] Anwendung fand. Jedoch konnten weder in diesen noch in anderen Arbeiten weiterführende Hinweise gefunden werden.

Nachfolgend wird erklärt, wie in der vorliegenden Arbeit auftretende Zugbeanspruchungen durch das Ansetzen innerer Kräfte in Kombination mit dem DRESNER Modell reduziert werden konnten. Das implementierte Verfahren hat, anders als das Verfahren zum Aufweichen des Elastizitätsmoduls (Abschnitt 6.5.1) zum Ziel, auftretende Zugspannungen auf einen definierten Wert zu reduzieren.

In der Physik wird grundsätzlich zwischen Oberflächenkräften, die auf die Oberfläche eines Körpers einwirken, und Volumenkräften, die im Inneren eines definierten Volumens eines Körpers angreifen, unterschieden ([116]). Sollen nun auftretende Zugbeanspruchungen innerhalb einer Befestigungsschicht definierte Kräfte entgegen gesetzt werden, können Volumenkräfte angesetzt werden.

Eine Volumenkraft F_V lässt sich im Allgemeinen durch Anwendung des Nabla-Operators ∇ auf den Spannungstensor σ gemäß Gl. (6.10) beschreiben ([117]) und entspricht der Kraft in einem geschlossenen Volumenelement. Sie ergibt sich folglich aus der Summe der Normal- und Schubspannungen, die auf die Oberfläche des Volumenelementes von außen einwirken.

$$F_V = \nabla \cdot \sigma \quad (6.10)$$

Der Nabla-Operator ∇ , mit $\nabla = (\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z)$, ist als Vektor der partiellen Ableitungen nach den drei Richtungen im Raum (x , y und z) zu verstehen.

In Komponentenschreibweise kann Gl. (6.10) durch Gl. (6.11) dargestellt werden:

$$F_{V,x} = \frac{\partial}{\partial x} \sigma_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} \sigma_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{xz}, \quad (6.11a)$$

$$F_{V,y} = \frac{\partial}{\partial x} \sigma_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} \sigma_{yy} + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{yz}, \quad (6.11b)$$

$$F_{V,z} = \frac{\partial}{\partial x} \sigma_{xz} + \frac{\partial}{\partial y} \sigma_{yz} + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{zz}. \quad (6.11c)$$

Kann Rotationssymmetrie angenommen werden, so können die kartesischen Koordinaten (x, y, z) in Zylinderkoordinaten (r, φ, z) überführt werden. Der Nabla-Operator ist hierfür neu zu definieren mit $\nabla = (\partial/\partial r, (1/r)\partial/\partial\varphi, \partial/\partial z)$. Aufgrund der Symmetriebedingungen in einem rotationssymmetrischen Modell gilt $\partial/\partial\varphi = 0$ sowie $\sigma_{r\varphi} = \sigma_{\varphi z} = 0$, so dass Gl. (6.11) in Gl. (6.12) überführt werden kann.

$$F_{V,r} = \frac{\partial}{\partial r} \sigma_{rr} + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{rz}, \quad (6.12a)$$

$$F_{V,\varphi} = 0, \quad (6.12b)$$

$$F_{V,z} = \frac{\partial}{\partial r} \sigma_{rz} + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{zz} \quad (6.12c)$$

Aus diesen Überlegungen folgt, dass bei vorliegender Rotationssymmetrie die richtungsabhängigen Spannungen keine Volumenkraft in φ -Richtung bedingen und die verbleibenden Volumenkräfte ausschließlich aus den Spannungen in der r - z -Ebene resultieren. Im Weiteren genügt daher die Betrachtung des ebenen Spannungstensors σ_E der r - z -Ebene:

$$\sigma_E = \begin{pmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{rz} \\ \sigma_{rz} & \sigma_{zz} \end{pmatrix}, \quad (6.13)$$

Der ebene Spannungstensor σ_E kann gemäß den Ausführungen in [118] in einen Spannungstensor mit den zur r - z -Ebene gehörenden Hauptspannungen $\sigma_{E,1}$ und $\sigma_{E,2}$ sowie ϑ , dem Winkel von $\sigma_{E,1}$ bezogen auf die r -Achse, formuliert werden:

$$\sigma_E = \begin{pmatrix} \sigma_{E,1} \cos^2 \vartheta + \sigma_{E,2} \sin^2 \vartheta & (\sigma_{E,1} - \sigma_{E,2}) \cos \vartheta \sin \vartheta \\ (\sigma_{E,1} - \sigma_{E,2}) \cos \vartheta \sin \vartheta & \sigma_{E,2} \cos^2 \vartheta + \sigma_{E,1} \sin^2 \vartheta \end{pmatrix}. \quad (6.14)$$

Hierbei gilt $\sigma_{E,1} > \sigma_{E,2}$.

Zur Reduktion möglicher Zugspannungen wird aus Gl. (6.14) der zur ersten Hauptspannung in der Ebene zugehörige Tensor zunächst separiert:

$$\sigma_{E,1} = \begin{pmatrix} \sigma_{E,1} \cos^2 \vartheta & \sigma_{E,1} \cos \vartheta \sin \vartheta \\ \sigma_{E,1} \cos \vartheta \sin \vartheta & \sigma_{E,1} \sin^2 \vartheta \end{pmatrix}. \quad (6.15)$$

Unter Einbeziehung der Gl. (6.12) lassen sich dann die Komponenten der Volumenkraft F_V in r - und z -Richtung formulieren:

$$F_{V,r} = \frac{\partial}{\partial r} \sigma_{E,1} \cos^2 \vartheta + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{E,1} \cos \vartheta \sin \vartheta, \quad (6.16a)$$

$$F_{V,z} = \frac{\partial}{\partial r} \sigma_{E,1} \cos \vartheta \sin \vartheta + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{E,1} \sin^2 \vartheta. \quad (6.16b)$$

Treten nun Zugspannungen im Modell auf, d. h. $\sigma_{E,1} > 0$, so können die beiden Volumenkräfte der ersten Hauptspannung beim Auftreten von Zugspannungen der ersten Hauptspannung $\sigma_{E,1}$ entgegengesetzt werden. Aufgrund der partiellen Ableitungen der ersten Hauptspannung weist die Volumenkraft in Richtung zunehmender Hauptspannung.

Das verwendete Programm COMSOL MULTIPHYSICS bietet die Möglichkeit, in Berechnungsmodellen Volumenkräfte hinzuzufügen. Für die Einbindung der Volumenkräfte zur Zugspannungsreduktion wurden folgende Überlegungen getroffen:

(i) Vereinfacht ausgedrückt soll einer aus der ursprünglichen Zugspannung resultierenden Volumenkraft $F_{V,zug}$ eine Volumenkraft $F_{V,geg}$ entgegengesetzt werden - mit dem Ziel, dass keine Zugspannungen zurückbleiben. Dieser Vorgang ist als iterativer Prozess zu sehen. Aus einer Volumenkraft $F_{V,zug}$ folgt eine Gegenkraft $F_{V,geg}$, die eine resultierende neue Volumenkraft $F_{V,res}$ zur Folge hat, der eine weitere Volumenkraft $F_{V,geg}$ entgegenwirkt. Dies sollte so lang wiederholt werden, bis die resultierende Volumenkraft $F_{V,res} = F_{V,zug} - F_{V,geg}$ gleich Null ist. Da die aufzubringende Gegenkraft $F_{V,geg}$ jedoch nicht bekannt ist, wurde sie als Vielfaches der resultierenden Kraft mit $\lambda \cdot F_{V,res}$, beschrieben durch eine freigewählte Konstante λ , gebildet. Demnach gilt $F_{V,res} = F_{V,zug} - \lambda \cdot F_{V,res}$. Nach Umstellen folgt für die resultierende Volumenkraft $F_{V,res} = F_{V,zug} / (\lambda + 1)$. Mit größer werdendem Faktor λ strebt die resultierende Volumenkraft $F_{V,res}$ zwar gegen 0, verschwindet jedoch nicht vollständig. Zudem gilt zu beachten, dass λ aus Gründen der Stabilität und numerischen Genauigkeit nicht beliebig groß gewählt werden kann. Für die nachfolgenden Betrachtungen wurde $\lambda = 100$ festgelegt.

(ii) Um die anzusetzenden Volumenkräfte ($F_{V,geg}$) auf die Bereiche zu beschränken, in denen Zugspannungen auftreten, wird die in Gl. (6.5) gegebene „aufgeweichte“ Stufenfunktion verwendet. Die Stufenfunktion $SF_1(\sigma_{E,1}/\sigma_{E,0})$ steigt für $\sigma_{E,1} > 0$ von 0 beginnend bis auf 1 für $\sigma_{E,1} \geq \sigma_{E,0}$ an.

Es gilt anzumerken, dass eine so gewählte Stufenfunktion zwar unerwünschte Kräfte in den Bereichen ohne Zugspannungen vermeidet, jedoch auch Volumenkräfte aus diesen Bereichen unterdrückt, welche zur Zugreduktion an den Bereichsgrenzen beitragen. Hierdurch verbleiben residuale Zugspannungen. Des Weiteren ist aus Gründen der Stabilität der obere Schwellenwert $\sigma_{E,0}$ ausreichend groß zu wählen, um eine gutartige Konvergenz der Modelle zu gewährleisten, wodurch ein Rest an Zugspannungen verbleibt.

Gemäß der voran beschriebenen Stufenfunktion umfasst der Bereich, in dem die Volumenkräfte angesetzt werden, einem Bereich von $\pm 4\%$ des Absolutwertes des Reifenkontaktdruckes, $\sigma_{E,o}$ beträgt somit 8% des Reifenkontaktdruckes. Wird ein anderer Wert für λ oder ein anderer oberer Schwellenwert für die Stufenfunktion angenommen, so wirkt sich dies auf Konvergenz und verbleibende Zugspannungen aus.

Für die Komponenten der Volumenkraft F_V folgt durch Anpassen der Ansätze in Gl. (6.16) durch den Faktor λ und die Stufenfunktion $SF_1(\sigma_{E,1}/\sigma_{E,o})$:

$$F_{V,r} = \lambda SF_1(\sigma_{E,1}/\sigma_{E,o}) \left[\frac{\partial}{\partial r} \sigma_{E,1} \cos^2 \vartheta + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{E,1} \cos \vartheta \sin \vartheta \right], \quad (6.17a)$$

$$F_{V,z} = \lambda SF_1(\sigma_{E,1}/\sigma_{E,o}) \left[\frac{\partial}{\partial r} \sigma_{E,1} \cos \vartheta \sin \vartheta + \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{E,1} \sin^2 \vartheta \right]. \quad (6.17b)$$

Die Volumenkräfte in Gl. (6.17) wurden final in COMSOL MULTIPHYSICS zur Reduktion auftretender Zugspannung eingebunden.

In Abbildung 6.16 werden für das voran diskutierte Beispiel die in einer ungebundenen Tragschicht zu erwartenden Beanspruchungszustände bei Ansetzen innerer Kräfte zur Zugspannungsreduktion exemplarisch durch den Elastizitätsmodul E_{DM} und die Querdehnzahl ν_{DM} des DRESDNER Modells sowie die Beanspruchungsgrößen 1. Hauptspannung σ_1 und 1. Hauptdehnung ϵ_1 dargestellt. Das Ansetzen innerer Kräfte kann als Verfahren zur Spannungsumlagerung verstanden werden, wobei das Material eine zusätzliche vom Elastizitätsmodul unabhängige Versteifung erfährt, wodurch die berechneten Modellkenngrößen E_{DM} und ν_{DM} ähnlich denen in Abbildung 6.10 ohne Zugspannungsreduktion sind.

Ergänzend zeigt Abbildung 6.17 wieder das Verhältnis aus dem Absolutwert der 1. Hauptspannung σ_1 und dem berücksichtigten Reifenkontaktdruck p_{RD} als Maß zur Bewertung der sich eingestellten Zugspannungsreduktion. Durch das Ansetzen innerer Kräfte können auftretende Zugspannungen (hier: von 26 MPa auf 0,03 MPa, d. h. um knapp 100 %) nahezu vollständig eliminiert werden, so dass (als Nebeneffekt) der Gültigkeitsbereich des DRESDNER Modells gewahrt wird. Für eine quantitative Bewertung der Spannungsreduktion mittels Volumenkräfte wird auf Abschnitt 6.5.4 verwiesen.

Sowohl in der Darstellung des Elastizitätsmoduls als auch der 1. Hauptspannung in Abbildung 6.16 ist ein nach außen begrenztes Band von links unten nach rechts oben sichtbar. Dies entspricht dem Bereich, in dem innere Kräfte resultieren. Abbildung 6.18 zeigt für das genannte Beispiel die der aus den ursprünglichen Zugspannungen resultierenden Volumenkräfte $F_{V,zug}$ entgegengesetzten Volumenkräfte $F_{V,geg}$. Die Pfeilrichtungen zeigen gemäß Definition in Richtung der Gegenkräfte, d. h. in Richtung der ursprünglichen zunehmenden Zugspannungen.

An dieser Stelle gilt kritisch zu hinterfragen, ob das Ansetzen von Gegenkräften physikalisch sinnvoll ist. Um Zugbeanspruchungen zu reduzieren, muss Druck bzw. ausreichend großer Widerstand aufgebracht werden. Dies wird erreicht, wenn das an den Zugbereich angrenzende Material sehr steif wird. Das

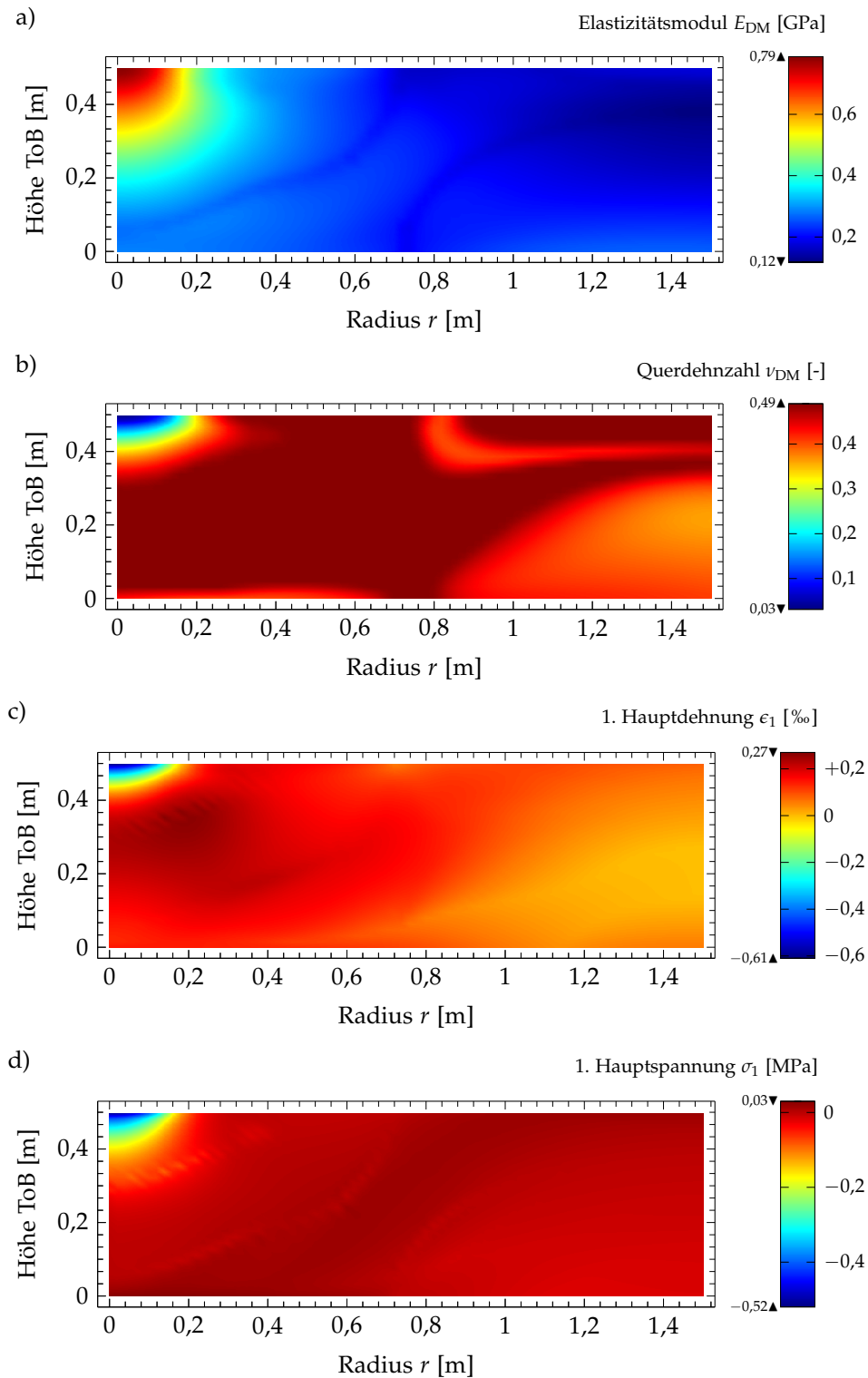


Abbildung 6.16: Anwendung des DRES-DNER Modells in erweiterter Form mit Oktaeder-spannungen und reduzierter Zugbeanspruchung durch Ansetzen innerer Kräfte; Darstellung (a) des Elastizitätsmoduls E_{DM} und (b) der Querdehnzahl ν_{DM} des DRES-DNER Modells sowie (c) der 1. Hauptspannung σ_1 und (d) der 1. Hauptdehnung ϵ_1 im Modellquerschnitt der Tragschicht ohne Bindemittel (ToB) für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{Asphalt} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

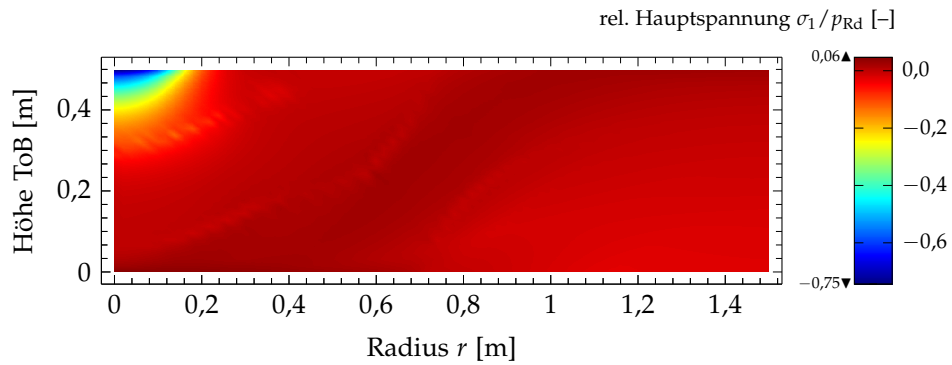


Abbildung 6.17: Anwendung des DRES-DNER Modells in erweiterter Form mit Oktaederspannungen und reduzierter Zugbeanspruchung durch Ansetzen innerer Kräfte; Darstellung des Verhältnisses: Absolutwert 1. Hauptspannung σ_1 zu Reifenkontakt- p_{Rd} im Modellquerschnitt der Tragschicht ohne Bindemittel (ToB) für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

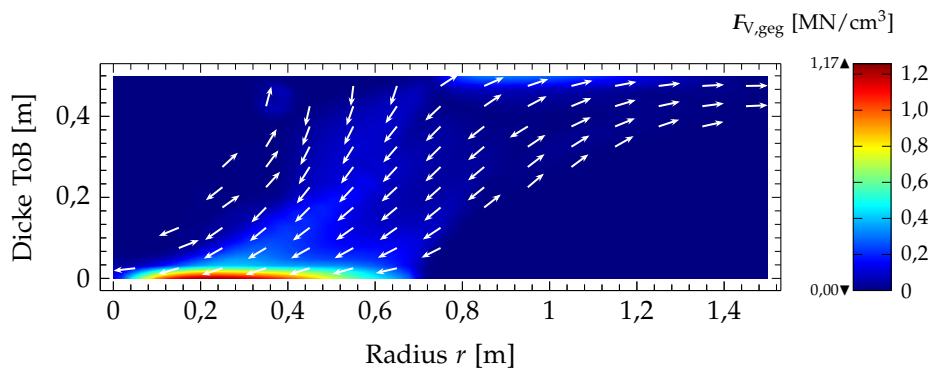


Abbildung 6.18: Anwendung des DRES-DNER Modells in erweiterter Form mit Oktaederspannungen und reduzierter Zugbeanspruchung durch Ansetzen innerer Kräfte; Darstellung der aus den ursprünglichen Zugspannungen resultierenden Volumenkräfte $F_{V,zug}$ entgegengesetzten Volumenkräfte $F_{V,geg}$ im Modellquerschnitt der Tragschicht ohne Bindemittel (ToB) für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

Einbringen von Gegenkräften führt insgesamt zur Versteifung des Materials. Dies erscheint jedoch unplausibel. In der Praxis würden hierfür Kräfte benötigt werden, deren Ursprung sich nicht erklären lässt.

Abschließend gilt anzumerken, dass das Ansetzen von Gegenkräften wesentlich zeitaufwendiger als das Aufweichen des Elastizitätsmoduls ist. Auch konvergieren hier die Berechnungsmodelle schlechter bzw. langsamer.

Eine Diskussion des Einflusses der Methode des Ansetzens von Gegenkräften auf dimensionierungsrelevante Größen sowie der Vergleich mit den Ergebnissen bei Anwendung der Methode des Aufweichens des Elastizitätsmoduls folgt in Abschnitt 6.5.4.

6.5.3 Weitere Betrachtungen

Eine weitere Methode in COMSOL MULTIPHYSICS zur Reduzierung von Zugbeanspruchungen stellt das Ansetzen von inneren Federkonstanten dar. Hierbei wird die Federkonstante als nichtlineare Funktion definiert, so dass sie für Zugbeanspruchung Werte verschieden von Null annimmt, was eine rückstellende Kraft bewirkt. Die Federkonstanten können nicht beliebig groß gewählt werden um konvergente Lösungen zu gewährleisten.

6.5.4 Vergleichende Bewertung der unterschiedlichen Methoden

In Abschnitt 6.5.1 wurde gezeigt, wie das DRESDNER Modell durch Aufweichen des Elastizitätsmoduls für den bisher nicht definierten Bereich erweitert wurde. Als Nebeneffekt werden auftretende Zugbeanspruchungen reduziert. Abschnitt 6.5.2 beschreibt hingegen eine Möglichkeit, um durch das Ansetzen innerer Kräfte Zugbeanspruchungen gezielt zu reduzieren.

Zur quantitativen Bewertung beider Methoden hinsichtlich der sich einstellenden Zugspannungsreduktion und des Einflusses auf dimensionierungsrelevante Größen wurden für einen dreischichtigen Aufbau gemäß Abbildung 6.1 vergleichende Berechnungen unter Einbeziehung der beiden Tragschichtmaterialien DIA4-M-3.4 und GRA2-M-2.0 durchgeführt. Die Asphaltsschicht wurde mit einer Dicke von $d_A = 4$ cm und vergleichend für zwei unterschiedliche über den Querschnitt konstante Asphaltsteifigkeiten (5 000 MPa und 20 000 MPa) angenommen. Die aufgebrachte Radlast RL wurde zwischen 1 t und 11 t variiert.

Zur Bewertung der erreichten Zugspannungsreduktion wird die maximale 1. Hauptspannungen σ_1 im Verhältnis zum Reifenkontaktdruck p_{Rd} ermittelt und der aufgebrachten Radlast RL gegenüber gestellt. In Abbildung 6.19 sind zunächst die Ergebnisse für die drei verschiedenen Berechnungsmethoden ((i) ohne Begrenzung auftretender Zugspannungen, (ii) mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls (AW) und (iii) mit Ansetzen innerer Kräfte (IK)) unter Einbeziehung des Tragschichtmaterials DIA4-M-3.4 dargestellt. Sowohl mit dem Aufweichen des Elastizitätsmoduls als auch mit dem Ansetzen innerer Kräfte können die Zugbeanspruchungen in der ungebundenen Tragschicht, unabhängig von der Asphaltsteifigkeit und Radlast, signifikant (für höhere Radlasten mindestens um 75 %) reduziert werden. Charakteristiken in den dargestellten Ergebnissen für die Berechnungsvariante „innere Kräfte“ sind auf den iterativen Prozess der Zugspannungsreduktion zurückzuführen.²

² Voraussetzung für das Auslesen maximaler Werte in einer Fläche ist, dass keine lokalen Artefakte vorhanden sind, die zu überhöhten (theoretisch nicht vorhandenen) Maxima führen.

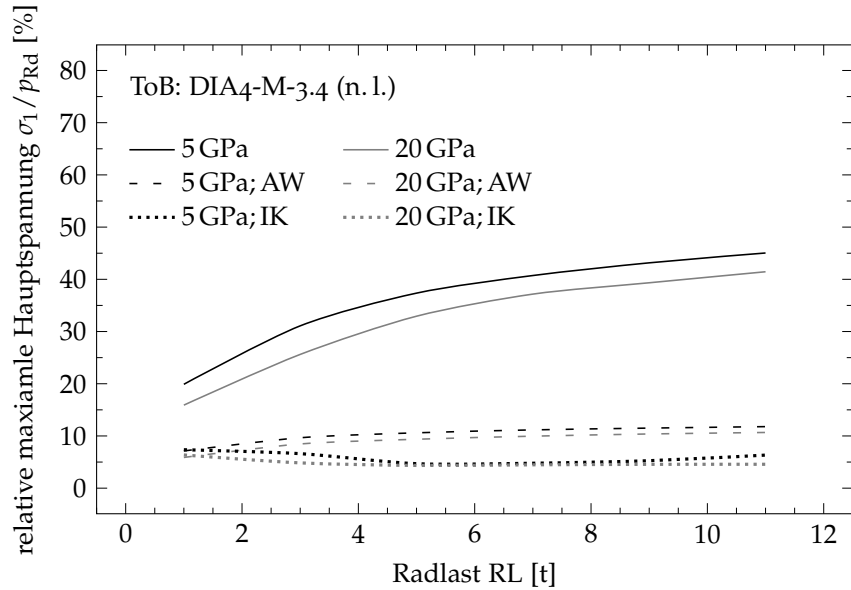


Abbildung 6.19: Maximale 1. Hauptspannungen σ_1 zu Reifenkontakt Druck p_{Rd} in der ungebundenen Tragschicht in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast RL, dargestellt für verschiedene Asphaltsteifigkeiten (5 000 MPa und 20 000 MPa) und ein Tragschichtmaterial (DIA4-M-3.4); vergleichende Darstellung für verschiedene Berechnungsmethoden (ohne Begrenzung von Zugspannungen, mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls (AW), mit Ansetzen innerer Kräfte (IK))

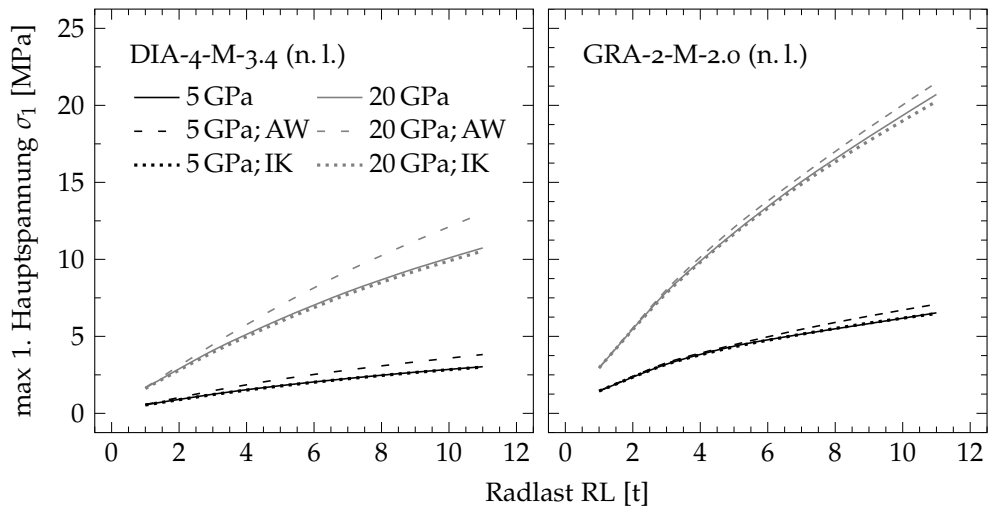


Abbildung 6.20: Maximale 1. Hauptspannungen σ_1 an der Unterseite der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast RL, dargestellt für verschiedene Asphaltsteifigkeiten (5 000 MPa und 20 000 MPa) und Tragschichtmaterialien (DIA4-M-3.4 und GRA2-M-2.0); vergleichende Darstellung für verschiedene Berechnungsmethoden (ohne Begrenzung von Zugspannungen, mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls (AW), mit Ansetzen innerer Kräfte (IK))

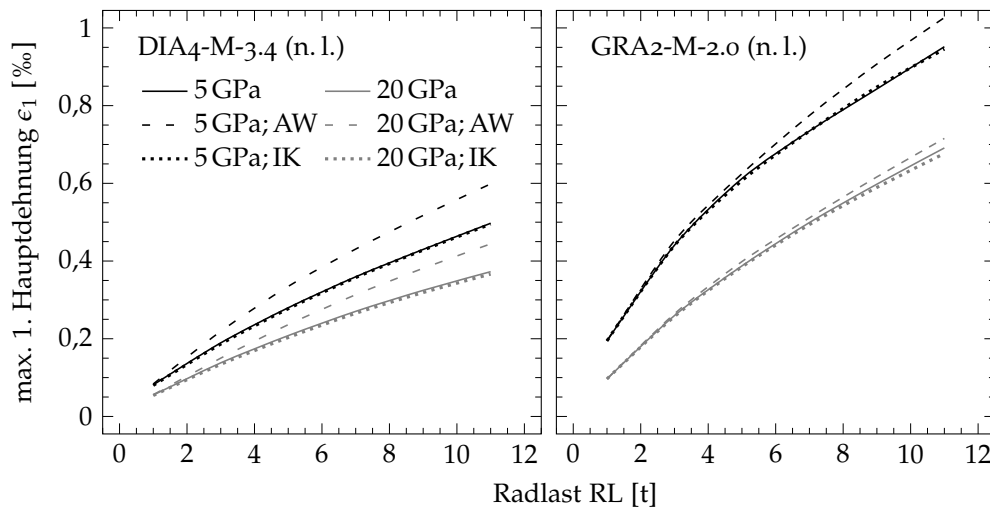


Abbildung 6.21: Maximale 1. Hauptdehnungen ϵ_1 an der Unterseite der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast RL, dargestellt für verschiedene Asphaltsteifigkeiten (5 000 MPa und 20 000 MPa) und Tragschichtmaterialien (DIA4-M-3.4 und GRA2-M-2.0); vergleichende Darstellung für verschiedene Berechnungsmethoden (ohne Begrenzung von Zugspannungen, mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls (AW), mit Ansetzen innerer Kräfte (IK))

Der Einfluss der Berechnungsmethoden auf die dimensionierungsrelevanten maximalen Zugdehnungen an der Unterseite der Asphaltdeckschicht ist in Abbildung 6.21 dargestellt. Eine äquivalente Darstellung unter Einbeziehung der maximalen Zugspannungen (σ_1) befindet sich in Abbildung 6.20. Bei einer Radlast von $RL = 1 \text{ t}$ konnten die maximalen Zugdehnungen auf 0,125 MPa bei Anwendung des DRESDNER Modells in Kombination mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul erreicht werden.

Durch das Aufweichen des Elastizitätsmoduls der Tragschichtmaterialien werden die Tragschichtmaterialien weicher und geben mehr nach. Das hat zur Folge, dass sie den von außen eingetragenen Belastungen weniger Widerstand entgegenbringen und somit der darüber liegenden Asphaltdeckschicht weniger Unterstützung bieten können. Unter Belastung kann sich diese somit auch mehr verformen, was zu größeren dimensionierungsrelevanten Zugbeanspruchungen an der Unterseite der Asphaltdeckschicht führt. Mit zunehmender Asphaltsteifigkeit und insbesondere mit zunehmender Radlast wird dieser Effekt verstärkt. Bei Verwendung des Tragschichtmaterials GRA2-M-2.0 mit der deutlich geringeren Steifigkeit ist der Effekt jedoch wesentlich weniger ausgeprägt. Das Ansetzen von Gegenkräften hat hingegen keinen nennenswerten Einfluss auf die maximalen Dehnungen an der Asphaltunterseite.

Die beschriebenen Möglichkeiten zur Erweiterung des DRESDNER Modells und zur gezielten Reduzierung von Zugbeanspruchungen in ungebundenen granularen Befestigungsschichten können auch auf andere Stoffmodelle übertragen werden. Das Aufweichen des Elastizitätsmoduls durch Anmultiplizieren einer Stufenfunktion erscheint physikalisch sinnvoller als das Ansetzen innerer Kräfte.

te, das eine Materialversteifung nachempfindet. Für die sich anschließenden Betrachtungen wurde die Methode des Aufweichens verwendet.

Unabhängig von der verwendeten Methode zur Begrenzung möglicher Zugspannungen sollte immer die Frage beantwortet werden, ob ein Weg physikalisch sinnvoll in Hinblick auf das zu erwartende Materialverhalten ist.

6.5.5 Kalibrierung und Validierung nichtlinearer Stoffmodelle

Zur Bewertung der Güte eines Stoffmodells können die mit dem jeweiligen Stoffmodell nachgebildeten (simulierten) Beanspruchungszustände mit realen Beanspruchungszuständen verglichen werden. Voraussetzung ist hierfür, dass Angaben zu tatsächlichen Beanspruchungszuständen vorliegen. Eine Möglichkeit stellt das Nachrechnen von Oberflächenverformungen dar. Das Nachbilden von realen Oberflächenverformungen kann außerdem zur Kalibrierung von Stoffmodellen genutzt werden.

Die Ansatzfunktion des Elastizitätsmoduls des DRESDNER Modells beispielsweise beinhaltet einen konstanten Anteil des Elastizitätsmoduls, der die Anfangssteifigkeit eines Materials nach Verdichtung und Nutzungsdauer repräsentieren soll (Abschnitt 3.3.5.2). In Gl. (3.37) wird dieser Anteil durch den Parameter D beschrieben. Da aus Sicht der Autorin eine Bestimmung des Parameters D anhand von Ergebnissen von Triaxialversuchen nicht zielführend erscheint, sollte der Parameter D (soweit erforderlich) durch das Nachrechnen von Oberflächenverformungen kalibriert werden. Diese Vorgehensweise kann auch auf andere Stoffmodelle übertragen werden.

Da für die in dieser Arbeit einbezogenen Gesteinskorngemischen keine Angaben zum elastischen Verformungsverhalten in situ vorliegen, wurden exemplarisch Untersuchungsergebnisse früherer Forschungstätigkeiten genutzt, um die beschriebene Vorgehensweise zu verdeutlichen. In Abbildung 6.22 und 6.23 werden die im Rahmen eines großmaßstäblichen Versuches (gemäß Ausführungen in [66]) gemessenen elastischen Verformungen den mittels Berechnungen auf Grundlage der Methode der Finiten Elemente ermittelten Verformungen für verschiedene Randbedingungen (fest und verschieblich) gegenübergestellt. Eine in z-Richtung verschiebliche Ausbildung des rechten Randes ist als praxisnähere Variante zu werten.

Ausgangspunkt für die Berechnungen bildet der von WELLNER untersuchte Kiessand K3B ([66, 58]). Die für dieses Material in Tabelle 6.2 aufgelisteten Modellparameter für das DRESDNER Modell wurden von der Autorin gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.3.3 neu bestimmt.

Abbildung 6.22 und 6.23 zeigen neben der gemessenen elastischen Verformung auch die berechnete Verformung bei Anwendung des DRESDNER Modells mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul. Der Parameter D des DRESDNER Modells wurde jeweils so lange variiert bis die berechnete maximale Einsenkung der gemessenen maximalen Einsenkung entsprach. Die gemessene Trichterbildung kann mit dem implementierten Ansatz des DRESDNER Modells (aufgeweicht

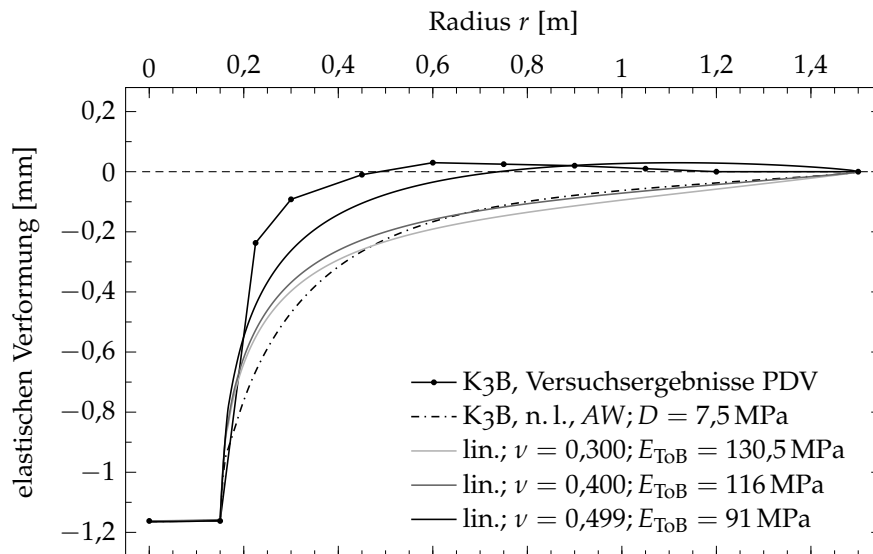


Abbildung 6.22: Darstellung der elastischen Verformung ermittelt im Plattendruckversuch (PDV) bei einer Belastung von 0,7 MPa und nachgerechnet mit dem DRESNER Modell für das Tragschichtmaterial K3B ([66, 58], KIS-032-3 in [56, 44]) und dem äquivalenten linearen Berechnungsmodell für verschiedene Querdehnzahlen ν ; Ausbildung rechter Modellrand: *fest gekoppelt, d. h. nicht verschieblich*

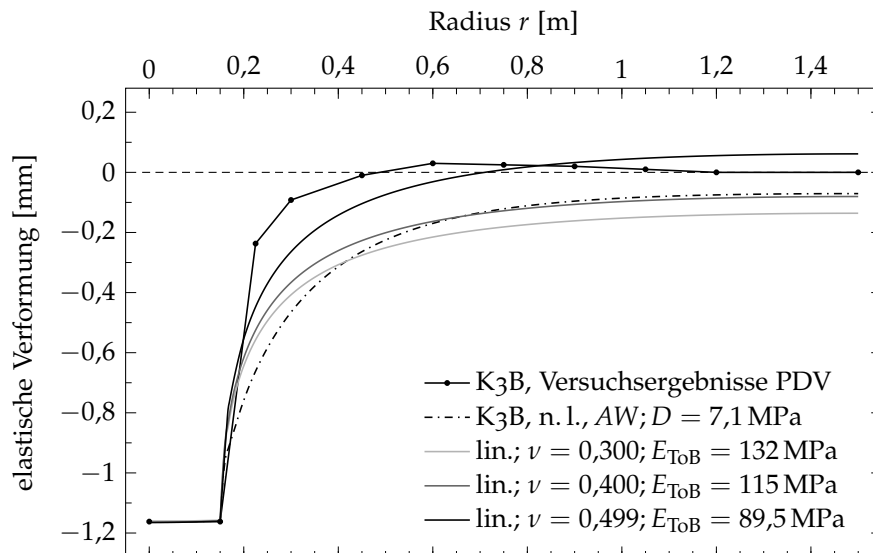


Abbildung 6.23: Darstellung äquivalent zu Abbildung 6.22; Ausbildung rechter Modellrand: *verschieblich*

Tabelle 6.2: Modellparameter der Modellfunktion des Elastizitätsmoduls E_{DM} und der Querdehnzahl ν_{DM} für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Kiessandprobe K3B

Versuchsreihe K3B		Wassergehalt $w = 4,00\%$		$Q_2 = 1/3$	
Dichte $\rho_d = 2,07 \text{ g/cm}^3$		Trockendichte $\rho_d = 1,99 \text{ g/cm}^3$			
Q_1 [-]	Q [kPa $^{(1-Q_2)}$]	C [kPa $^{(1-Q_1-Q_2)}$]	R [kPa]	$A \cdot 10^4$ [kPa $^{-1}$]	B [-]
Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)
0,324	4681,93	6131,62	0,0644	-8,1038	0,3602

und nicht aufgeweicht) nur sehr bedingt nachgebildet werden. Vergleichende Berechnungen bei Annahme linearer Materialeigenschaften liefern (gemäß Darstellung) sogar bessere Übereinstimmungen. Es kann folglich vermutet werden, dass neben dem nichtlinear elastischen spannungsabhängigen Materialverhalten andere mechanische Eigenschaften, bzw. Vorgänge, für die Charakteristik der gemessenen Verformungen ursächlich sind. Das Einbeziehen von Fließbedingungen³ führte zu den besten Übereinstimmungen zwischen gemessenen und berechneten Verformungen. Auf nähere Ausführungen hierzu wird an dieser Stelle verzichtet. Für eine differenzierte Untersuchung und Bewertung der Berücksichtigung von Fließbedingungen sind i. d. R. weitere Modellparameter zu bestimmen.

Das Nachrechnen von „Feldversuchen“ bzw. realen Beanspruchungszuständen unter Anwendung verschiedener Stoffmodelle erfordert unbedingt weitere prüftechnische Untersuchungen in situ (bzw. in einem geeigneten Versuchsstand) unter Anwendung geeigneter Messtechnik. Wichtig für die Bewertung gemessener Verformungen ist die eindeutige Trennung elastischer und plastischer Verformungsanteile. Um diesen Fragen gerecht zu werden, sind weitere Forschungstätigkeiten notwendig. Neben Feldversuchen sind unbedingt auch Triaxialversuche durchzuführen, auf deren Grundlage Modellparameter für verschiedene einzubeziehende Stoffmodelle zu bestimmen sind.

6.6 BEANSPRUCHUNGSZUSTÄNDE

Die dimensionierungsrelevanten Beanspruchungsgrößen werden maßgeblich durch das Zusammenwirken unterschiedlicher dimensionierungsrelevanter Eingangsgrößen (Kapitel 4) und Modellbedingungen (Abschnitt 6.2) bestimmt. In Abhängigkeit von den Schichtdicken eines Konstruktionsaufbaus, insbesondere der Asphalt-schicht, ergeben sich in Kombination mit unterschiedlichen Asphalt- und Tragschichtmaterialien (vgl. Kapitel 5) unterschiedliche Beanspruchungen im Raum, woraus unterschiedliche Nachweispunkte, beispielsweise für den Ermüdungsnachweis der Asphalt-schicht, resultieren können.

³ überprüft für DRUCKER-PRAGER; alternativ sind z. Bsp. auch möglich: Fließbedingungen nach VON MISES, MOHR-COULOMB oder SCHOFIELD und WORTH ([55])

6.6.1 Lage des Nachweispunktes für den Ermüdungsnachweis der Asphaltdecke

In Abbildung 6.24 und 6.25 sind für zwei sich deutlich unterscheidende Asphaltmaterialien die unterschiedlichen Dehnungskomponenten an der Unterseite der Asphaltdecke im Raum und im Querschnitt eines Konstruktionsaufbaus für eine als ungünstig zu wertende Belastungskombination (für eine Oberflächentemperatur $T_0 = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 11\text{ t}$) dargestellt.

Die einzelnen Dehnungskomponenten lassen sich dem Bezugs- und dem Hauptachsensystem zuordnen. Die Dehnungskomponenten radiale Dehnung ϵ_r , vertikale Dehnung ϵ_z sowie die hierzu senkrecht verlaufende Dehnung ϵ_φ beschreiben die richtungsabhängigen Dehnungskomponenten im Bezugssystem, die Hauptdehnungen ϵ_1 , ϵ_2 und ϵ_3 hingegen die Dehnungskomponenten im Hauptachsensystem. Nachfolgend wird gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.3.6 ϵ_1 vorzeichenrichtig als die größte und ϵ_3 als die kleinste Dehnung definiert. Des Weiteren wird zwischen den Hauptdehnungen im Raum und im Querschnitt (d. h. in der Ebene) unterschieden.

allgemein

Aufgrund der Rotationssymmetrie des verwendeten Berechnungsmodells zeigen die Hauptspannungen bzw. -dehnungen direkt in der Lastachse (hier: Symmetrieachse) in die Richtungen des Bezugssystem. Die 1. und 2. Hauptdehnung ϵ_1 und ϵ_2 sind hier gleich der radialen Dehnung ϵ_r und der Dehnung ϵ_φ . Gleiches gilt für die entsprechenden Spannungen. Für Nachweissführungen in der Lastachse sind beide Koordinatensysteme als gleichwertig zu betrachten. Außerhalb der Lastachse kommt es (bedingt durch den dort vorzufindenden inhomogenen Spannungszustand) zu einer Verdrehung des Hauptachsensystems um φ -Richtung, so dass hier die einzelnen Dehnungskomponenten differenzierter betrachtet werden müssen.

In Abbildung 6.24 (Berechnungsbeispiel mit Asphalt geringer Steifigkeit) sind die 1. Hauptdehnung ϵ_1 und die Dehnung in φ -Richtung ϵ_φ identisch. Die radiale Dehnung ϵ_r und die 1. Hauptdehnung ϵ_1 weichen hingegen deutlich voneinander ab. Auch sind die 1. und die 2. Hauptdehnung keinesfalls gleich. Des Weiteren gilt zu beachten, dass die 1. Hauptspannung in der Ebene nicht der 1. Hauptspannung (im Raum) entspricht. Für das Beispiel mit der höheren Asphaltsteifigkeit (Abbildung 6.24) entspricht die 1. Hauptdehnung in der Schnittebene $\epsilon_{E,1}$ der 2. Hauptdehnung ϵ_2 im Raum. Die Hauptdehnungen und -spannungen im Raum werden i. d. R. nur als Hauptdehnungen und -spannungen bezeichnet.

*Beispiel
-Asphalt-
schichtgrenzen -*

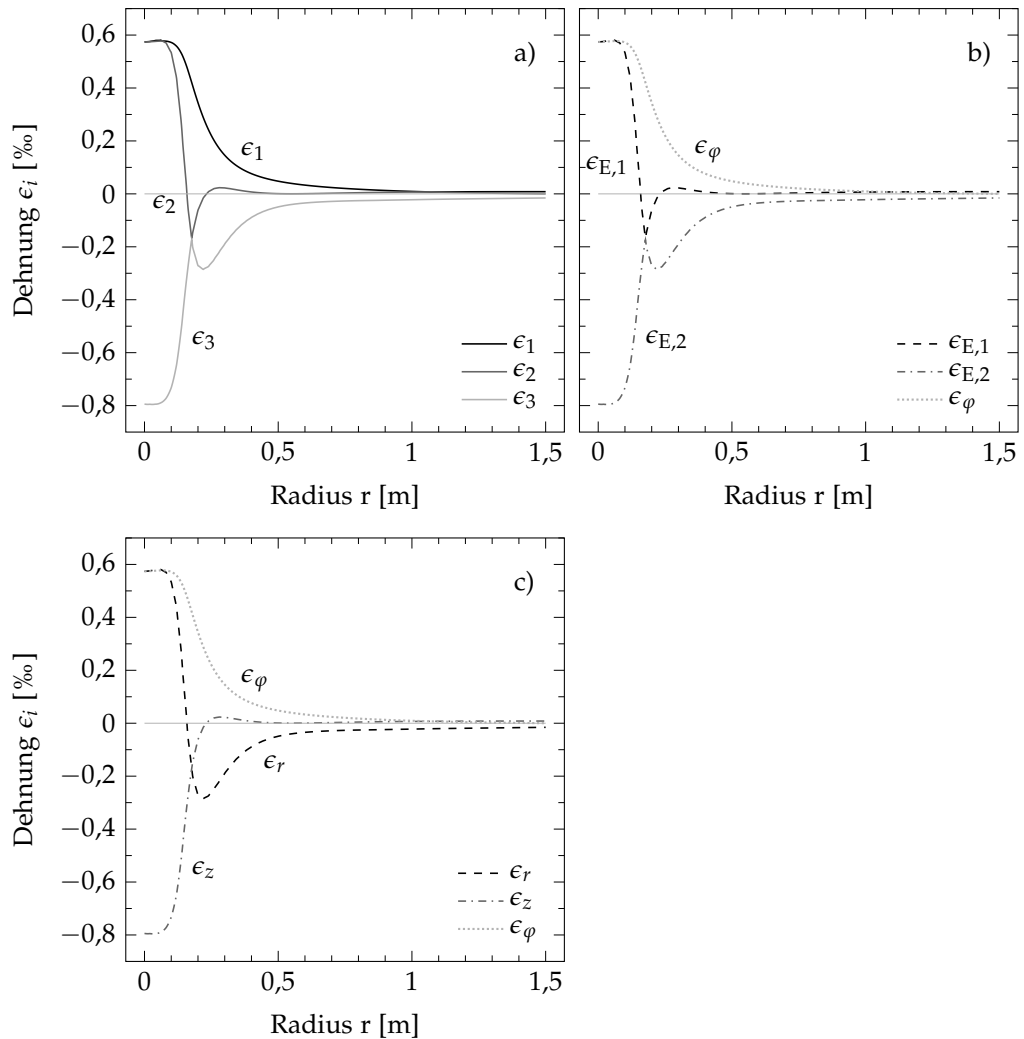


Abbildung 6.24: Vergleich verschiedener Dehnungskomponenten an der Unterseite der Asphalttschicht: a) Hauptdehnungen ϵ_1 , ϵ_2 und ϵ_3 ; b) Hauptdehnungen im Querschnitt $\epsilon_{E,1}$, $\epsilon_{E,2}$ sowie die hierzu senkrecht verlaufende Dehnung ϵ_φ ; c) radiale Dehnung ϵ_r und vertikale Dehnung ϵ_z im Querschnitt sowie die hierzu senkrecht verlaufende Dehnung ϵ_φ ; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 11\text{ t}$, sowie für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

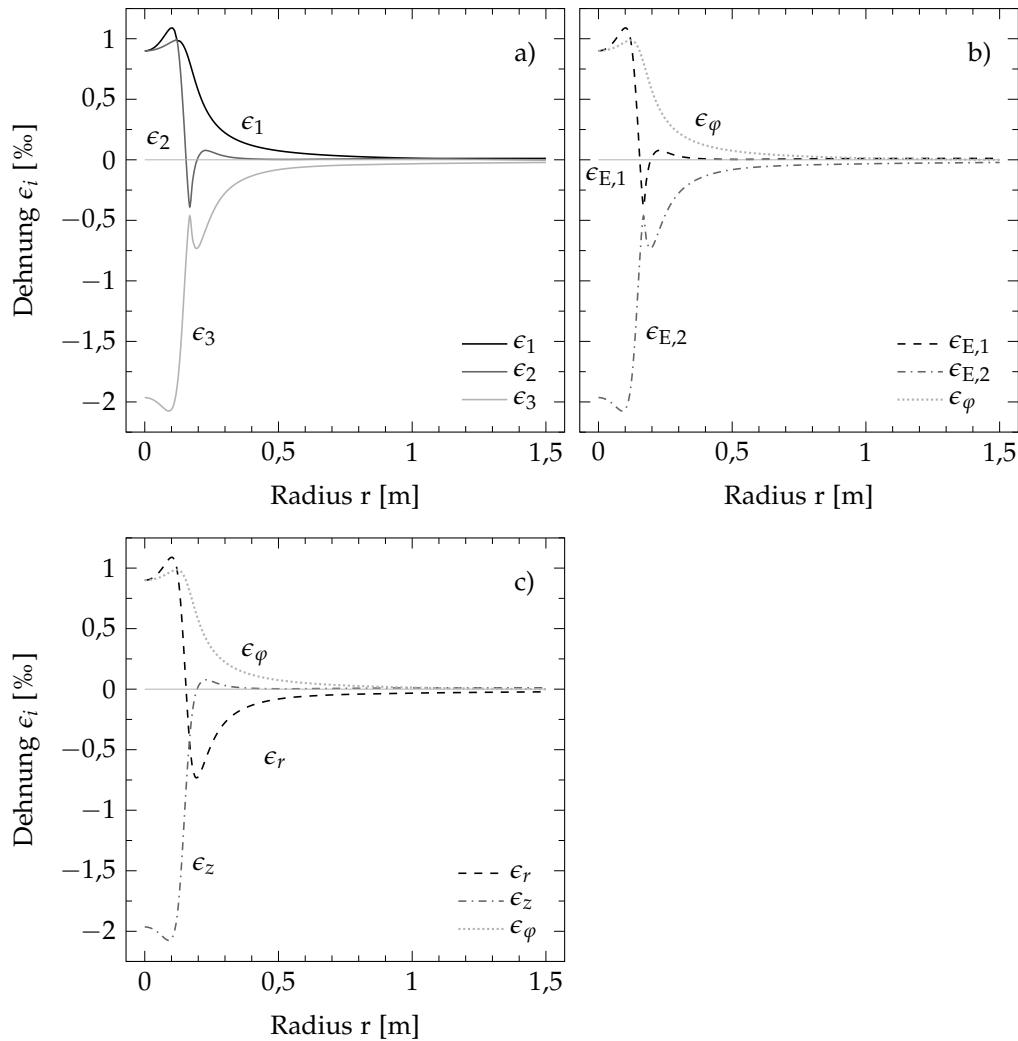


Abbildung 6.25: Vergleich verschiedener Dehnungskomponenten an der Unterseite der Asphalttschicht: a) Hauptdehnungen ϵ_1 , ϵ_2 und ϵ_3 ; b) Hauptdehnungen im Querschnitt $\epsilon_{E,1}$, $\epsilon_{E,2}$ sowie die hierzu senkrecht verlaufende Dehnung ϵ_φ ; c) radiale Dehnung ϵ_r und vertikale Dehnung ϵ_z im Querschnitt sowie die hierzu senkrecht verlaufende Dehnung ϵ_φ ; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 11\text{ t}$, sowie für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{TOB} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit *geringer* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Für das Berechnungsbeispiel, bei dem ein Asphalt mit nur geringer Steifigkeit verwendet wurde, zeigen sich in Abbildung 6.25 ähnliche Zusammenhänge. Abweichend ist hier jedoch zu beobachten, dass die maximale Zugdehnung (und somit auch der Nachweispunkt für den Ermüdungsnachweis) nicht in der Lastachse sondern außerhalb vorzufinden ist. Im Bereich der maximalen Zugdehnung entspricht hier die 1. Hauptdehnung ϵ_1 der radialen Dehnung ϵ_r . Sobald die Dehnung in φ -Richtung ϵ_φ jedoch größer als die radiale Dehnung ϵ_r wird, entspricht die 1. Hauptdehnung ϵ_1 der Dehnung in φ -Richtung ϵ_φ . Dies bedingt einen weniger glatten Verlauf der 1. Hauptdehnung in Abhängigkeit vom Modellradius.

Gemäß den RDO Asphalt ([2] bzw. [3]) ist für den Ermüdungsnachweis der Asphalterschicht die größte Biegezugbeanspruchung in der Asphalt(trag)schicht maßgebend. Diese befindet sich bei Asphaltbefestigungen mit dicken Asphaltpaketen erfahrungsgemäß an der Unterseite der Asphalttragschicht in der Lastachse.

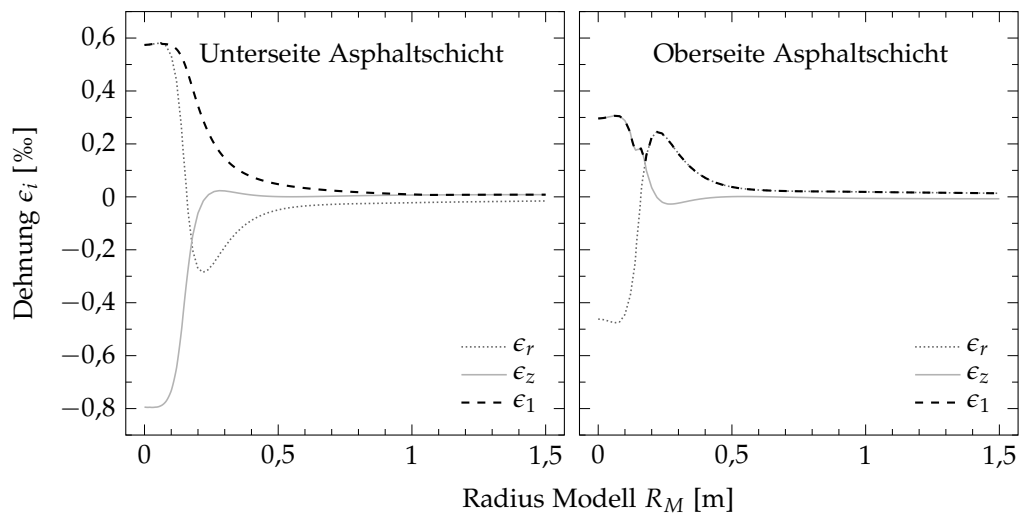


Abbildung 6.26: 1. Hauptdehnung ϵ_1 , radiale Dehnung ϵ_r und vertikale Dehnung ϵ_z an der Unter- und der Oberseite der Asphalterschicht; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 11\text{ t}$, sowie für eine Dicke der Asphalterschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Zur Untersuchung und Bewertung von Rissentstehungsprozessen sind außerdem die Zugbeanspruchungen an der Oberseite oder innerhalb einer Asphaltbefestigung von Interesse. Diese sind i. d. R. zwar geringer aber dennoch nicht zu vernachlässigen, auch in Hinblick auf mit der Rissentstehung verbundenen fortschreitenden Zerstörung des Asphaltpaketes durch von oben eindringenden Wassers in Verbindung mit fortwährender Belastung.

Für das Beispiel mit dem Asphalt höherer Steifigkeit sind in Abbildung 6.26 die 1. Hauptdehnung ϵ_1 sowie die radiale und die axiale Dehnung ϵ_r und ϵ_z an der Unter- und der Oberseite der Asphalterschicht vergleichend zusammengefasst. Unter bzw. neben der Lasteinleitungsfläche besitzt die 1. Hauptdehnung

jeweils ein lokales Maximum. Für die gewählte Belastungskombination betragen die maximalen Hauptdehnungen an der Oberseite 50% der maximalen Hauptdehnungen an der Unterseite der Asphalttschicht. Die einzelnen Spannungskomponenten sind in Anhang D in Abbildung D.5 dargestellt.

Im Allgemeinen gilt, maximale elastische Zugdehnungen treten bei geringer Asphaltsteifigkeit bzw. bei hoher Temperatur und hohen Radlasten auf. Niedrige Temperaturen führen hingegen zu höheren Asphaltsteifigkeiten und folglich zu höheren Zugspannungen und geringeren Zugdehnungen. Zur Visualisierung dieses Zusammenhanges und in Ergänzung zu Abbildung 6.24 und 6.26 sind in Abbildung 6.27 und Abbildung 6.28 exemplarisch für zwei deutlich verschiedene Oberflächentemperaturen ($T_o = -12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$) und eine besonders hohe Radlast (RL = 11 t) die Verteilungen der 1. Hauptdehnung ϵ_1 und der 1. Hauptspannung σ_1 sowie der radialen Dehnung ϵ_r und der axialen Spannung σ_z über den Modellquerschnitt der Asphalttschicht dargestellt.

*Beispiel
- Asphalt-
querschnitt -*

Die Verteilung der dargestellten radialen Dehnungen ϵ_r bestätigen das Auftreten der maximalen Zugdehnungen an der Unterseite der Asphalttschicht. Auch werden an der Oberseite der Asphalttschicht die voran beschriebenen Zugdehnungen außerhalb der Lastachse deutlich. Bei besonders geringer Asphaltsteifigkeit (hier: bei $T_o = 47,5^\circ\text{C}$) nehmen die Zugdehnungen an der Oberseite der Asphalttschicht Werte in ähnlicher Größenordnung an wie bei Berücksichtigung hoher Asphaltsteifigkeit (hier: bei $T_o = -12,5^\circ\text{C}$). Es gilt folglich zu prüfen, inwieweit Zugbeanspruchungen an der Oberseite der Asphalttschicht in Befestigungen mit dünnen Asphalttschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel im Dimensionierungs- und Bewertungsprozess einzubeziehen sind.

In den dargestellten Beispielen nehmen in radialer Richtung die Druck- und Zugdehnungen ähnliche Maximalwerte an. Die Asphalttschicht verhält sich somit wie ein Biegebalken. Membranähnliches Verhalten bzw. die Ausbildung eines Zugbandes, wie es in der Literatur mitunter zu lesen ist kann somit nicht bestätigt werden. Die Darstellung der axialen Spannung σ_z bestätigt jedoch, dass die aufgebrachte Radlast von der Asphalttschicht kaum abgebaut werden kann und nahezu vollständig (in Abhängigkeit von der Asphaltsteifigkeit) nach unten übertragen wird.

Die differenzierte Betrachtung der 1. Hauptdehnung ϵ_1 zeigt bei hoher Asphaltsteifigkeit ($T_o = -12,5^\circ\text{C}$) an der Ober- und Unterseite der Asphalttschicht Zugdehnungen in ähnlicher Größenordnung. Bei geringer Asphaltsteifigkeit ($T_o = 47,5^\circ\text{C}$) bilden sich, wie voran beschrieben, an der Oberseite zwei Maxima aus. Zudem ist ein weiteres lokales Maximum in der Asphalttschicht unterhalb des Randes der Lasteinleitung sichtbar.

Die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Dehnungskomponenten sind konform zur voran geführten Diskussion (vgl. Abbildung 6.24 bis 6.26). Zur Bereitstellung dimensionierungsrelevanter Dehnungen wird nachfolgend die 1. Hauptdehnung genutzt.

Nachweispunkt
Oberseite
Asphaltschicht

Um den Einfluss von Zugbeanspruchungen an der Oberseite (bzw. im oberen Bereich) einer Asphaltbefestigung in Form eines rechnerischen Nachweises bewerten zu können, ist es zum einen wichtig, die genaue Lage des nachzuweisenden Punktes bestimmen zu können und zum anderen setzt die Anwendung eines jeden neuen Nachweises die Kalibrierung geeigneter Anpassungsfaktoren voraus (vgl. Abschnitt 4.2.1).

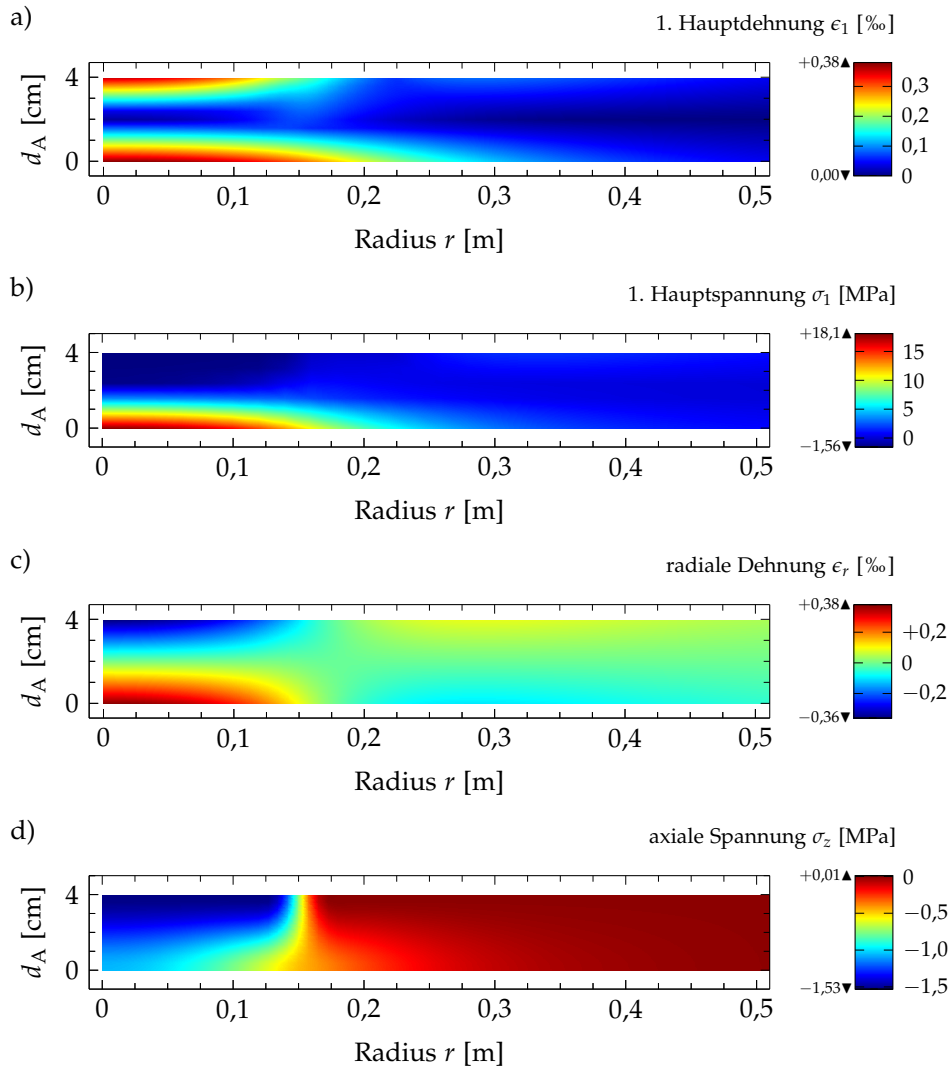


Abbildung 6.27: Anwendung DRESNER Modell mit reduzierter Zugbeanspruchung durch Aufweichen des Elastizitätsmoduls; Darstellung (a) der 1. Hauptdehnung ϵ_1 , (b) der 1. Hauptspannung σ_1 sowie (c) der radialen Dehnung ϵ_r und (d) der axialen Spannung σ_z für eine Dicke der Asphaltschicht $d_A = 4$ cm und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{T0B} = 50$ cm; Berechnung für eine Oberflächentemperatur $T_o = -12,5$ °C und eine Radlast $RL = 11$ t sowie die Materialkombination: Asphalt hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4; Darstellung für den Modellquerschnitt der Asphaltschicht

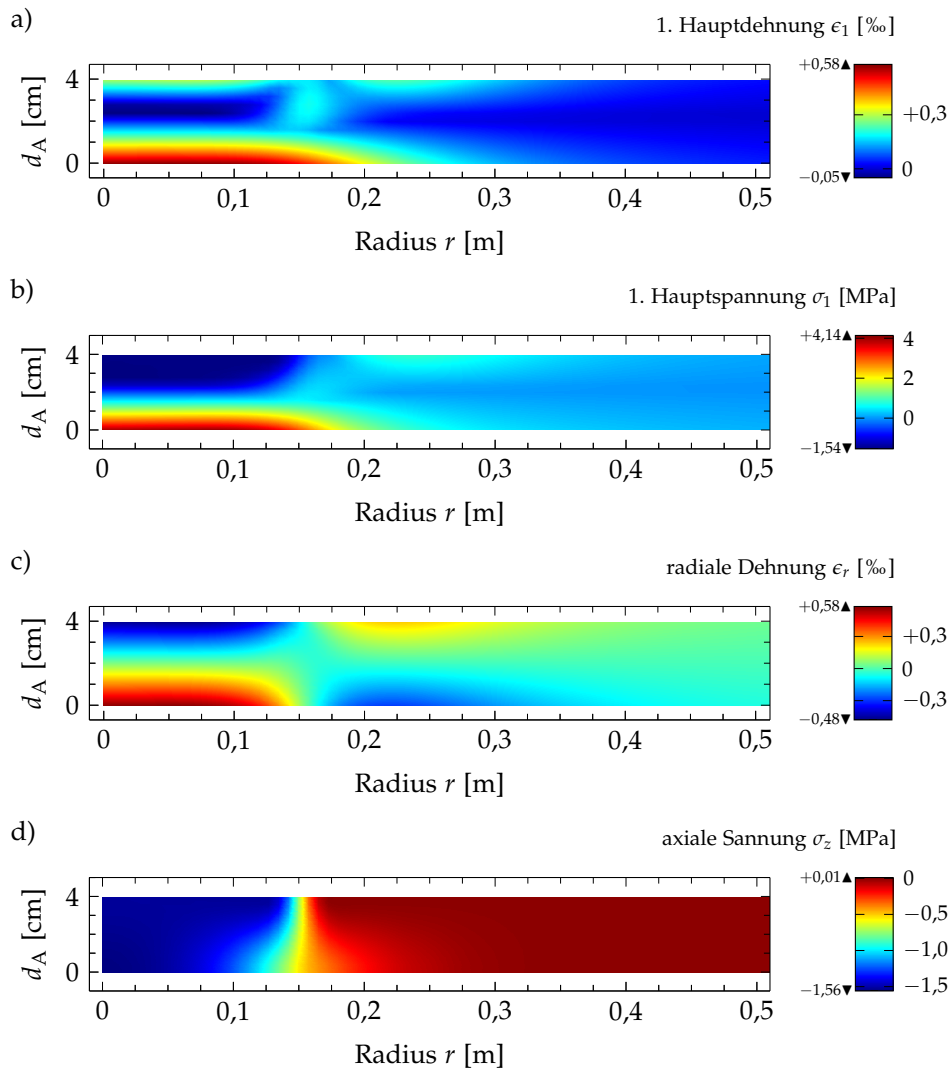


Abbildung 6.28: Anwendung DRESNER Modell mit reduzierter Zugbeanspruchung durch Aufweichen des Elastizitätsmoduls; Darstellung (a) der 1. Hauptdehnung ϵ_1 , (b) der 1. Hauptspannung σ_1 sowie (c) der radialen Dehnung ϵ_r und (d) der axialen Spannung σ_z für eine Dicke der Asphaltsschicht $d_A = 4\text{ cm}$ und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{TOB}} = 50\text{ cm}$; Berechnung für eine Oberflächentemperatur $T_0 = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 11\text{ t}$ sowie die Materialkombination: Asphalt hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4; Darstellung für den Modellquerschnitt der Asphaltsschicht

Die Ausprägung der 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unter- und Oberseite von Asphaltsschichtpaketen hängt maßgeblich von der Wahl des Asphalt- und Tragschichtmaterials sowie der Oberflächentemperatur T_0 und der eingetragenen Radlast RL ab.

dimensionierungsrelevante Belastungskombinationen

Die mit den voran gewählten Berechnungsmodellen (mit einer Dicke der Asphaltsschicht von $d_A = 4\text{ cm}$, vgl. Abbildung 6.24 und 6.25) ermittelten 1. Hauptdehnungen ϵ_1 an der Unter- und Oberseite der Asphaltsschicht in Abhängigkeit von unterschiedlichen Kombinationen verkehrslast- und klimatisch bedingter

dimensionierungsrelevante Beanspruchungszustände

Belastungen sind in Anhang D in Abbildung D.6 bis D.9 für zwei Asphaltsteifigkeiten und das Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 dargestellt.

Es zeigt sich, dass die Verkehrsbelastung, repräsentiert durch die Radlast RL, unabhängig von der Asphaltsteifigkeit, einen größeren Einfluss auf die maximalen Zugdehnungen hat als die Oberflächentemperatur T_o , durch welche die Steifigkeit der Asphaltschicht bestimmt wird. Für die nachfolgenden Dimensionierungsberechnungen wurde eine Verkehrslastverteilung angenommen, deren maximale Radlast gemäß gültigem Regelwerk 8 t beträgt.⁴ Ausgewählte Darstellungen im Anhang und nachfolgend beziehen sich daher auf eine Radlast von 8 t.

Lage
Nachweispunkte

Die Abbildungen in Anhang D (Abbildung D.6 bis D.9) verdeutlichen außerdem, dass bei gleichbleibenden Bedingungen für die ungebundene Tragschicht insbesondere mit abnehmender Asphaltsteifigkeit, aber auch mit zunehmender Radlast, die maximalen Zugdehnungen an der Unterseite der Asphaltschicht zunehmend außerhalb der Lastachse vorzufinden sind, wobei der Unterschied zur Dehnung in der Lastachse ebenfalls zunimmt.

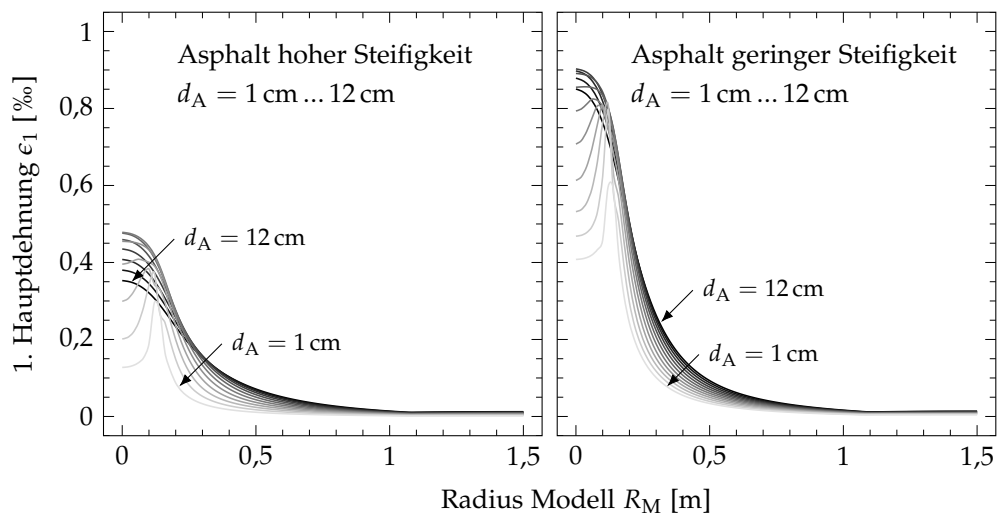


Abbildung 6.29: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphaltschicht; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 8\text{ t}$ sowie für eine Dicke der Asphaltschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 60\text{ cm}$ und die Materialkombinationen: links: Asphalt mit *hoher* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 und rechts: Asphalt mit *geringer* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Werden für den Ermüdungsnachweis nicht die maximalen Dehnungen berücksichtigt, so ergeben sich unplausible deutlich zu hohe Nutzungsdauern. Wird nun außerdem die Dicke der Asphaltschicht variiert (vgl. Abbildung 6.29), so befinden sich bei Annahme geringer Asphaltsteifigkeiten, selbst bei Befestigungen mit Asphaltschichtdicken über 5 cm, die maximalen Zugdehnungen außerhalb der Lastachse. Bei dünneren Schichtdicken können (gültig für die untersuchten Fälle) die Dehnungen neben der Lastachse bis zu 200 % der Dehnungen

⁴ Höhere Achslasten sind mit einer Häufigkeit von Null belegt.

in der Lastachse betragen und die Bereiche der Maxima nur sehr schmal ausgeprägt sein, was eine starke Änderung der Dehnung in nur einem kleinen Bereich bedeutet. Dieser Effekt scheint sich mit zunehmender Dicke der ungebundenen Tragschicht bei Einbeziehung eines Asphalts mit geringer Steifigkeit zu verstärken (vgl. Abbildung 6.30).

Für den Ermüdungsnachweis der Asphaltschicht muss die maximale Zugdehnung im Querschnitt folglich unbedingt korrekt bestimmt werden. Das Festlegen einzelner Nachweispunkte um den vermuteten Punkt maximaler Zugdehnung erscheint unzureichend und lässt ebenfalls zu hohe Nutzungsdauern erwarten. Auch das Interpolieren zwischen den Dehnungen an unterschiedlichen Nachweispunkten ist als unsicher zu bewerten. Die Verwendung etablierter Programme zur Durchführung von Finite Elemente Berechnungen ermöglicht die Berechnung dimensionierungsrelevanter Dehnungen sowie die Bestimmung von Nutzungsdauern für den gesamten Querschnitt einer Konstruktion (d. h. an jedem beliebigen Punkt) bei vertretbarem Rechenaufwand.

Bei gleicher Asphaltsteifigkeit und gleicher Dicke der Asphaltschicht sind rechnerisch die maßgebenden Nachweispunkte an gleicher Stelle zu finden. Die Dicke der ungebundenen Tragschicht hat in den betrachteten Fällen keinen Einfluss auf die Lage der maximalen Dehnungen. Für dünne Befestigungen verschiedener Asphaltschichtdicken ergeben sich ebenfalls die gleichen Nachweispunkte bei ca. $R = 150$ mm für den Ermüdungsnachweis (vgl. Abschnitt 6.6.3.1).

Eine Betrachtung der Dehnungen an der Oberseite der Asphaltschicht (vgl. Abbildung 6.31 sowie in Anhang D Abbildung D.10 und Abbildung D.11) zeigt eine Verschiebung des Punktes maximaler Dehnungen in Abhängigkeit von der Asphaltschichtdicke und -steifigkeit sowohl in Richtung der Lastachse als auch nach außerhalb der Lasteinleitungsfläche. Die Lokalisierung maximaler Beanspruchung ist hier somit noch wichtiger als für die Unterseite der Asphaltschicht.

Eine quantitative Bewertung der maßgebenden Zugdehnungen in Abhängigkeit von verschiedenen Modellvarianten und Belastungskombinationen erfolgt in Abschnitt 6.6.3.1 bzw. anhand der Dimensionierungsberechnungen in Kapitel 7.

Abschließend gilt zu bemerken, dass die dargestellten Verläufe nur als idealisierte Darstellungen zu verstehen sind, da das zugrundeliegende Berechnungsmodell lediglich kontinuierliche Flächenlasten (Toplasten) berücksichtigt.

Die in diesem Abschnitt vorgestellten Beanspruchungszustände wurden bei Anwendung des nichtlinear elastischen DRESDNER Modells (in erweiterter Form mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul) ermittelt. Grundsätzlich wird in der Literatur uneingeschränkt davon ausgegangen, dass in flexiblen Befestigungen mit nur dünnen Asphaltschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel die in den Tragschichten entstehenden Beanspruchungen so groß sind, dass hier das nichtlinear elastische Materialverhalten von Gesteinskornmischungen (d. h. die progressive Kontaktkraft-Verschiebungs-Abhängigkeit) durch nichtlinear elastische Stoffmodelle berücksichtigt werden muss und eine vereinfachte Annahme linearer Materialeigenschaften nicht gerechtfertigt ist.

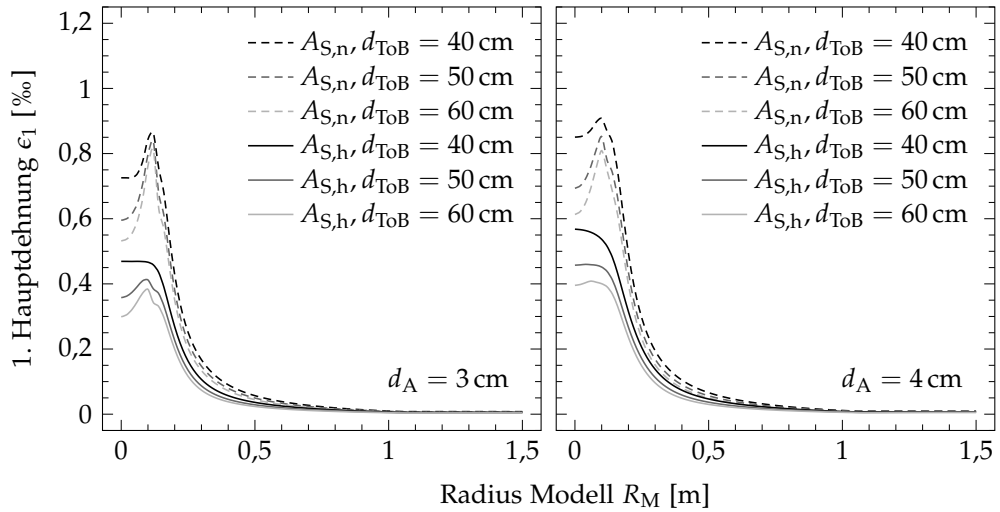


Abbildung 6.30: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 8\text{ t}$ sowie für verschiedene Dicken d_A der Asphalttschicht (links: 3 cm; rechts: 4 cm), verschiedene Dicken d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (40 cm, 50 cm und 60 cm) und verschiedene Materialkombinationen: Asphalt mit geringer ($A_{S,n}$) bzw. hoher ($A_{S,h}$) Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

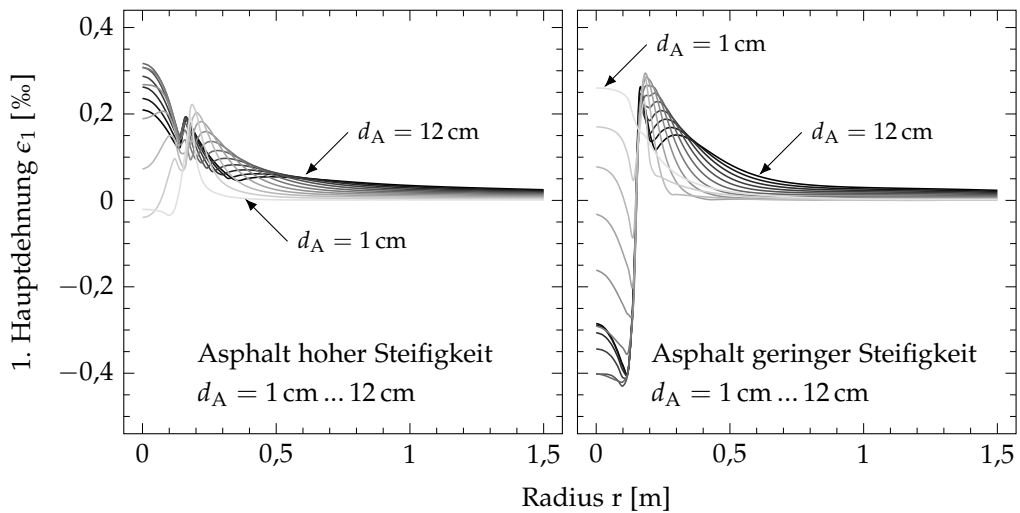


Abbildung 6.31: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Oberseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 8\text{ t}$ sowie für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 60\text{ cm}$ und die Materialkombinationen: links: Asphalt mit *hoher* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 und rechts: Asphalt mit *geringer* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Um diese Überlegung durch Berechnungsergebnisse zu bestätigen, wird in Abbildung 6.32⁵ der Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells E_{DM} im Querschnitt der ungebundenen Tragschicht für drei Berechnungsmodelle mit drei unterschiedlich dicken Asphaltsschichten, berechnet für eine mittlere Radlast von $RL = 5\text{ t}$ und eine hohe Oberflächentemperatur von $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ dargestellt. Die Skalierung der dargestellten Vergleichsgröße wurde für alle drei Querschnitte konstant eingestellt, um einen direkten Vergleich zwischen den Beanspruchungen zu ermöglichen. Eine Darstellung der Beanspruchungen in den Asphaltsschichten ist an dieser Stelle nicht zielführend aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten des Asphaltmaterials im Vergleich zum ungebundenen Tragschichtmaterial.

Im Allgemeinen gilt, dass mit Zunahme der im DRESDNER Modell eingehenden Spannung der Elastizitätsmodul des DRESDNER Modells E_{DM} zunimmt. Der Elastizitätsmodul kann somit als vergleichbare Größe angenommen werden.

Mit größer werdender Dicke der Asphaltsschicht können zunehmend mehr eingetragene Belastungen direkt in der Asphaltsschicht abgebaut werden, so dass mit zunehmender Dicke der Asphaltsschicht der Elastizitätsmodul in der ungebundenen Tragschicht unterhalb der Lasteinleitung abnimmt. Können die eingetragenen Belastungen in der Asphaltsschicht jedoch nicht ausreichend abgebaut werden, so müssen diese von der ungebundenen Tragschicht aufgenommen werden. Es treten in der ungebundenen Tragschicht somit Beanspruchungen auf, bei denen bereits das i. d. R. nichtlinear elastische Materialverhalten von Gesteinskornmischen zum Tragen kommt.

Bei der betrachteten Dicke der Asphaltsschicht von 24 cm stellt sich ein nahezu konstanter Elastizitätsmodul in der ungebundenen Tragschicht ein. Die eingetragenen Belastungen scheinen in der Asphaltsschicht nahezu vollständig abgebaut worden zu sein. Dies lässt schlussfolgern, dass hier näherungsweise linear elastisches Materialverhalten angenommen werden kann, Voraussetzung sind jedoch geeignete Stoffkenngrößen zur Modellierung des linear elastischen Materialverhaltens (vgl. Abschnitt 6.6.4).

Im Berechnungsmodell mit einer Asphaltsschichtdicke von 4 cm zeigt sich hingegen ein starker Anstieg des Elastizitätsmoduls unterhalb der Lasteinleitung bedingt durch das Aneinanderpressen der Gesteinskörner unter Druck und der damit verbundenen Vergrößerung der Kontaktflächen (vgl. Abschnitt 2.3). Eingetragene Belastungen werden teilweise vollständig in die darunterliegende ungebundene Schicht abgeleitet, was auf deutlich größere Belastungen auf bzw. innerhalb der ungebundenen Tragschicht schließen lässt im Vergleich zum Modell mit relativ dicker Asphaltsschicht. Bei Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten bzw. -paketen zeigt sich der Elastizitätsmodul somit deutlich spannungsabhängig, was in der Modellierung der Materialeigenschaften der ungebundenen Materialien berücksichtigt werden muss. Für die Modellierung der Materialeigenschaften der ungebundenen Materialien ist folglich entsprechend den zu erwartenden Beanspruchungen das mechanische Verhalten der Materialien zu untersuchen (vgl. Abschnitt 6.6.2).

⁵ In Anhang D Abbildung D.12 ist Abbildung 6.32 nochmals mit für jeden Modellquerschnitt differenzierter Skalierung dargestellt.

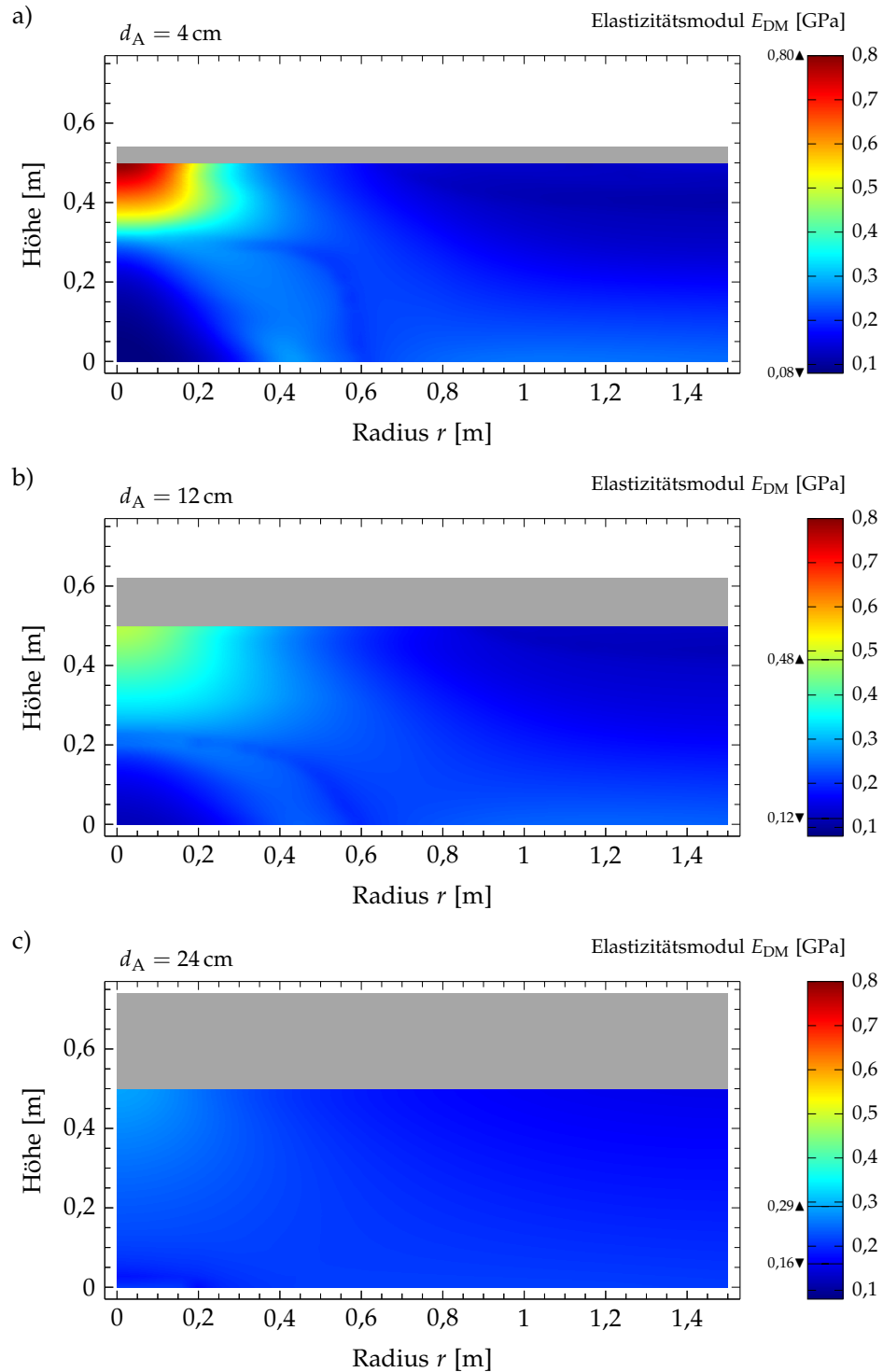


Abbildung 6.32: Anwendung DRESNER Modell mit reduzierter Zugbeanspruchung durch Aufweichen des Elastizitätsmoduls; Darstellung des Elastizitätsmoduls E_{DM} im Querschnitt der ungebundenen Tragschicht für verschiedene Dicken der Asphaltsschicht: (a) $d_A = 4 \text{ cm}$, (b) $d_A = 12 \text{ cm}$ und (c) $d_A = 24 \text{ cm}$; Berechnung für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 5 \text{ t}$ sowie die Materialkombination: Asphalt hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1

6.6.2 Vergleich simulierter Beanspruchungszustände mit im Triaxialversuch aufgebrachten Belastungen

Zum Vergleich der Beanspruchungszustände, die für die Bereitstellung der Versuchsdaten zur Bestimmung der Modellparameter für das Berechnungsmodell angenommen wurden, und der im Berechnungsmodell ermittelten Beanspruchungszustände wurden zunächst für verschiedene Modell- und Belastungskombinationen Beanspruchungszustände berechnet. Hierfür wurde für eine mittlere Dicke der ungebundenen Tragschicht (50 cm) die Dicke der Asphalt-schicht dreifach und die Oberflächentemperatur T_o sowie die Radlast RL gemäß den RDO Asphalt 09 variiert. Für jedes Berechnungsmodell wurden anschließend die Spannungen im Querschnitt der ungebundenen Tragschicht in die Spannungen des DRESDNER Modells σ_I und σ_{III} für die Annahme eines homogenen Spannungszustandes gemäß den Bedingungen im Triaxialversuch (vgl. Abschnitt 3.3.5.2) umgerechnet und jeweils die maximale axiale und radiale Spannung ausgelesen und grafisch gegeneinander aufgetragen.

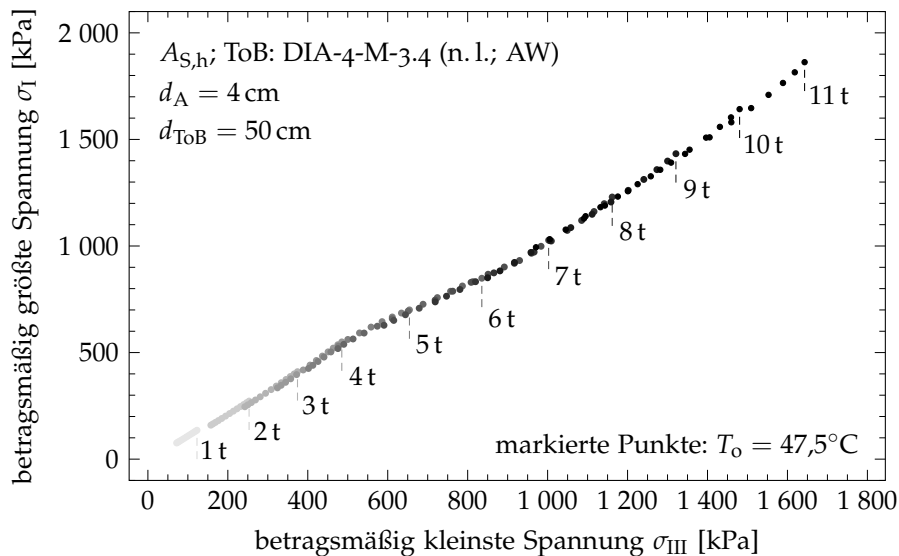


Abbildung 6.33: Maximale axiale und radiale Spannungen σ_I und σ_{III} (repräsentativ für den homogenen Spannungszustand) in der ungebundenen Tragschicht mit $d_{ToB} = 50$ cm für eine Dicke der Asphalt-schicht $d_A = 4$ cm; Berechnung für 11 Radlasten (RL = 1 t bis 11 t) und jeweils 13 Oberflächentemperaturen ($T_o = -12,5^\circ C$ bis $47,5^\circ C$) sowie die Materialkombination: Asphalt hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1

Abbildung 6.33 zeigt eine Gegenüberstellung der maximalen axialen und radialen Spannungen für eine Befestigung mit einer Asphalt-schichtdicke von 4 cm in Kombination mit dem granularen Baustoffmaterial Dia4-M-3.4. Jeder Radlast können 13 Datenpunkte (repräsentativ für 13 Oberflächentemperaturen) zugeordnet werden. Mit zunehmender Radlast ergibt sich eine zunehmend größere Spreizung der berechneten maximalen Spannungen.

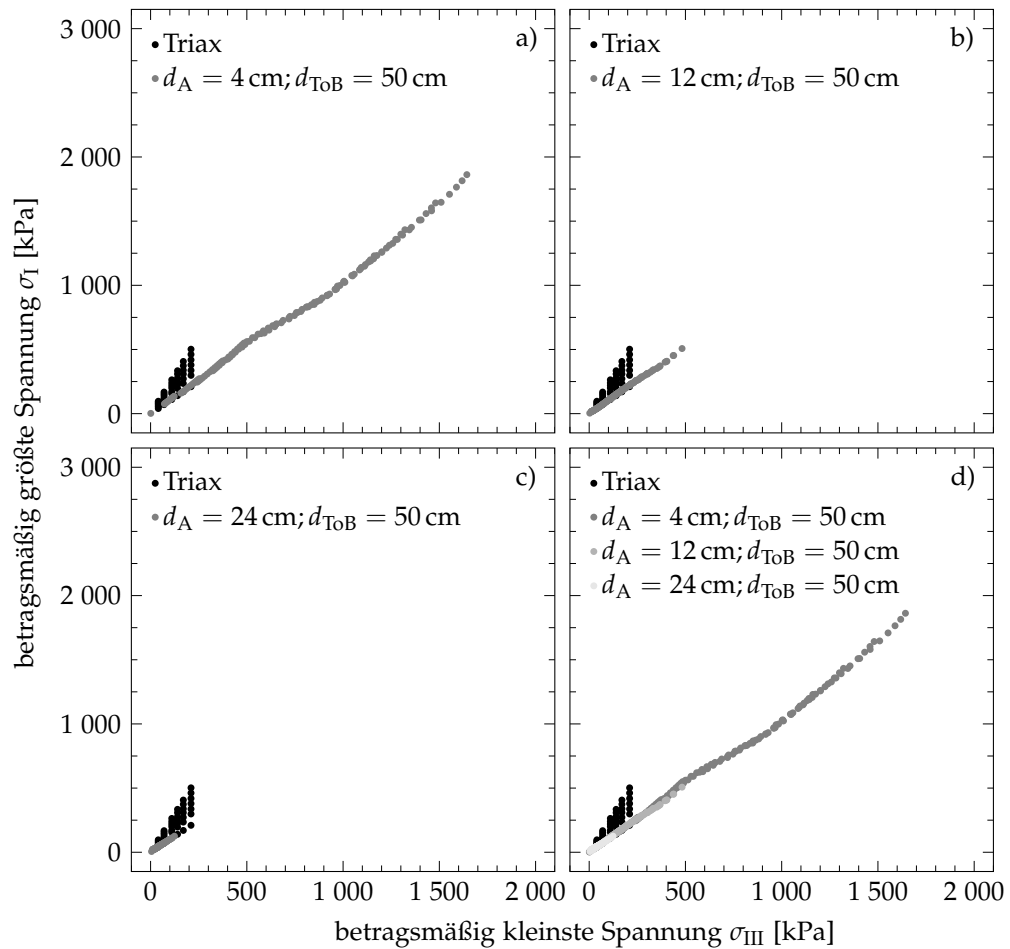


Abbildung 6.34: Maximale axiale und radiale Spannungen σ_I und σ_{III} (repräsentativ für den homogenen Spannungszustand) in der ungebundenen Tragschicht mit $d_{ToB} = 50$ cm für unterschiedliche Dicken der Asphalt-schicht: a) $d_A = 4$ cm, b) $d_A = 12$ cm, c) $d_A = 24$ cm und d) mit verglei-cher Gegenüberstellung; Berechnung für 11 Radlasten (RL = 1 t bis 11 t) und jeweils 13 Oberflächentemperaturen ($T_o = -12,5^\circ\text{C}$ bis $47,5^\circ\text{C}$) sowie die Materialkombination: Asphalt hoher Steifig-keit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4; wei-tere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1

Mittels eines Vergleiches (gemäß Abbildung 6.34) der maximalen berechneten Spannungen für verschiedene Asphaltstärken (4 cm, 12 cm und 24 cm) mit denen im Triaxialversuch aufgebracht wurden, können die vorangegangenen Ausführungen bestätigt werden. Mit zunehmender Dicke der Asphalt-schicht (bzw. des Asphaltpaketen) reduzieren sich die maximalen Beanspruchungen in den Tragschichten ohne Bin-demittel zunehmend. In Straßenkonstruktionen mit nur dünnen Asphalt-schichten müssen eingetragene Radlasten nahezu vollständig von der darunterliegenden ungebundenen Tragschicht aufgenommen werden. Die bei einer aufgebracht Radlast von RL = 11 t berechneten maximalen Spannungen im Modellquer-schnitt sind hier mit 1,64 MPa sogar leicht größer als die bei gleicher Radlast aufgebracht Reifenkontaktspannungen von 1,53 MPa. Ursächlich ist hierfür die Berücksichtigung des Eigengewichtes der Materialien in den einzelnen Be-

festigungsschichten. Je dünner zudem die Asphaltsschicht gewählt wird, desto größer sind die Unterschiede zwischen denen im Triaxialversuch (zur späteren Bestimmung von Modellparametern) aufgebracht und den berechneten maximalen Spannungsverhältnissen.

Hieraus folgt, dass für eine realitätsnahe Modellierung der Materialeigenschaften granularer Baustoffe im Triaxialversuch künftig andere Spannungsverhältnisse als bisher verwendet werden sollten. Dies gilt insbesondere für Gesteinskornmische, die in Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel besonders hohen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Auf Grundlage der vorliegenden Materialdaten ist daher keine gesicherte Prognose möglich, so dass berechnete maßgebende Dehnungen, und somit auch Ausfallzeiten und Zustände, für Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten fehlerbehaftet sein können.

Abschließend gilt zu bemerken, dass für Vergleiche gemäß Abbildung 6.34 von der Einbeziehung mittlerer (ggf. auch lokal fest definierter) Spannungen (wie in der Literatur mitunter gesichtet) anstelle von maximalen Beanspruchungen abzusehen ist. Die über einen Modellquerschnitt größenmäßige Verteilung von beispielsweise Spannungen ist stark von der Modellgröße (hier: Radius) abhängig. Je größer das Berechnungsmodell gewählt wird, desto größer ist der Anteil kleinerer Spannungen.

6.6.3 Dimensionierungsrelevante Beanspruchungsgrößen

Das derzeitige Regelwerk sieht für konventionelle Asphaltbefestigungen insbesondere zwei Nachweise vor, den Ermüdungsnachweis der Asphaltdecke und den Nachweis unzulässiger Beanspruchungen auf den ungebundenen Schichten. Des Weiteren sind gemäß Regelwerk die maximalen deviatorischen Vergleichsspannungen in der Konstruktion als Vergleichskriterium für verschiedene Materialien zu berechnen. (vgl. Kapitel 4) Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden der Ermüdungs- und der Verformungsnachweis auf Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten übertragen und durch eine Bewertung der plastischen Verformungen in der ungebundenen Tragschicht ergänzt.

6.6.3.1 Dimensionierungsrelevante Dehnungen in der Asphaltsschicht

Bei Asphaltbefestigungen mit relativ dünnen Asphaltsschichten befinden sich rechnerisch die maximalen Zugdehnungen (d. h. die dimensionierungsrelevanten Dehnungen) wie bei Befestigungen mit dickeren Asphaltsschichten ebenfalls an der Unterseite der Asphaltsschicht. An der Oberseite der Asphaltsschicht bildet sich, wie auch an der Unterseite, ein Maximum aus (vgl. Abbildung 6.26). Bei konventionellen Asphaltkonstruktionen mit drei Asphaltsschichten können die maximalen Zugdehnungen in der Asphaltdeckschicht hingegen nicht nur an der Oberseite sondern auch in geringer Tiefe unterhalb der Oberkante lokalisiert sein.

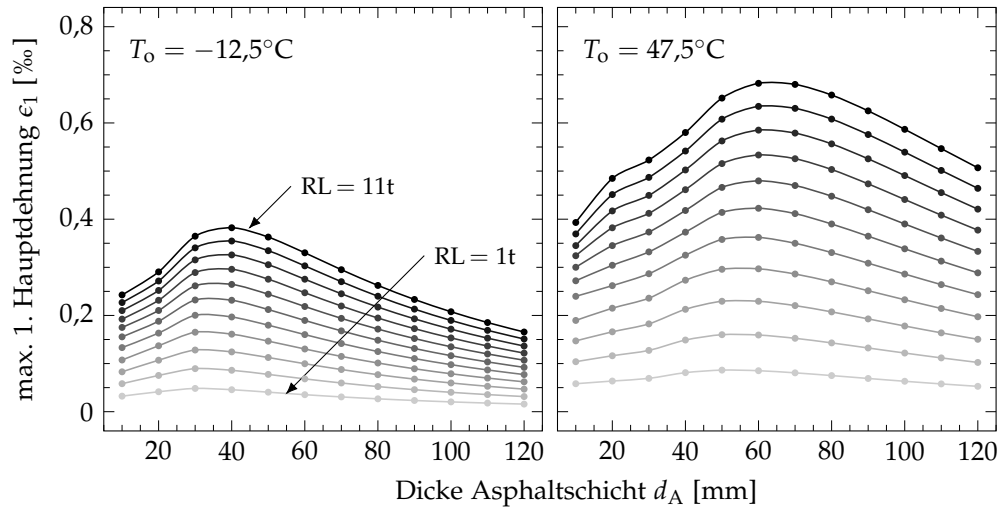


Abbildung 6.35: Maximale Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphalttschicht in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalttschicht (1 cm – 12 cm) und der aufgetragenen Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen $T_o = -12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Die maximalen Zugdehnungen variieren nicht nur in Abhängigkeit von den gewählten Materialien und Belastungskombinationen sondern auch von der Dicke der Asphalttschicht. Abbildung 6.35 und Abbildung 6.36 zeigen (exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen) die maximalen Zugdehnungen an der Unter- und Oberseite verschiedener Asphaltbefestigungen, die sich lediglich hinsichtlich der Dicke der Asphalttschicht unterscheiden. Die maximalen Zugbeanspruchungen nehmen nicht wie erwartet mit zunehmender Schichtdicke ab sondern bilden, bezogen auf die Dicke der Asphalttschicht, ein Maximum aus, das in Abhängigkeit von der Asphaltsteifigkeit und der betrachteten Stelle (oben oder unten) lokalisiert ist. Ergänzende Darstellungen, die die Abhängigkeit von den maximalen Dehnungen für verschiedene Oberflächentemperaturen (Asphaltsteifigkeiten) zeigen, sind in Anhang D in Abbildung D.13 zusammengefasst. Die Verhältnisse der dargestellten Dehnungen an der Ober- zu denen an der Unterseite der Asphalttschicht ($\epsilon_{1,oben}/\epsilon_{1,unten}$) sind in Abbildung D.14 gegenübergestellt.

Aus den verschiedenen Darstellungen lässt sich grundsätzlich ableiten, dass in einem Dickenbereich von ca. 4 cm bis 10 cm unter Belastung besonders große Dehnungen zu erwarten sind. Diese Feststellung deckt sich mit den Erfahrungen in anderen Ländern, wonach Verkehrsflächenbefestigungen mit relativ dünnen Asphalttschichten in einem bestimmten Dickenbereich kürzere Nutzungsdauern vorweisen als beispielsweise vergleichbare Befestigungen mit dünneren oder dickeren Asphalttschichten. Eine quantitative Bewertung rechnerisch bestimmter Nutzungsdauern in Abhängigkeit von der Asphalttschichtdicke erfolgt in Abschnitt 7.1.1.

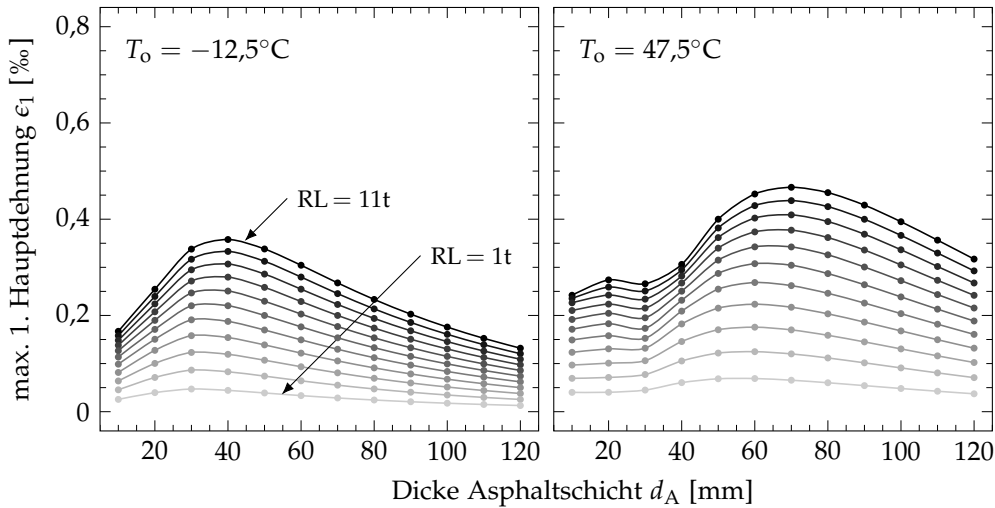


Abbildung 6.36: Maximale Hauptdehnung ϵ_1 an der Oberseite der Asphaltdecke in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltdecke (1 cm – 12 cm) und der aufgetragenen Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen $T_0 = -12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

6.6.3.2 Dimensionierungsrelevante vertikale Spannungen an der Oberseite der Tragschicht ohne Bindemittel

Der gemäß den RDO Asphalt ([2] bzw. [3]) vorgesehene Nachweis zur Bewertung ungebundener Befestigungsschichten ist für die maximalen vertikalen Spannungen auf der Oberfläche der jeweiligen ungebundenen Schicht durchzuführen (vgl. Abschnitt 4.3). Die Abbildungen 6.37 und D.15 in Anhang D zeigen zunächst die vertikalen Spannungen σ_z in der Lastachse (Ort der größten vertikalen Belastung) eines Befestigungsaufbaus für verschiedene Belastungskombinationen.

Mit zunehmender Radlast nimmt der Einfluss der Asphaltsteifigkeit auf die Änderung der maximalen vertikalen Spannungen σ_z zu. Für die betrachteten Berechnungsfälle ergeben sich nur sehr geringe Beanspruchungen im Nachweispunkt an der Oberseite des Bodens (vgl. Abbildung 6.40). Grundsätzlich sollten jedoch bei ausreichender Dicke des Bodens die durch die Radlast eingetragene Beanspruchung an der Unterseite des Bodens gänzlich abgebaut sein. Dies ist in Abbildung 6.37 jedoch nicht der Fall. Ursächlich hierfür sind vornehmlich die Randbedingungen im Berechnungsmodell und das für alle Materialien berücksichtigte Eigengewicht. Die Dicke des Bodens wurde in allen Berechnungsmodellen so gewählt, dass eine noch größere Dicke keinen Einfluss auf die dimensionierungsrelevanten Dehnungen an der Unterseite der Asphaltdecke für den Ermüdungsnachweis hat.

Für die ungünstigste Belastungskombination ($T_0 = 47,5^\circ\text{C}$, $RL = 11$ t) wird in Abbildung 6.38 die vertikale Spannung σ_z über den Modellquerschnitt dargestellt. Die Konturlinien markieren die Grenzbereiche, in denen das Verhält-

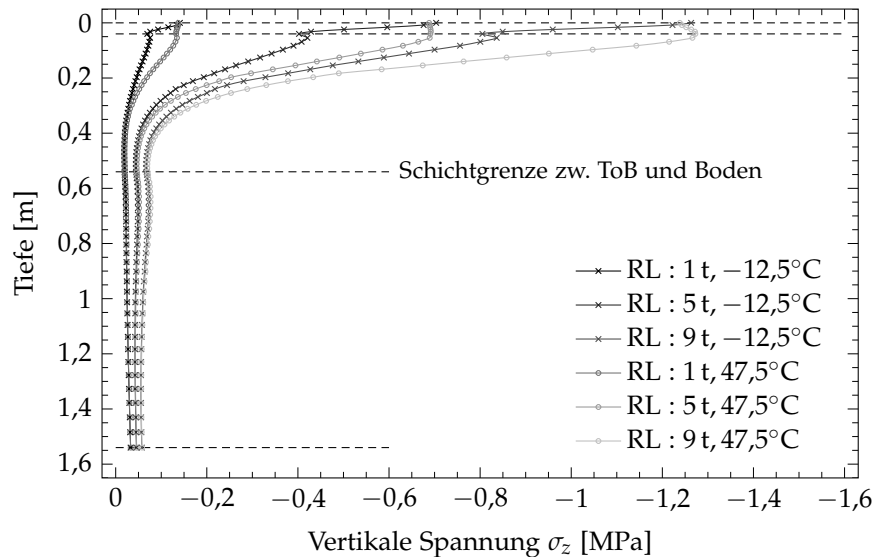


Abbildung 6.37: Vertikale Spannung σ_z in der Lastachse; in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur $T_0 = -12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$ und der aufgetragenen Radlast RL (1 t, 5 t, 9 t); Darstellung exemplarisch für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

nis der vertikalen Spannungen σ_z zur aufgetragenen Radlast RL 5 %, 10 % bzw. 20 % beträgt. Die Beanspruchungen auf der Oberseite des Bodens sind so gering, dass postuliert werden kann, dass eine Nachweisführung für den Boden im Regelfall nicht erforderlich ist.⁶

Bei Betrachtung der maximalen vertikalen Spannungen σ_z in Abhängigkeit von der Dicke der Asphalttschicht d_A ergeben sich die in Abbildung 6.39 dargestellten Zusammenhänge. Ab einer Asphalttschichtdicke von $d_A = 4\text{ cm}$ nehmen mit zunehmender Dicke die vertikalen Spannungen in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur unterschiedlich stark ab. Die maximalen Beanspruchungen auf der Oberseite des Bodens zeigen dabei unabhängig von der Dicke der Asphalttschicht keine dimensionierungsrelevante Änderung.

Grundsätzlich erscheint es auch hier sinnvoll, die maximalen vertikalen Spannungen σ_z bezogen auf den Reifenkontaktdruck p_{Rd} zu bewerten.

Eine Nachweisführung unter Berücksichtigung aller gemäß den RDO Asphalt einzubeziehenden Belastungskombinationen erfolgt in Abschnitt 7.2.1.

⁶ Die 5%-Konturlinie zeigt einen Sprung zwischen den ungebunden Schichten Tragschicht und Boden. Dieser ist als unplausibel zu bewerten und ist ebenfalls auf die Diskretisierung des Berechnungsnetzes sowie die Komplexität des Berechnungsmodells zurückzuführen. Die Größe des Sprungs beträgt lediglich 0,3 %. Eine dreifache Verfeinerung des Netzes bedingt eine Reduzierung der genannten Abweichung auf 0,005 %.

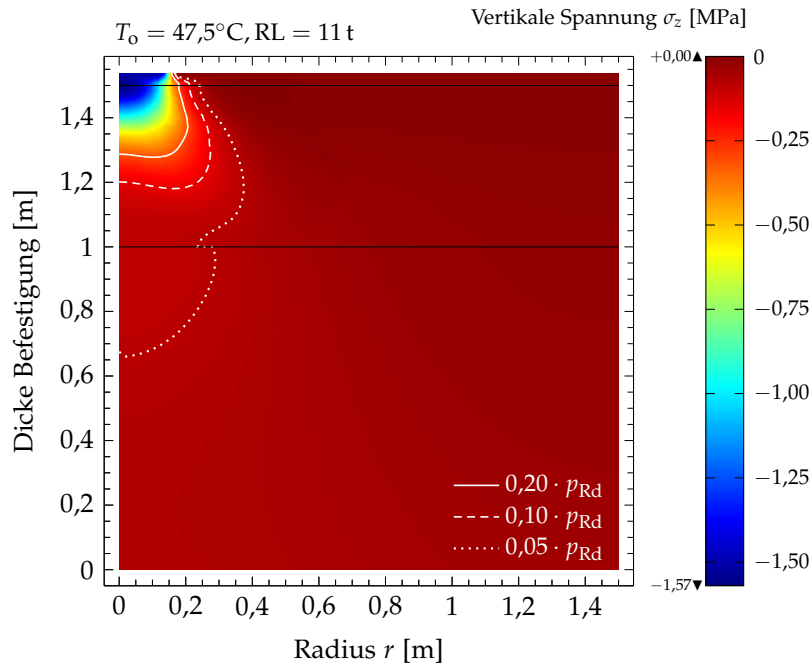


Abbildung 6.38: Vertikale Spannung σ_z für eine Oberflächentemperatur $T_0 = 47,5^\circ\text{C}$ und einer aufgebracht Radlast $RL = 11\text{t}$; Darstellung exemplarisch für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4\text{cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50\text{cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{5,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

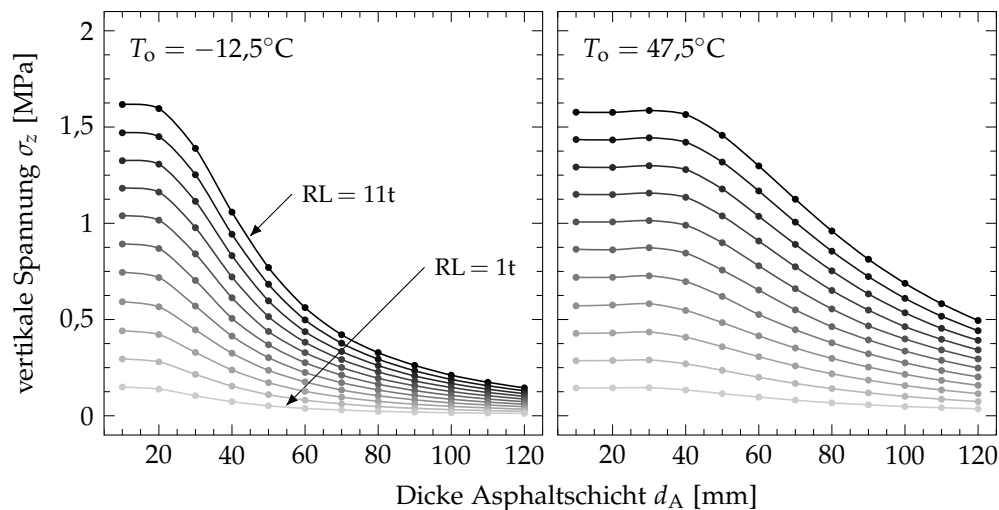


Abbildung 6.39: Maximale vertikale Spannung σ_z an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht; in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalttschicht (1 cm – 12 cm) und der aufgebracht Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen $T_0 = -12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50\text{cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

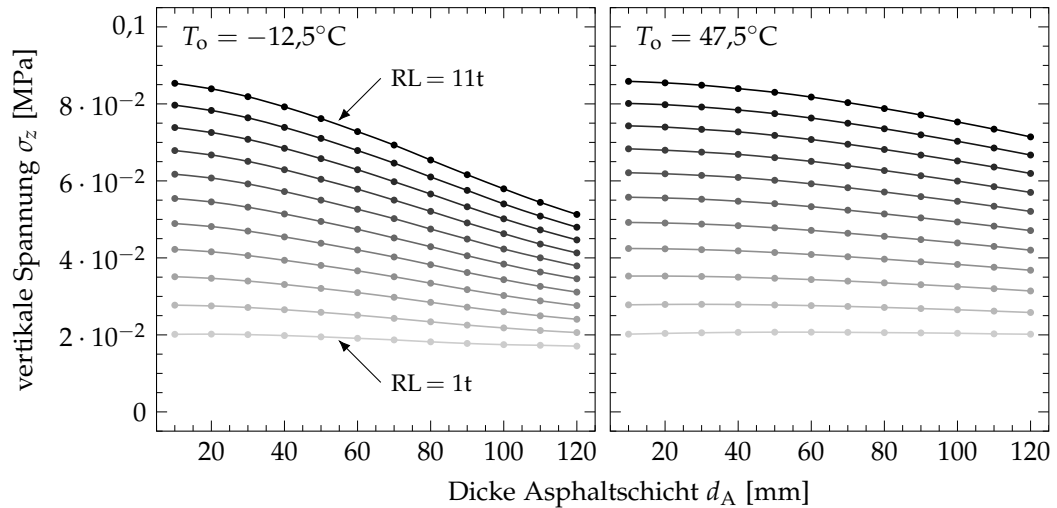


Abbildung 6.40: Maximale vertikale Spannung σ_z an der Oberseite des Untergrundes; in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltsschicht (1 cm – 12 cm) und der aufgetragenen Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen $T_0 = -12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

6.6.3.3 Dimensionierungsrelevante plastische Dehnungen in der ungebundenen Tragschicht

Für den in Abschnitt 3.3.7 vorgestellten Modellansatz zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens anhand des elastischen Materialverhaltens stehen die in Abschnitt 5.2.3 in Tabelle 5.7 zusammengefassten Parameter a_1 und a_2 der Gl. (3.58) zur Verfügung.

Die Modellansatzfunktionen in Gl. (3.61) bzw. Gl. (3.62) wurden in COMSOL MULTIPHYSICS gemäß Abschnitt 6.4.1 für die ungebundene granulare Schicht implementiert. Als zu berücksichtigende Lastwechselanzahl wurde im Berechnungsmodell zunächst $N_{\text{pl}} = 1$ angenommen. Für jeden der 143 Belastungskombinationen gemäß den RDO Asphalt 09 ([2]) wurde für ausgewählte Berechnungsmodelle (Modell- und Materialkombinationen) die plastische Einsenkung w_{pl} an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht in der Lastachse bestimmt. Die plastische Einsenkung w_{pl} wurde im Anschluss außerhalb des Berechnungsprogramms mit beliebigen Lastwechselanzahlen multipliziert.

Abbildung 6.41 zeigt die berechnete plastische Einsenkung w_{pl} für eine Lastwechselanzahl von $N_{\text{pl}} = 150\,000$ links für eine maximale Radlast $RL = 11$ t in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_0 und rechts für eine maximale Oberflächentemperatur $T_0 = 47,5^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der Radlast RL für verschiedene Parameterkombinationen. Die als Dimensionierungsfall (vgl. Abschnitt 7.2.2) gekennzeichneten mittleren Grafen wurde für die Parameterkombinationen $a_1 = 55,836$ und $a_2 = 3,417$ bestimmt. Die berechneten Einsenkungen pro Jahr betragen für den ungünstigsten Fall knapp 2 mm. Dies ist als unkritisch zu werten. Die Berechnungen unter Annahme der Modellparameter

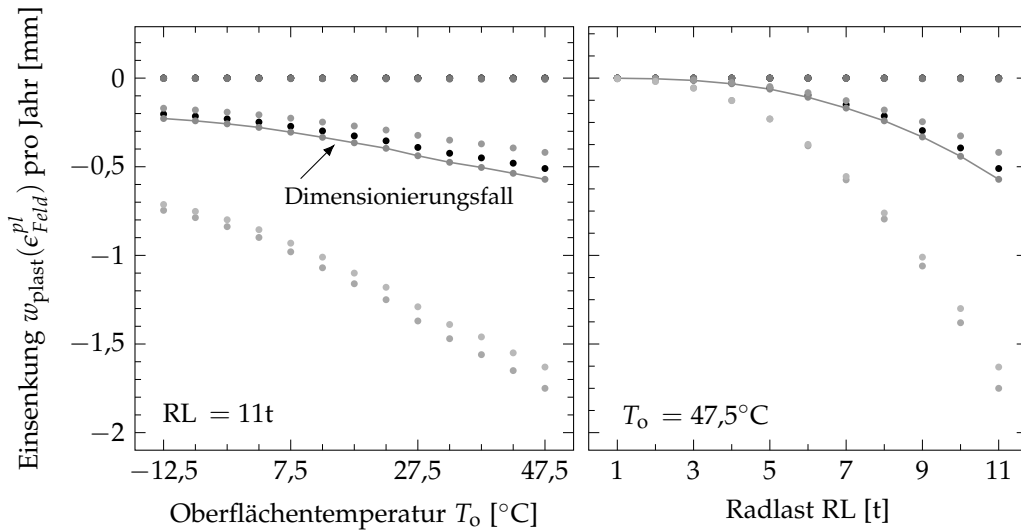


Abbildung 6.41: Maximale Einsenkung w_{pl} an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht für $N_{\text{pl}} = 150\,000$ AÜ; Darstellung in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_0 ($-12,5^\circ\text{C}$ bis $47,5^\circ\text{C}$) und der aufgetragenen Radlast (1 t bis 11 t) exemplarisch für eine Dicke der Asphalt-schicht ($d_{\text{A}} = 4$ cm) und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht ($d_{\text{ToB}} = 50$ cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{\text{S,h}}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 kombiniert mit den in Tabelle 5.7 gelisteten Modellparametern

für das Material 1 in Tabelle 5.7 führten hingegen zu ‚als kritisch zu bewertende‘ Einsenkungen von maximal 20 mm und werden daher an dieser Stelle der Vergleichbarkeit wegen nicht dargestellt. Der interessierte Leser wird hierfür auf Abbildung D.16 in Anhang D verwiesen.

Abbildung 6.42 zeigt exemplarisch die für jeden Belastungsfall berechneten Einsenkungen für die Parameter des Dimensionierungsfalls für eine Lastwechselanzahl von $N_{\text{pl}} = 150\,000$. Sowohl die aufgetragene Radlast RL als auch die Oberflächentemperatur T_0 zeigen grundsätzlich einen deutlichen Einfluss auf die berechneten Einsenkungen. Bei nur geringen Radlasten sind die Einsenkungen nahezu unabhängig von der Asphaltsteifigkeit.

In Abbildung 6.43 sind für den gleichen Befestigungsaufbau und die gleichen Modellbedingungen die berechneten Einsenkungen vergleichend für zwei Anzahlen an Achsübergängen dargestellt. Es ergeben sich für eine Lastwechselanzahl von $N_{\text{pl}} = 500\,000$ rechnerisch Einsenkungen von maximal 2 mm.

Anhand der Einzelergebnisse für verschiedene Belastungskombinationen kann abermals ein Nachweis in Anlehnung an die Hypothese nach MINER durchgeführt werden. Die Einzeleinsenkungen (Einzelschädigungen) werden hierfür gewichtet aufsummiert. Voraussetzung ist jedoch, dass zulässige Einsenkungswerte $w_{\text{pl,zul}}$ vorliegen. Die aufsummierten gewichteten Einzeleinsenkungen können als vorhandene Einsenkungen $w_{\text{pl,vorh}}$ angesehen werden. Ausgewählte vorhandene Einsenkungen für verschiedene Berechnungsmodelle (unterschiedlicher Geometrie und Materialkombination) sind in Kapitel 7 Abschnitt 7.2.2 vorzufinden.

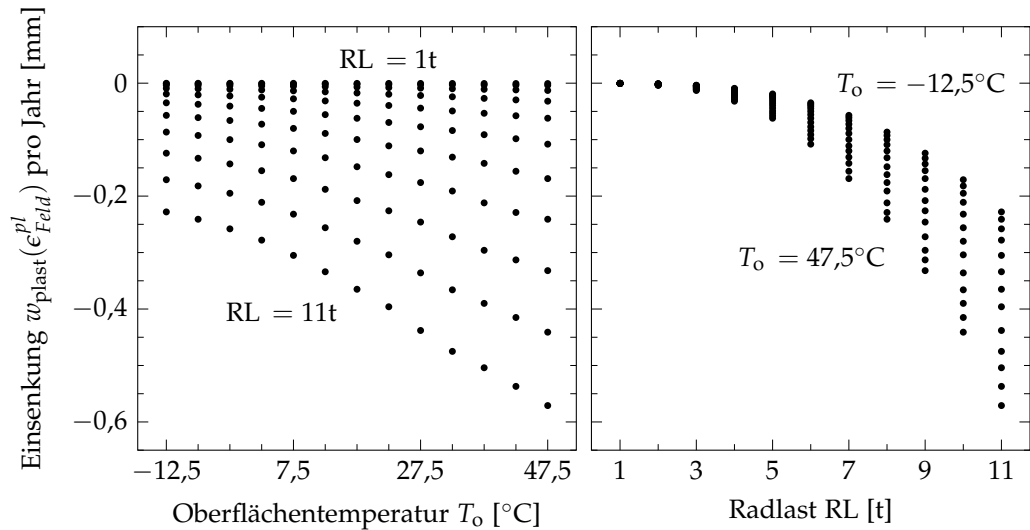


Abbildung 6.42: Maximale Einsenkung w_{pl} an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht für $N_{\text{pl}} = 150\,000$ AÜ; Darstellung in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_o ($-12,5^\circ\text{C}$ bis $47,5^\circ\text{C}$) und der aufgetragenen Radlast (1 t bis 11 t) exemplarisch für eine Dicke der Asphalt-schicht ($d_A = 4$ cm) und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht ($d_{\text{ToB}} = 50$ cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{\text{S,h}}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

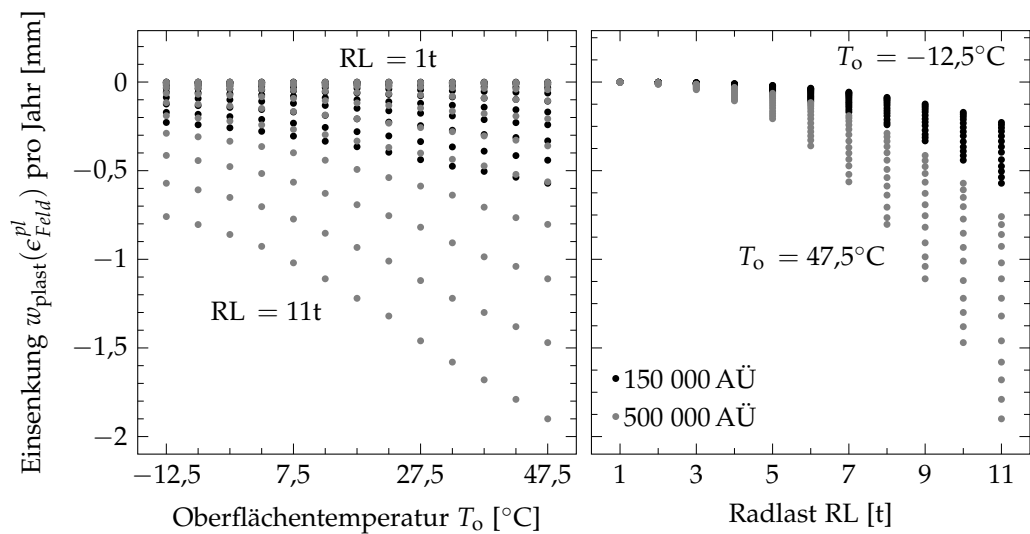


Abbildung 6.43: Darstellung wie in Abbildung 6.42: Vergleich der Einsenkungen für 150 000 AÜ und 500 000 AÜ

6.6.4 Modellierung des mechanischen Verhaltens der ungebundenen Tragschichtmaterialien mittels linearem Berechnungsansatz

In Straßenbefestigungen mit relativ dünnen Asphalt-schichten auf Tragschichten ohne Bindemittel sind die ungebundenen Materialien maßgeblich an der Abtragung und Verteilung der aufgetragenen Lasten beteiligt. Das mechanische Verhalten der ungebundenen Materialien sollte folglich realitätsnah durch ge-

eignete Stoffmodelle beschrieben werden. Da die Verwendung von nichtlinearen Stoffmodellen im Rahmen von Dimensionierungs- und Bewertungsaufgaben einen deutlich höheren Rechenaufwand bedingt als bei Berücksichtigung linearer Stoffmodelle, sollte die Notwendigkeit der Einbeziehung nichtlinearer Stoffmodelle zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens ungebundener Straßenbaustoffe für den vorliegenden Anwendungsfall explizit untersucht werden. Hierfür ist es notwendig, die verschiedenen Ansätze mittels äquivalenter Berechnungsmodelle vergleichend in Anwendung zu bringen. Das Berechnungsmodell, in dem das mechanische Verhalten der ungebundenen Tragschicht durch das DRESDNER Modell formuliert wird (im Weiteren als nichtlineares Berechnungsmodell bezeichnet), wird, bezogen auf die Tragschicht ohne Bindemittel, durch materialspezifische Stoffmodellparameter definiert. Werden im Berechnungsmodell hingegen linear elastische Materialeigenschaften angenommen (im Weiteren als lineares Berechnungsmodell bezeichnet), so sind zur Modellierung der ungebundenen Schicht Angaben hinsichtlich der Materialkenngrößen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl erforderlich. Diese müssen auf die spannungsabhängigen äquivalenten Größen des nichtlinearen Berechnungsmodells angepasst werden. Dies kann als Kalibrierung des linearen Berechnungsmodells verstanden werden. Solch eine Kalibrierung erfordert jedoch vorab die Definition einer Kalibriergröße, über welche die Äquivalenz der zu vergleichenden Modelle bestimmt wird. Als Kalibriergröße sind Einsenkungen, Spannungen aber auch Dehnungen denkbar.

*Kalibrierung der
Modellbedingungen*

Für die Kalibrierung der Materialkenngrößen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl für das lineare Berechnungsmodell wurde als Kalibriergröße die belastungsabhängige Einsenkung ΔS an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht in der Lastachse gewählt, da hier die größten Einsenkungswerte für alle Belastungskombinationen zu erwarten sind. Die Verwendung von Spannungen oder Dehnungen als Kalibriergröße erweist sich als weniger geeignet. Die Einsenkung unter einer Lastfläche auf einer ungebundenen Schicht ist nach aktuellem Stand des gültigen Regelwerkes als paraxisrelevante Messgröße zu verstehen, die zur Bewertung der Tragfähigkeit ungebundener Befestigungsschichten mittels Plattendruckversuch herangezogen wird (vgl. Abschnitt 2.4.2).

Plattendruckversuch

Grundsätzlich ist als Kalibriergröße auch die Einsenkung an der Oberseite der Asphalttschicht denkbar. Aus Sicht der Autorin ist diese jedoch weniger praxisrelevant. Zudem müsste für jede zu berücksichtigende Asphaltsteifigkeit eine Kalibrierrechnung zur Bestimmung der Materialkenngrößen für das lineare Berechnungsmodell durchgeführt werden. Insbesondere bei Anwendung der ncT-Verläufe ergäben sich für die Praxis untauglich viele Kalibrierrechnungen.

Zur Kalibrierung des linearen Berechnungsmodells anhand der Einsenkung an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht wurde zunächst der Plattendruckversuch auf der ungebundenen Tragschicht im nichtlinearen zweischichtigen Berechnungsmodell simuliert und die resultierende Einsenkung bei 0,15 MPa und 0,35 MPa bestimmt ([31]). Anschließend wurde die Einsenkungsdifferenz ΔS berechnet, die nun als Kalibriergröße fungierte. Diese Vorgehensweise kann einem „Feldversuch“ gleichgesetzt werden. Eine in der Praxis bestimmte Einsenkung(sdifferenz) ist unabhängig von der verwendeten Methode (Anwen-

dung linear oder nichtlinear elastischer Stoffmodelle) zur Modellierung des Verhaltens des Materials, auf dem die Einsenkung bestimmt wurde.

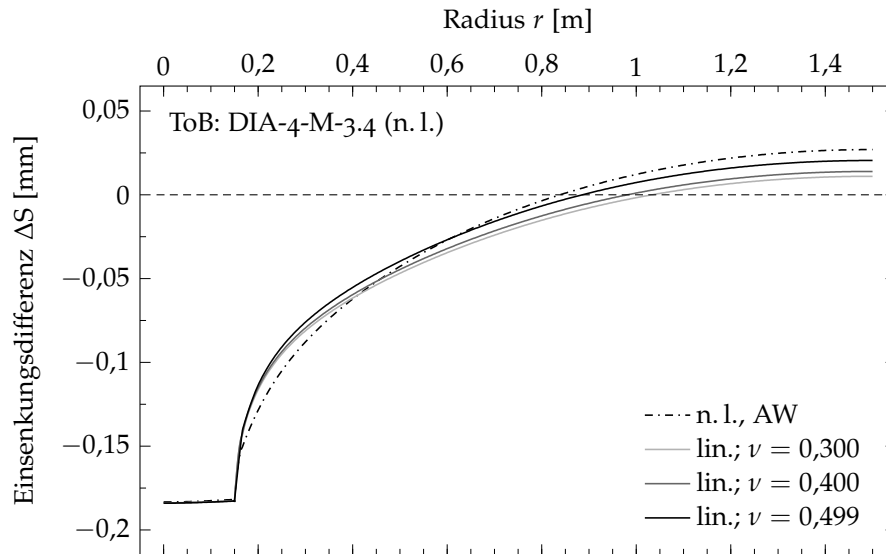


Abbildung 6.44: Darstellung der Einsenkungsdifferenz ermittelt im nichtlinearen Berechnungsmodell für das Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 und im äquivalenten linearen Berechnungsmodell für verschiedene Querdehnraten ν

Ziel sollte also sein, dass gleiche Modellbedingungen im linear und nichtlinear elastischen Berechnungsmodell zu gleichen Einsenkungsdifferenzen (d. h. zu gleichem E_{V2} -Wert) an der gleichen für die Kalibrierung angenommenen Stelle führen. Um diesen Optimierungsprozess sinnvoll zu begrenzen, wurden für die Querdehnraten des als linear anzunehmenden granularen Materials vornehmlich die konstanten Werte 0,3; 0,40 und 0,499 angenommen. Für jede Kombination aus Querdehnraten sowie Dicke der ungebundenen Tragschicht wurde im linearen Berechnungsmodell die konstante Schichtsteifigkeit der ungebundenen Tragschicht so lange variiert bis die Einsenkung ΔS_{lin} an der Oberseite der gleichen Schicht in der Lastachse der vorab ermittelten vergleichbaren Einsenkung $\Delta S_{n.l.}$ (Zieleinsenkung) im nichtlinearen Berechnungsmodell entsprach ($\Delta S_{lin} = \Delta S_{n.l.}$). Alle sonstigen Bedingungen wurden in beiden Berechnungsmodellen identisch festgelegt. Abbildung 6.44 zeigt exemplarisch die berechneten Einsenkungsdifferenzen bei Annahme linear und nichtlinear elastischen Verhaltens der ungebundenen Tragschichtmaterialien.

*lineare
zweischichtige
Berechnungsmodelle*

In Abbildung 6.45 und 6.46 werden für verschiedene zweischichtige Berechnungsmodelle die ermittelten Schichtsteifigkeiten $E_{ToB,lin}$ dargestellt, berechnet in Abhängigkeit von der Dicke und der Querdehnraten der ungebundenen Tragschicht im linearen Berechnungsmodell sowie der materialspezifischen Parameter des DRESNER Modells im nichtlinearen Berechnungsmodell.

Mit zunehmender Dicke der ungebundenen Tragschicht nehmen die im nichtlinearen Berechnungsmodell ermittelten Einsenkungsdifferenzen erwartungsgemäß ab (da i. d. R. $E_{ToB} > E_{Boden}$ gilt). Die Verwendung des granularen Materials GRA2-M-2.0 führt zu fast doppelt so großen Einsenkungen wie die des

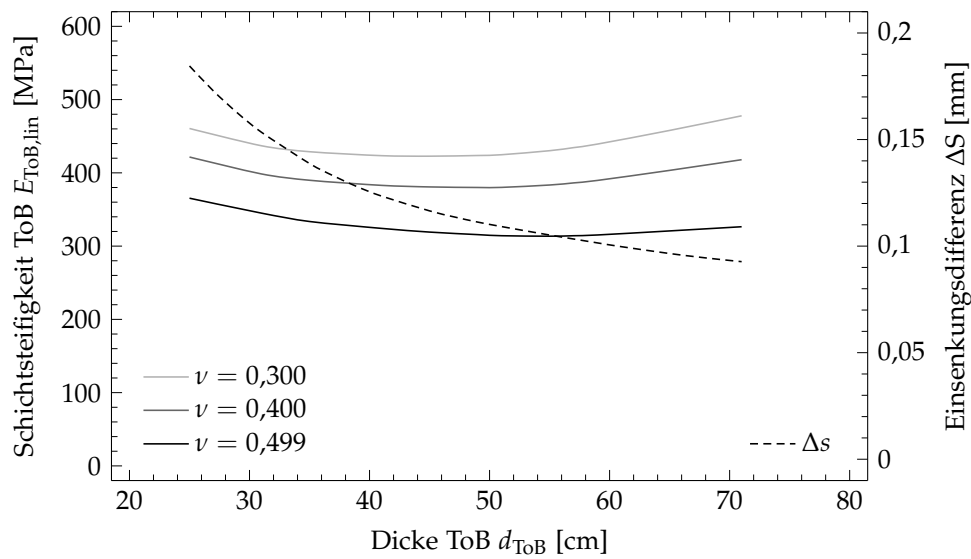


Abbildung 6.45: Darstellung der Einsenkungsdifferenz ermittelt im nichtlinearen Berechnungsmodell sowie der Schichtsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht für verschiedene Querdehnzahlen ν im äquivalenten linearen Berechnungsmodell; Darstellung für das ungebundene Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

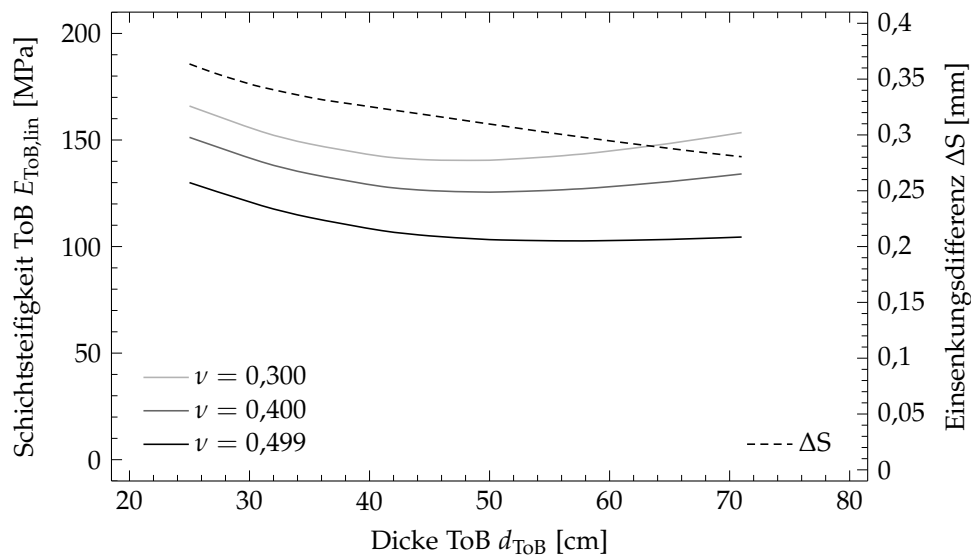


Abbildung 6.46: Darstellung der Einsenkungsdifferenz ermittelt im nichtlinearen Berechnungsmodell sowie der Schichtsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht für verschiedene Querdehnzahlen ν im äquivalenten linearen Berechnungsmodell; Darstellung für das ungebundene Tragschichtmaterial GRA2-M-2.0

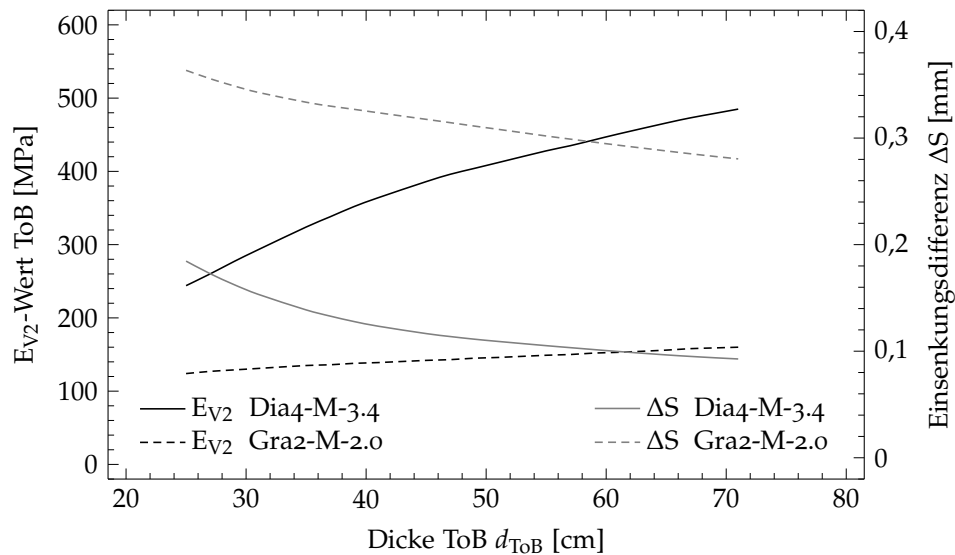


Abbildung 6.47: Darstellung der Einsenkungsdifferenz und des E_{V2} -Wertes in Abhängigkeit von der Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht, gültig für das lineare und das nichtlin. Berechnungsmodell; Darstellung für die ungebundenen Tragschichtmaterialien DIA4-M-3.4 und GRA2-M-2.0

Materials DIA4-M-3.4. Diese eindeutigen Abhängigkeiten lassen sich nicht auf den Einfluss der Querdehnzahl ν und die dazugehörigen Schichtsteifigkeiten $E_{ToB,lin}$ übertragen. Die ermittelten Schichtsteifigkeiten nehmen nicht konsequent mit zunehmender Dicke zu, sondern es stellt sich für mittlere Dicken zwischen 3 cm und 6 cm ein Minimum ein, was als ein besonders widerstandsfähiger Bereich interpretiert werden kann.

Bei Anwendung der beschriebenen Vorgehensweise bedingen unterschiedliche Querdehnzahlen der Gesteinskornmische in Kombination mit kalibrierten über den Modellquerschnitt konstanten Schichtsteifigkeiten gleiche Einsenkungen (im linearen Berechnungsmodell) und folglich auch gleiche E_{V2} -Werte. Die in Abbildung 6.47 dargestellten E_{V2} -Werte sind somit nur von der Tragschichtdicke und der -materialwahl abhängig.

*dreischichtige
Berechnungsmodelle*

Werden im Weiteren Berechnungen in einem Dreischichtsystem (Asphaltschicht auf ungebundener Tragschicht und Boden) mit Annahme linearer Materialeigenschaften für das granularer Tragschichtmaterial durchgeführt, so ergeben sich in der ungebundenen Tragschicht beispielsweise Beanspruchungszustände wie in Abbildung 6.48 dargestellt. Abbildung 6.48 zeigt die 1. Hauptdehnung ϵ_1 , die 1. und 3. Hauptspannung σ_1 und σ_3 sowie das Verhältnis aus dem Absolutwert der 1. Hauptspannung σ_1 und dem aufgetragenen Reifenkontaktdruck p_{Rd} als Maß der vorhandenen Zugbeanspruchung. Das verwendete „lineare Berechnungsmodell“ ist äquivalent zu dem der Abbildung 6.14 und 6.15 zugrundeliegendem „nichtlinearen Berechnungsmodell“ (DRESNER Modell mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul) und wurde für eine Querdehnzahl des Tragschichtmaterials von 0,4997 erstellt (vgl. Tabelle D.2 in Anhang D).

⁷ Für Querdehnzahlen $\geq 0,49$ empfiehlt sich der gemischte u-p Formalismus (Mixed Formulation) zur Berechnung konvergenter Lösungen.

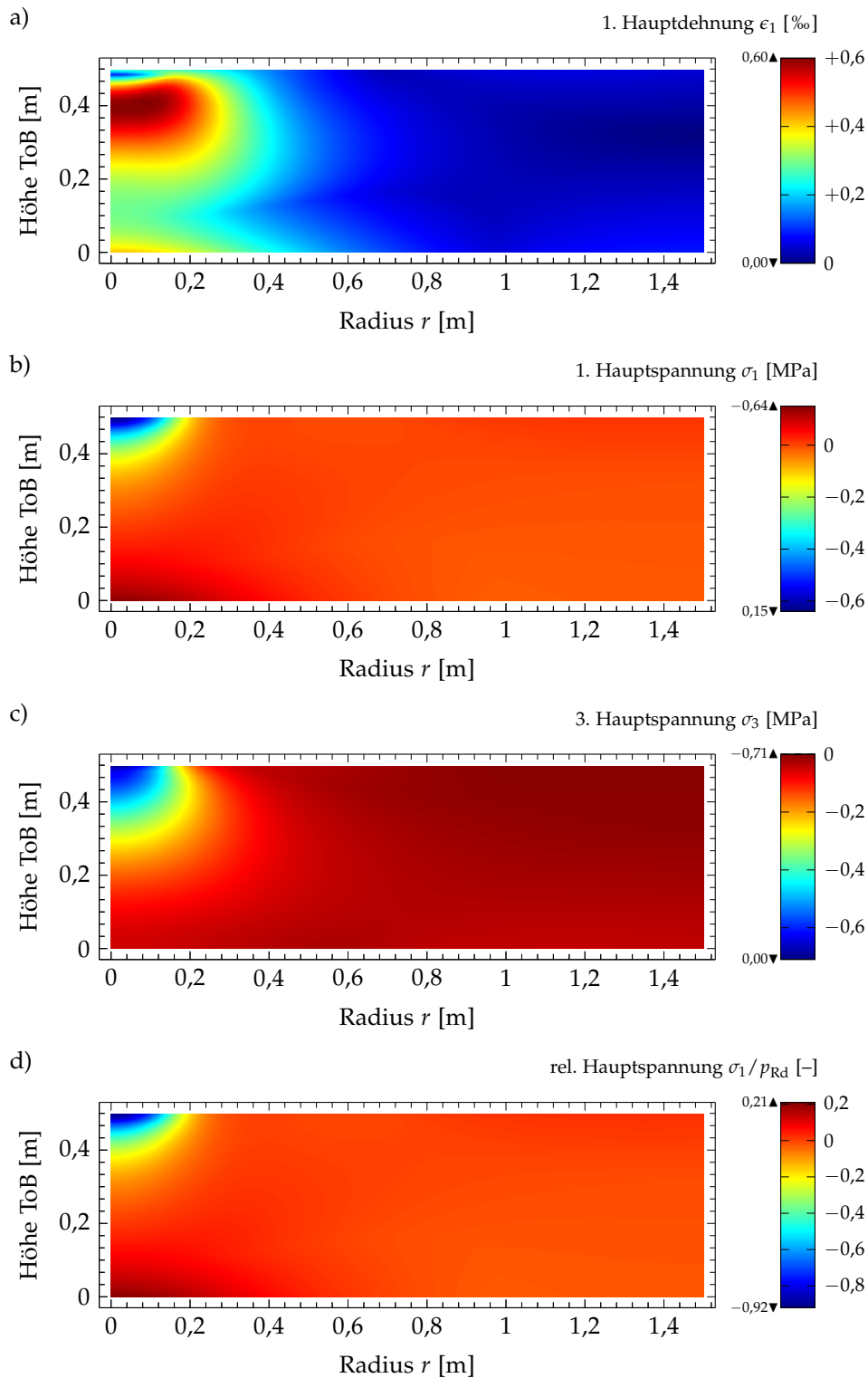


Abbildung 6.48: Lineares Berechnungsmodell äquivalent zu Abbildung 6.14 und 6.15; Darstellung (a) der 1. Hauptdehnung ϵ_1 , (b) der 1. Hauptspannung σ_1 , (c) der 3. Hauptspannung σ_3 und (d) des Verhältnisses: Absolutwert 1. Hauptspannung σ_1 zu Reifenkontaktdruck p_{Rd} im Modellquerschnitt der ungebundenen Tragschicht (ToB) für eine Radlast $RL = 5\text{ t}$ und eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} = 5\,000\text{ MPa}$; weitere Geometrie- und Materialbedingungen gemäß Tabelle 6.1.

Im linearen Berechnungsmodell zeigt der dargestellte Modellquerschnitt nur Zugdehnungen, mit ähnlich ausgeprägtem Maximum wie im äquivalenten nichtlinearen Berechnungsmodell. Wird die Querdehnzahl auf mindestens 0,3 reduziert (gemäß Querdehnzahl im nichtlinearen Modell unterhalb der Lasteinleitung, vgl. Abbildung 6.14), so nehmen die maximalen Druckdehnungen Werte ähnlich denen im „nichtlinearem Berechnungsmodell“ an. Hinsichtlich der Zugspannungen gilt anzumerken, dass unabhängig von der Wahl der Querdehnzahl Zugspannungen von maximal ca. 20 % des aufgetragenen Reifenkontaktdruckes p_{RD} in der Tragschicht verbleiben und zudem über nahezu den gesamten Querschnitt verteilt sind, ausgenommen der Bereich unterhalb der Lasteinleitung.⁸

*Ermüdungs-
nachweis*

Um die Berechnungsergebnisse bei Annahme linearen und nichtlinearen Materialverhaltens vergleichen und folgerichtig beurteilen zu können, bedarf es der Festlegung von Bewertungsgrößen. Vor dem Hintergrund der Bewertung des Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen wurde als Vergleichsgröße die maximale 1. Hauptdehnung an der Unterseite der Asphalttschicht definiert.

Abbildung 6.49 zeigt exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und verschiedene Radlasten RL die von der Dicke der Asphalttschicht abhängigen maximalen Dehnungen an der Unterseite der Asphalttschicht für das nichtlineare und das äquivalente lineare Berechnungsmodell. Auch bei Annahme linearer Materialeigenschaften für die granulare Tragschicht zeigt sich ein deutlich nichtlinearer Zusammenhang, d. h. ein Dickenbereich, in dem deutlich höhere Dehnungen erwartet werden können als außerhalb. Mit Zunahme der Radlasten nehmen auch die Dehnungen im linearen System verglichen mit denen im nichtlinearen System deutlich zu.

Wird zusätzlich die Querdehnzahl des Tragschichtmaterials im linearen System variiert, so ergibt sich für ein Berechnungsmodell mit einer Dicke der Asphalttschicht von $d_A = 4\text{ cm}$ die in Abbildung 6.50 dargestellte Abhängigkeit der maximalen Hauptdehnungen ϵ_1 von der aufgetragenen Radlast. Die Wahl der Querdehnzahl hat aufgrund der vorangegangenen Modellkalibrierung keinen nennenswerten Einfluss auf die dimensionierungsrelevante Dehnung an der Unterseite der Asphalttschicht zur Durchführung des Ermüdungsnachweises. Ein eventueller Einfluss der Querdehnzahl auf die rechnerische Nutzungsdauer einer Straßenbefestigung wird in Abbildung 7.13 diskutiert. Der Einfluss der Wahl der Berechnungsmethodik gewinnt für die Beispiele in Abbildung 6.50 mit zunehmender Radlast aufgrund des deutlich nichtlinearen Verhaltens des einbezogenen Tragschichtmaterials merklich an Bedeutung. Abbildung 6.50 gilt in Ergänzung zu Abbildung 6.21.

⁸ Von einem direkten Vergleich mit den Darstellungen in Abbildung 6.10 ist abzusehen. Dies setzt eine Neukalibrierung des linearen Berechnungsmodells voraus.

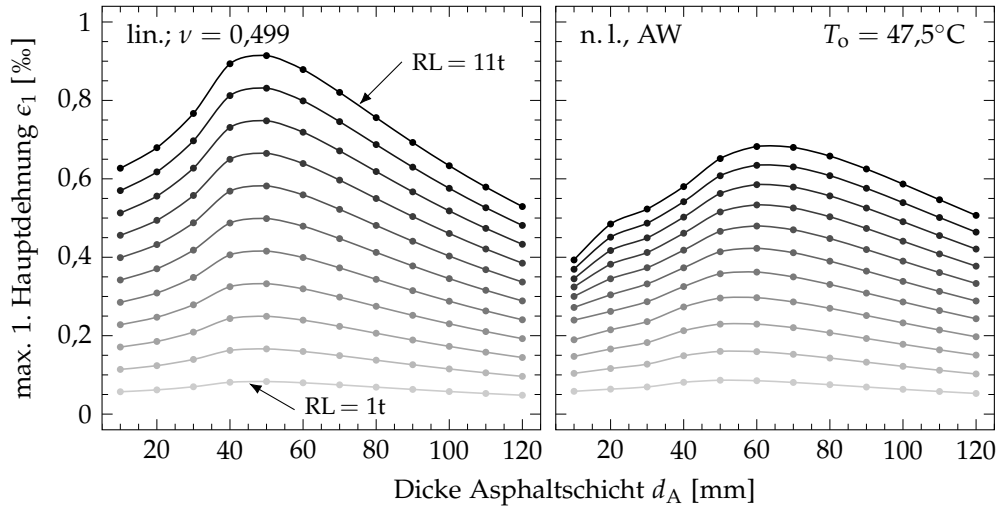


Abbildung 6.49: Maximale 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphalttschicht in Abhängigkeit von der Dicke der Asphalttschicht (d_A : 1 cm – 12 cm) und der aufgetragenen Radlast (RL : 1 t – 11 t) für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und den Asphalt hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$); links: Annahme linearer und rechts: nichtlinearer Materialeigenschaften für äquivalente Berechnungsmodelle; im nichtlinearen Berechnungsmodell: ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (vgl. Abbildung 6.35)

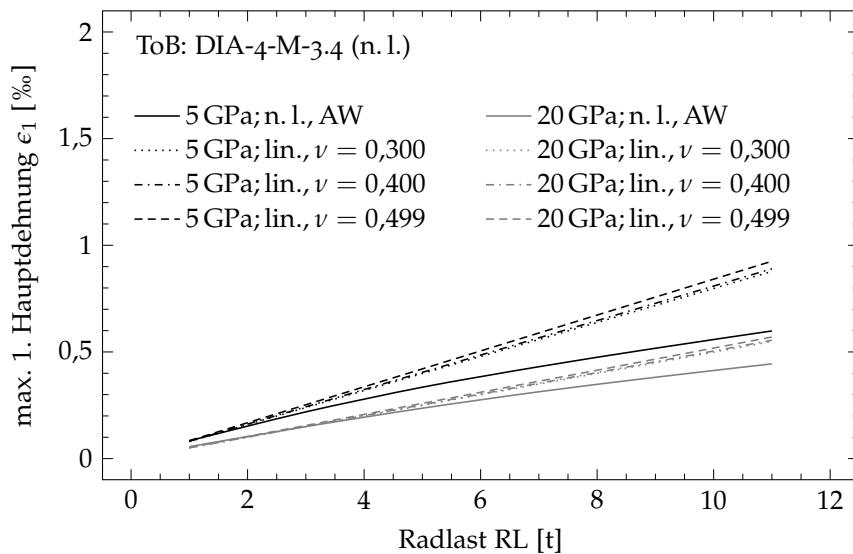


Abbildung 6.50: Maximale 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphalttschicht in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast RL, exemplarisch für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4$ cm und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm, dargestellt für zwei Asphaltsteifigkeiten und ein Tragschichtmaterial; vergleichend für verschiedene Berechnungsmethoden (linear; nicht linear mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls (AW))

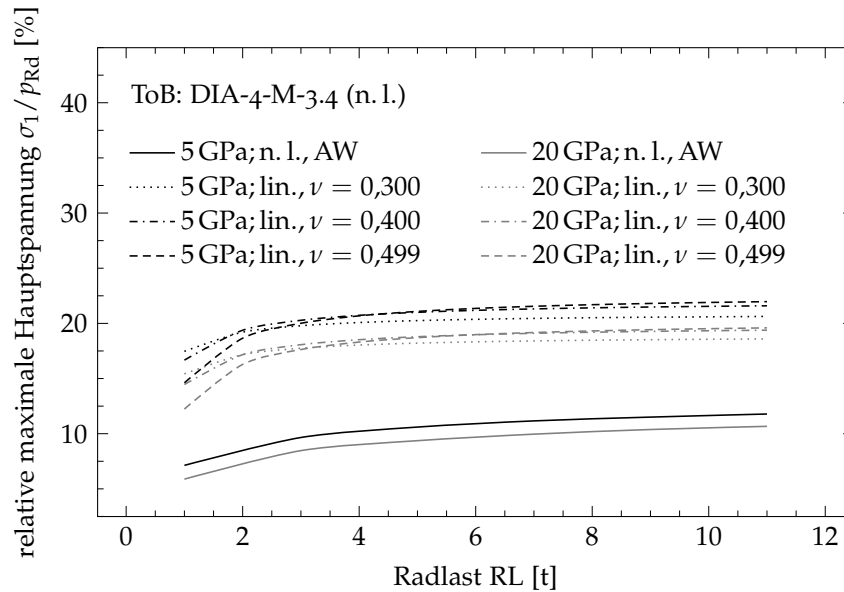


Abbildung 6.51: Maximale 1. Hauptspannungen σ_1 zu Reifenkontaktdruck p_{RD} in der ungebundenen Tragschicht in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast RL, exemplarisch für eine Dicke der Asphaltdecke $d_A = 4$ cm und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm, dargestellt für zwei Asphaltsteifigkeiten und ein Tragschichtmaterial; vergleichend für verschiedene Berechnungsmethoden (linear; nicht linear mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls (AW))

Zur Bewertung der in den Tragschichten ohne Bindemittel verbleibenden Zugbeanspruchungen wurden in Abbildung 6.51, entsprechend den vorangegangenen Berechnungen und der Darstellung in Abbildung 6.50, das Verhältnis der maximalen 1. Hauptspannung zum aufgetragenen Reifenkontaktdruck für äquivalente lineare und nichtlineare Berechnungsmodelle zusammengefasst. Die Anwendung des DRESDNER Modells in Kombination mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul führt zu Zugbeanspruchungen von im Mittel knapp 10 % der Radlast. Im linearen Berechnungsmodell betragen die Zugbeanspruchungen ca. 20 % der Radlast.

Es gilt anzumerken, dass die dargestellten Abhängigkeiten bei Annahme linearer Materialeigenschaften grundsätzlich durch lineare Verläufe (d. h. durch einen konstanten Wert) beschrieben werden müssten. Die hiervon abweichende Darstellung ist auf die Berücksichtigung der Eigengewichte der Materialien in den einzelnen Modellschichten zurückzuführen. Der Einfluss des Eigengewichtes kommt vornehmlich bei geringen Belastungen zum Tragen.

Verformungs-
nachweis

Neben dem Ermüdungsnachweis der Asphaltdecke ist gemäß den RDO Asphalt außerdem der Verformungsnachweis für die ungebundenen Schichten durchzuführen. Verschiedene Betrachtungen innerhalb dieser Arbeit haben gezeigt, dass einzig in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast, d. h. unabhängig von der Dicke der Asphaltdecke (untersucht bis $d_A = 12$ cm), in den voran verwendeten Berechnungsmodellen die vertikalen Beanspruchung σ_z auf der Oberseite der Tragschicht im linearen Berechnungsmodell im Mittel mindestens doppelt so groß sind wie im nichtlinearen Berechnungsmodell.

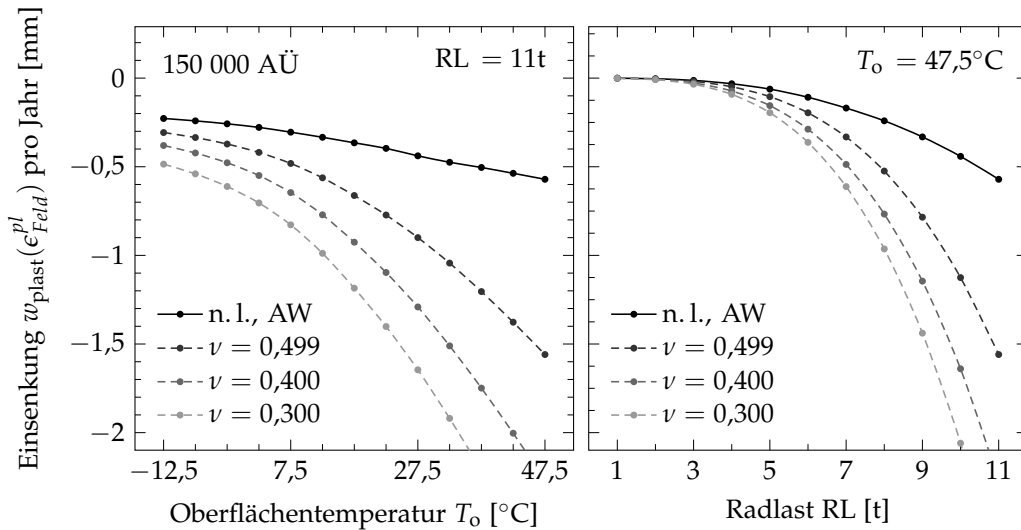


Abbildung 6.52: Maximale Einsenkung w_{pl} an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht für $N_{pl} = 150\,000\text{ A}\ddot{\text{U}}$; Darstellung (*links*) in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_0 ($-12,5^\circ\text{C}$ bis $47,5^\circ\text{C}$) für $RL = 11\text{ t}$ und (*rechts*) in Abhängigkeit von der aufgetragenen Radlast RL (1 t bis 11 t) für $T_0 = 47,5^\circ\text{C}$ exemplarisch für eine Dicke der Asphalt-schicht $d_A = 4\text{ cm}$ und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Ergänzend werden in Abbildung 6.52 die mittels des in Abschnitt 3.3.7 vorge-stellten Modellansatzes berechneten plastischen Einsenkungen auf der Ober-seite der ungebundenen Tragschicht bei Einbeziehung der voran verwendeten linearen Berechnungsmodelle für verschiedene Querdehnzahlen in Abhängig-keit von der temperatur- und verkehrslastbedingten Belastung im Vergleich zu den Einsenkungen im äquivalenten nichtlinearen Berechnungsmodell (vgl. Ab-bildung 6.41, Dimensionierungsfall) dargestellt. Das nichtlineare Berechnungsmodell führt aufgrund von Versteifungen zu deutlich geringeren Einsenkungen, wobei im linearen System die Einsenkungen maßgeblich von der berücksichtig-ten Querdehnzahl beeinflusst wird, trotz der im Kalibrierprozess angepassten Schichtsteifigkeiten.

Für die Kalibrierung eines linearen Berechnungsmodells ist der Auswahl einer geeigneten Querdehnzahl, mit der das tatsächliche Materialverhalten des zu modellierenden granularen Materials möglichst realitätsnah wiedergegeben werden kann, von besonderer Bedeutung. Aus den vorangegangenen Überle-gungen (vgl. auch Abschnitt 5.3 und Darstellungen wie in Abbildung 6.10b) lässt sich jedoch ableiten, dass bei Annahme linearer Materialeigenschaften kei-ne Querdehnzahl mit absoluter Sicherheit als einzig richtige Querdehnzahl de-finiiert werden kann.

Fazit

Grundsätzlich gilt hinsichtlich der angewendeten Methode zur Kalibrierung li-nearer Berechnungsmodelle zu bemerken, dass bei Anwendung bzw. Simulati-on des Plattendruckversuches nur eine mittlere Belastung aufgebracht bzw. be-rücksichtigt wird. Gesteinskornmische weisen nachweislich jedoch ein span-

nungsabhängiges nichtlineares Materialverhalten auf. Besonders große (ebenfalls zu berücksichtigende) Verkehrsbelastungen werden im Kalibrierprozess nicht berücksichtigt.

Eine vergleichende quantitative Bewertung der verwendeten linearen und nichtlinearen Berechnungsmethode anhand als äquivalent anzunehmender Berechnungsmodelle ist nur im Rahmen einer vollständigen Nachweisführung unter Berücksichtigung verschiedener Modell- und Belastungsbedingungen möglich. Hierfür wird auf Abschnitt 7.1.2 verwiesen.

6.6.5 Rechenaufwand und Reduzierung des Rechenaufwandes

Unter Einbeziehung verschiedener Nachweise werden im Rahmen dieser Arbeit Ausfallzeitpunkte bzw. Nutzungsdauern berechnet. In der Berechnung einer jeden Nutzungsdauer werden 143 Belastungszustände (gemäß den RDO Asphalt 09 [2]) berücksichtigt, die sich aus den möglichen Kombinationen verschiedener Oberflächentemperaturen T_o und Radlasten RL ergeben.

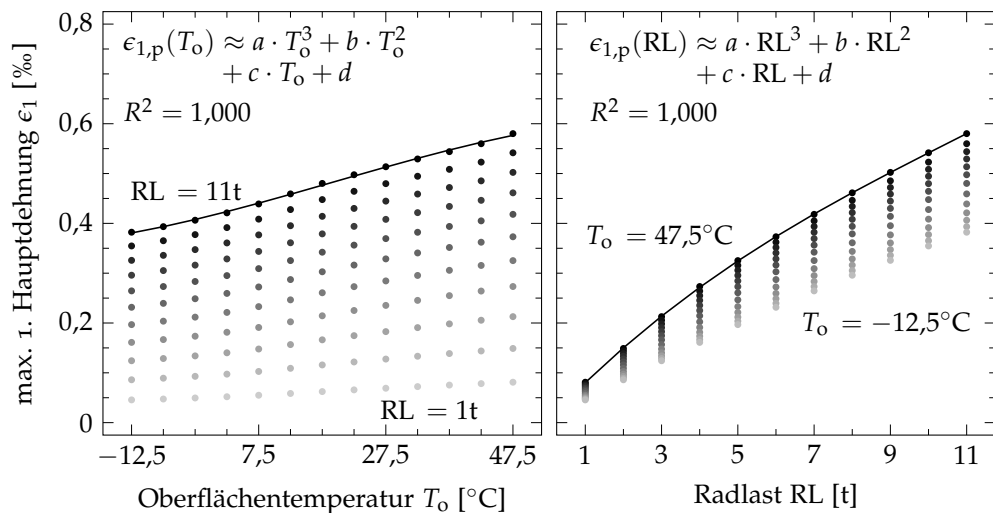


Abbildung 6.53: Maximalen Hauptdehnung $\epsilon_{1,p}$ an der Unterseite der Asphalttschicht in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_o und der Radlast RL; Darstellung exemplarisch für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4$ cm und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm sowie die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

Für den Ermüdungsnachweis gemäß den RDO Asphalt sind die maximalen Biegezugdehnungen im Asphaltpaket maßgebend. In Abbildung 6.53 werden für ein Berechnungsmodell exemplarisch die ermittelten maximalen Hauptdehnungen in Abhängigkeit von den einbezogenen Oberflächentemperaturen T_o und Radlasten RL dargestellt. Der Zusammenhang zwischen maximaler Hauptdehnung und Oberflächentemperatur bzw. Radlast lässt sich jeweils nahezu exakt durch ein Polynom dritten Grades beschreiben. Die Betrachtung anderer einbezogener Berechnungsmodelle mit abweichender Modellgeometrie und Materialkombination führt zur gleichen Schlussfolgerung.

Ein Polynom dritten Grades lässt sich mathematisch eindeutig durch vier Punkte, d. h. vier Stützstellen, definieren. Dies bedeutet, dass zur Berücksichtigung von 143 Belastungszuständen je Belastungsgröße nur vier Zustände rechnerisch einzubeziehen sind, woraus sich $4 \cdot 4 = 16$ maßgebende Belastungszustände ergeben. Aus den 16 Belastungszuständen folgen beispielsweise 16 maximale Hauptdehnungen, aus denen wiederum Polynome dritten Grades ($\epsilon_{1,p}$) gemäß Abbildung 6.53 gebildet werden können. Auf Grundlage dieser Polynome können dann für beliebige Kombinationen aus Oberflächentemperatur und Radlast die für die Dimensionierung eines Aufbaus erforderlichen Zugdehnungen berechnet werden.

Der Berechnungsaufwand für ein Berechnungsmodell kann somit um ca. 90 % reduziert werden. Dies ist bei Anwendung nichtlinearer Stoffmodelle von besonderer Bedeutung, da hier die Berücksichtigung aller relevanten Beanspruchungszustände erforderlich ist. Eine Skalierung der Ergebnisse für unterschiedliche Belastungen ist im Gegensatz zur Verwendung linearer Materialmodelle nicht möglich, was somit einen deutlich größeren Berechnungsaufwand mit sich bringt, als es der Fall ist bei Annahme linearer Materialeigenschaften (vgl. Abschnitt 4.1.2).

Die beschriebene Vorgehensweise kann auch auf andere dimensionierungsrelevante Größen übertragen werden. In diesem Fall gilt jedoch zunächst zu überprüfen, ob die Zusammenhänge zwischen Belastungsgröße und Dimensionierungsgröße ebenfalls durch ein Polynom dritten Grades oder durch einen anderen Ansatz beschrieben werden können.

Perspektivisch sollten Dimensionierungsberechnungen für Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel auf Grundlage der RDO Asphalt 09/19 ([3]) durchgeführt werden. Aus der Kombination von 13 charakteristischen Oberflächentemperaturen mit 12 charakteristischen Temperaturänderungsverläufen und 26 Radlasten ergeben sich für ein Berechnungsmodell maximal 4056 Belastungskombinationen⁹, d. h. 28 mal mehr Kombinationen als bei Anwendung der RDO Asphalt 09 ([2]). Eine Berücksichtigung aller Belastungskombinationen bei Durchführung von Finite Elemente Berechnungen zu Ermittlung von dimensionierungs- und bewertungsrelevanten Beanspruchungszuständen ist somit nicht möglich.

Es wird daher bei Anwendung der RDO Asphalt 09/19 angeregt, bei Finite Elemente Berechnungen für Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten von ca. 4 cm eine über den Querschnitt konstante mittlere Temperatur anzunehmen. Dies ermöglicht wieder die Reduzierung zu berücksichtigender temperaturbedingter Beanspruchungszustände auf 4 charakteristische Oberflächentemperaturen. Anhand der resultierenden durch Polynome beschreibbaren Abhängigkeiten lassen sich anschließend wieder die gewünschten Beanspruchungen ermitteln. Inwieweit die Berücksichtigung von über den Querschnitt konstanter mittlerer Temperaturen bzw. mittlerer Schichtsteifigkeiten zu berechnende Nutzungsdauern beeinflusst gilt es durch vereinfachte Annahmen zu prüfen.

⁹ Die Anzahl an zu berücksichtigenden Belastungskombinationen reduziert sich um die Anzahl der Belastungskombinationen, die mit der Häufigkeit Null belegt sind.

Die in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungen wurden mit einem Windows-Server-2019-System (Windows Server 2019 Standard, Version 1809) mit vier Intel®-Xeon®-E5-4620-v2-CPUs (@ 2,60 GHz), 256 GB Arbeitsspeicher und parallelisiert auf vier Rechenkernen durchgeführt. Für ein Berechnungsmodell mit Annahme nichtlinearer Materialeigenschaften für die granularen Tragschichtmaterialien und 143 Belastungszustände (d. h. 143 Zustandsberechnungen) waren 1,5 – 3,5 h erforderlich. Die tatsächliche Berechnungszeit ist hierbei maßgeblich von der Netzgestaltung und der Materialkombination abhängig. Allgemeingültige Aussagen lassen sich nicht ableiten.

Den in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungsergebnissen liegen über 180 Berechnungsmodelle zugrunde, die sich hinsichtlich Modellgeometrie, Materialwahl und Randbedingungen unterscheiden (vgl. Abschnitt 6.2 und Tabelle 6.1). In Kombination mit verschiedenen Belastungszuständen, resultierend aus unterschiedlichen temperatur- und verkehrsbedingten Belastungen, ergeben sich ca. 26 000 berechnete Beanspruchungszustände (bzw. Berechnungsmodelle). Unter Anwendung der in Kapitel 4 beschriebenen Nachweise wurden in umfänglichem Maße Nutzungsdauern berechnet. Die nachfolgenden grafischen Darstellungen beziehen ca. 1 000 prognostizierte Nutzungsdauern (Datenpunkte) ein. Insgesamt wurden ca. 2 000 Dimensionierungsberechnungen durchgeführt bzw. Nutzungsdauern berechnet.

Für alle Berechnungsmodelle zur Ermittlung dimensionierungsrelevanter Eingangsdaten wurden die Finite-Elemente Netze so festgelegt, dass von ausreichender Netzkonvergenz ausgegangen werden kann.

7.1 NACHWEIS DER ERMÜDUNGSRISSBILDUNG DES ASPHALTOBERBAUS

Zum Nachweis der Ermüdungsrisssbildung wurde die in Abschnitt 4.2.1 beschriebene Vorgehensweise unter Anwendung des deterministischen Verfahrens umgesetzt. Nachfolgend wird zwischen Berechnungen unter Annahme linear- und nichtlinear elastischen Materialverhaltens der in den Tragschichten ohne Bindemittel verwendeten Materialien unterschieden.

7.1.1 Nichtlinearer Berechnungsansatz

Unter Annahme eines spezifischen Konstruktionsaufbaus, der durch definierte Kombinationen temperatur- und verkehrsbedingter Belastungen bei einer bestimmten Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen beansprucht wird, lässt sich für diesen Konstruktionsaufbau eine Nutzungszeit bzw. ein Ausfallzeitpunkt prognostizieren. Verschiedene Beanspruchungszustände werden somit bei Anwendung der deterministischen Verfahrensweise durch einen Ausfallzeitpunkt bzw. einen Datenpunkt repräsentiert.

Werden nun beispielsweise die Eingangsgrößen Dicke der Asphaltsschicht d_A und die Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen variiert, so ergeben sich die Zusammenhänge wie in Abbildung 7.1 gezeigt. Dargestellt sind hier die berechneten Ausfallzeitpunkte für die Asphaltsschicht in Abhängigkeit von den Schichtdicken d_A .

Die berücksichtigten Befestigungsvarianten zeigen die größten dimensionierungsrelevanten Beanspruchungen an der Unterseite der Asphalttschicht (vgl. Abschnitt 6.6), die berechneten Ausfallzeitpunkte beziehen sich somit ebenfalls auf die Unterseite der Asphalttschicht. Ein Graf repräsentiert eine konstante Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen pro Jahr.

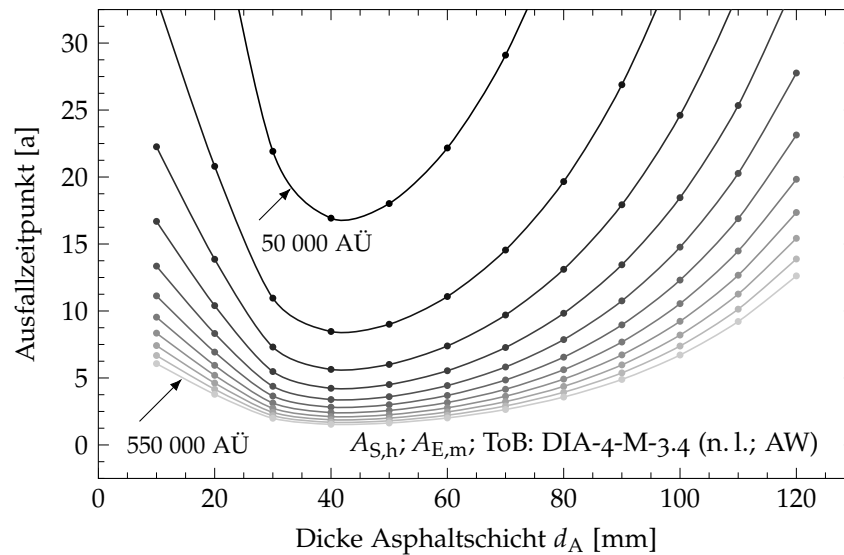


Abbildung 7.1: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphalttschicht; in Abhängigkeit von der Dicke der Asphalttschicht d_A (1 cm – 12 cm) für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (50 000 – 550 000 AÜ; jeweils 50 000 AÜ Differenz); Darstellung exemplarisch für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n. l.), (vergrößerte Darstellung zu Abbildung E.1; Darstellung in Abhängigkeit von der Anzahl der Achsübergänge in Abbildung E.2, jeweils in Anhang E)

Die zugrundeliegenden Berechnungen erfolgten für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht von $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie das ungebundene Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 mit ebenfalls hoher Steifigkeit. Zur Modellierung des Verhaltens des Tragschichtmaterials wurde das DRESNER Modell in angepasster Form mit Oktaederspannung und mit erweitertem Gültigkeitsbereich (vorangegangen als Aufweichen des Elastizitätsmoduls „AW“ bezeichnet) angewendet (vgl. Abschnitt 6.5.1).

Für eine mittlere Dicke der Asphalttschicht zwischen 3 cm und 6 cm stellt sich ein Minimum hinsichtlich des prognostizierten Ausfallzeitpunktes ein, ähnlich den Ausführungen in Abschnitt 6.6.3. Bei einer Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen pro Jahr von 150 000 AÜ ergibt sich eine prognostizierte Nutzungsdauer von 5,6 Jahren. Dies liegt etwas unterhalb der bekannten auf Erfahrungen beruhenden Nutzungsdauern von Asphaltbefestigungen mit

dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel in anderen Ländern.¹

Werden nun vergleichende Berechnungen mit dem DRESDNER Modell in angepasster Form mit Oktaederspannung, ohne erweiterten Gültigkeitsbereich (vorangegangen als nicht aufgeweicht bezeichnet), durchgeführt, so resultieren qualitativ ähnliche Ergebnisse. Nachfolgend werden Berechnungsergebnisse auf Grundlage des DRESDNER Modells in ursprünglicher Form aber mit Oktaederspannungen mit „nAW“ (nicht AufgeWeicht) und bei Aufweichen des Elastizitätsmoduls mit „AW“ (AufgeWeicht) gekennzeichnet.

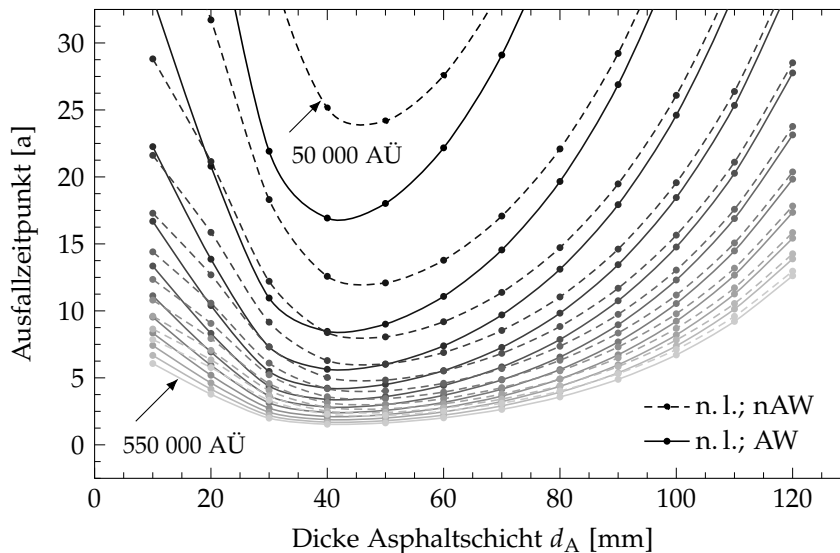


Abbildung 7.2: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht bei Anwendung des DRESDNER Modells in ursprünglicher Form (nAW) und erweiterter Form mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul (AW); in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm) für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (50 000 – 550 000 AÜ; jeweils 50 000 AÜ Differenz); Darstellung exemplarisch für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlere Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

Der Vergleich der Anwendung beider Berechnungsansätze in Abbildung 7.2 zeigt, dass bei Anwendung des DRESDNER Modells in ursprünglicher Form (ohne Aufweichen) sich der Bereich der geringsten Nutzungsdauer leicht in Richtung dickere Asphaltsschichten verschiebt und zudem in diesem Bereich sich deutlich längere Nutzungszeiten ergeben. Bei einer Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen pro Jahr von 150 000 AÜ ergibt sich bei einer Dicke der Asphaltsschicht von 4 cm nun eine prognostizierte Nutzungsdauer von 8,4 Jahren. Durch das Aufweichen des Elastizitätsmoduls werden in den Tragschichten ohne Bindemittel auftretende Zugbeanspruchungen als Nebeneffekt reduziert. Des Weiteren resultiert aus den aufgeweichten Bereichen eine

¹ Überlieferung Erfahrungswerte durch Expertenbefragung.

größere Gesamtverformung der ungebundenen Tragschicht, was zu größeren dimensionierungsrelevanten Dehnungen an der Unterseite der Asphaltsschicht führt, woraus kürzere Nutzungsdauern folgen.

Die Berechnungsvariante mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls, die rechnerisch zu kürzeren Nutzungsdauern führt, ist durch den erweiterten Gültigkeitsbereich des DRESNER Modells als Vorzugsvariante anzusehen und bildet somit die Grundlage für alle nachfolgenden Betrachtungen.

In Kapitel 4 wird aufgeführt, welche Dicken ungebundener Tragschichten bei Berücksichtigung der gemäß den RSTO 12 ([1]) vorgegebenen frostsicheren Dicken für Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Asphaltsschichtdicke vorzuhalten sind. In Abbildung 7.3 werden die berechneten Ausfallzeitpunkte für drei Tragschichtdicken und 150 000 dimensionierungsrelevante Achsübergänge verglichen und den Ausfallzeitpunkten berechnet für eine konstante frostsichere Dicke von $d_{FS} = 60$ cm (mit $d_{FS} = d_A + d_{ToB}$) gegenüber gestellt. Im Mittel zeigen die beiden Ansätze nur geringe Abweichungen, die sich qualitativ durch die jeweils verwendeten Schichtdicken erklären lassen. Eine ergänzende Darstellung der relativen Abweichungen zwischen den Berechnungsergebnissen auf Grundlage der beiden Herangehensweisen befindet sich mit Abbildung E.3 in Anhang E. Für eine differenzierte Bewertung einzelner Einflussgrößen sowie umfassende Berechnungen wie in dieser Arbeit erweist es sich als sinnvoll, die Dicke der ungebundenen Tragschicht separat zu variieren. Eine Variation der frostsicheren Dicke beinhaltet gleichzeitig eine Variation der Dicke der Asphaltsschicht und der ungebundenen Tragschicht.

Bei einer Dicke der Asphaltsschicht von $d_A = 4$ cm führt eine 20 cm-dickere Tragschicht mit $d_{ToB} = 60$ cm rechnerisch zu einer mehr als doppelt so langen Nutzungsdauer mit 8,1 Jahren im Vergleich zu einer Befestigung mit einer Tragschichtdicke von $d_{ToB} = 40$ cm, für die sich eine Nutzungsdauer von 3,5 Jahren ergibt. Wird die Dicke der ungebundenen Tragschicht weiter erhöht, so verringert sich der Einfluss auf die berechnete Nutzungszeit. Es zeigt sich eindeutig ein nichtlinearer Zusammenhang, wie in Abbildung 7.4 dargestellt.

Neben den Schichtdicken einer zu bewertenden Konstruktion haben die Eigenschaften bzw. das resultierende Verhalten der in den einzelnen Schichten zu berücksichtigenden Materialien einen sehr großen Einfluss auf den rechnerischen Ausfallzeitpunkt dieser Befestigung. In Abbildung 7.5 und 7.6 werden die berechneten Ausfallzeitpunkte für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen von 150 000 AÜ für verschiedene Kombinationen aus Asphalt- und Tragschichtmaterial dargestellt (vgl. Kapitel 5).

Einzelne Asphaltvarianten besitzen zwar nur eine sehr geringe Praxisrelevanz, jedoch soll im Sinne eines „Best-Case / Worst-Case Szenarios“ die grundsätzlich mögliche Spanne an zu erwartenden Ausfallzeitpunkten aufgezeigt werden. Die Abbildungen verdeutlichen, dass nicht nur der Wahl der granularen Tragschichtmaterialien eine besondere Bedeutung in Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten beizumessen ist, sondern auch der Wahl der Asphalte. Wird ein Asphalt mit besonders hoher Steifigkeit und sehr guter Ermüdungsbeständigkeit verwendet, so kann bei einer Dicke der Asphaltsschicht von $d_A = 4$ cm

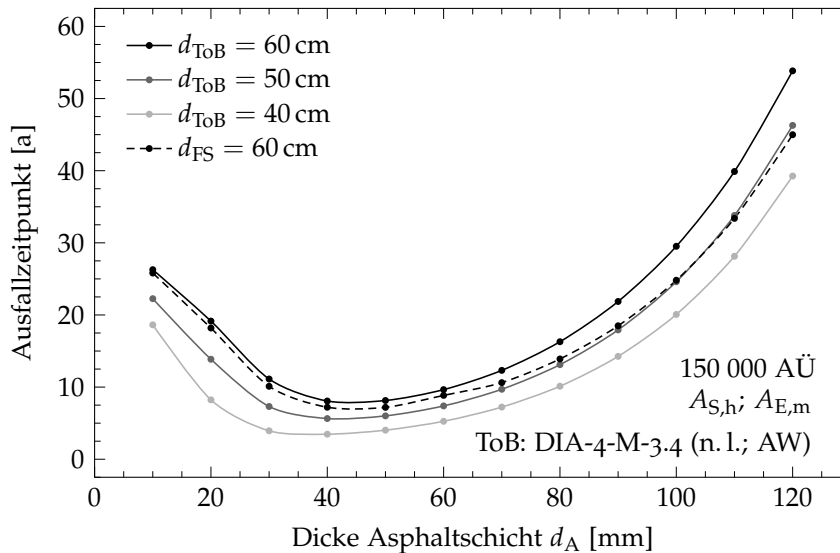


Abbildung 7.3: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphalttschicht; in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalttschicht (1 cm – 12 cm) für verschiedene Dicken d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (40 cm, 50 cm und 60 cm) im Vergleich zu Aufbauten mit konstanter frostsicherer Dicke d_{FS} ; Darstellung exemplarisch für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\,000$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

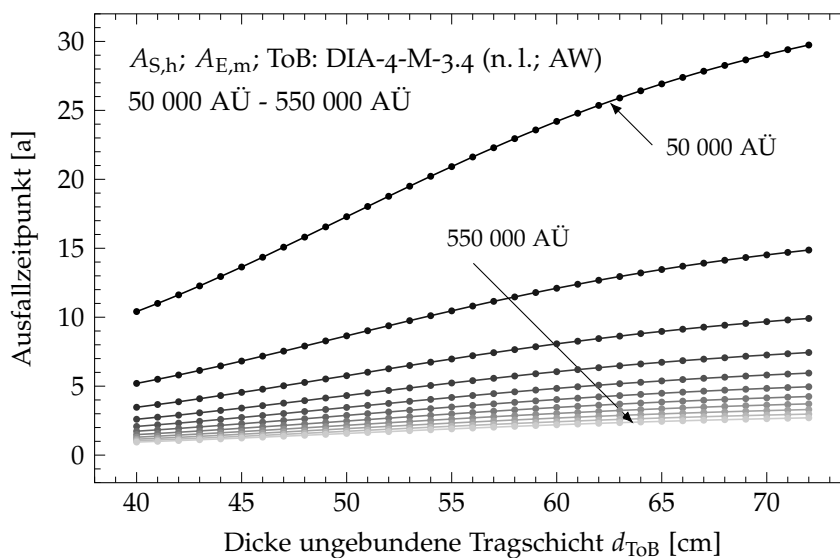


Abbildung 7.4: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphalttschicht in Abhängigkeit von der Dicke der ungebundenen Tragschicht d_{ToB} (40 cm – 72 cm) für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $A_{E,n}$ (50 000 – 550 000 AÜ; jeweils 50 000 AÜ Differenz); Darstellung exemplarisch für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4$ cm und die Materialkomb.: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

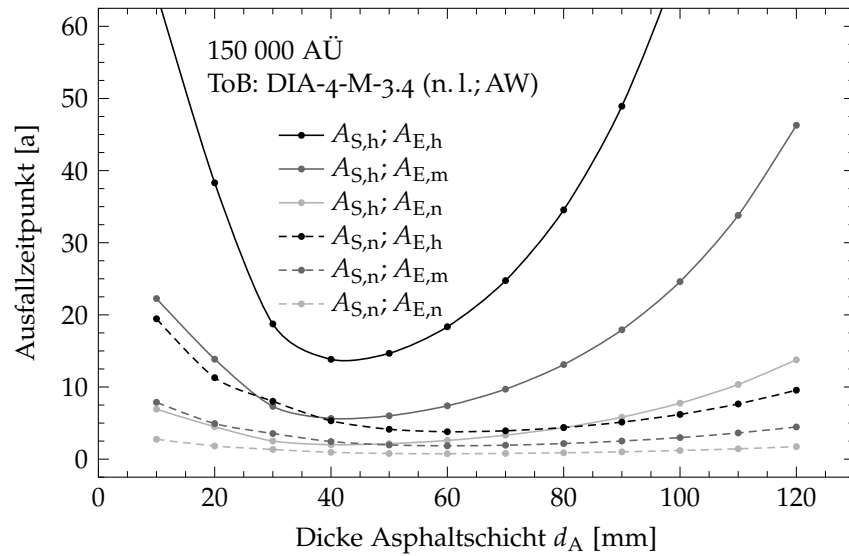


Abbildung 7.5: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm); Darstellung exemplarisch für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\,000$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und verschiedene Materialkombinationen: Asphalt mit hoher ($A_{S,h}$) und geringer ($A_{S,n}$) Steifigkeit und hoher ($A_{E,h}$), mittlerer ($A_{E,m}$) und geringer ($A_{E,n}$) Ermüdungsbeständigkeit sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

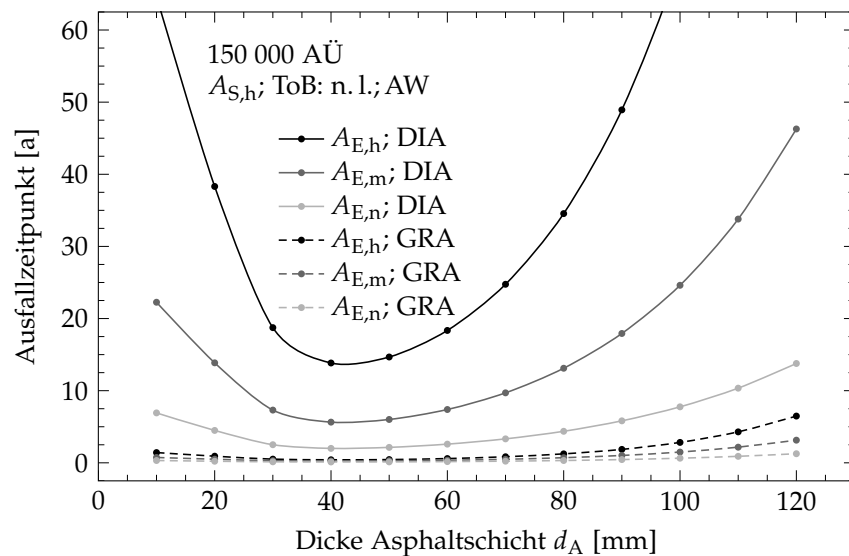


Abbildung 7.6: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltsschicht (1 cm – 12 cm); Darstellung exemplarisch für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\,000$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und verschiedene Materialkombinationen: Asphalt mit hoher ($A_{S,h}$) Steifigkeit und hoher ($A_{E,h}$), mittlerer ($A_{E,m}$) und geringer ($A_{E,n}$) Ermüdungsbeständigkeit sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (DIA) und GRA2-M-2.0 (GRA) (jeweils Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

rechnerisch eine mehr als doppelt so lange Nutzungsdauer (mit 13,8 Jahren) erwartet werden wie bei Berücksichtigung eines Asphalttes mit nur mittlerer Ermüdungsbeständigkeit (mit 5,8 Jahren).

Sowohl in der Asphalt- als auch in der Tragschicht ohne Bindemittel sind somit „qualitativ hochwertige“ Materialien, d. h. Materialien geeigneter Gebrauchseigenschaften (vgl. Kapitel 2), zu verwenden.

In den vorangegangenen Darstellungen wurden keine kryogenen Zugbeanspruchungen berücksichtigt. Werden die in Abbildung 5.3 dargestellten Beanspruchungen bei der Durchführung des Ermüdungsnachweises mit einbezogen, so ergeben sich für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen von 150 000 AÜ und abermals für die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie das ungebundene Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 die in Abbildung 7.7 dargestellten Grafen.

Mit Zunahme der kryogenen Beanspruchung nehmen die berechneten Ausfallzeitpunkte erwartungsgemäß ab. Bei einer Dicke der Asphaltsschicht von 4 bis 6 cm erscheinen die absoluten Abweichungen zwischen den einzelnen Grafen sehr gering. Relativ betrachtet ergibt sich, werden die Ausfallzeitpunkte, ermittelt bei größter kryogener Beanspruchung, auf die Ausfallzeitpunkte bezogen, bestimmt ohne kryogene Beanspruchung, so ergibt sich bei einer Asphaltsschichtdicke von 4 cm eine Abweichung von 11,8 % und bei einer Asphaltsschichtdicke von 5 cm eine Abweichung von 10,9 %.

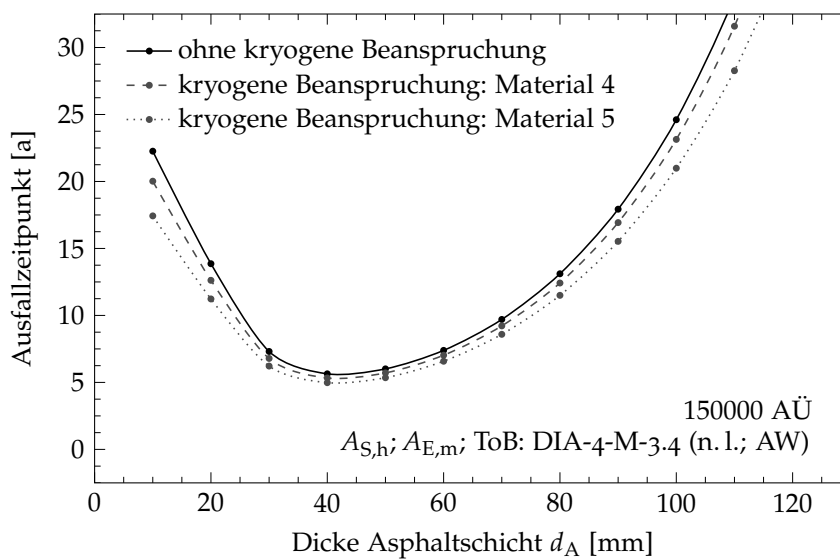


Abbildung 7.7: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltsschicht (1 cm – 12 cm) bei Annahme unterschiedlicher kryogener Beanspruchungen; Darstellung exemplarisch für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\,000$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher ($A_{S,h}$) Steifigkeit und mittlerer ($A_{E,m}$) Ermüdungsbeständigkeit sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

Für die Betrachtungen in diesem Kapitel wurden die Ermüdungsnachweise ausschließlich für die Temperaturzone 1 nach den RDO Asphalt durchgeführt. Zur Bewertung des Einflusses unterschiedlicher Temperaturzonen wird auf Abbildung E.4 in Anhang E verwiesen. Hier wird der prognostizierte Ausfallzeitpunkt in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht für verschiedene Temperaturzonen für eine Materialkombination dargestellt. Erwartungsgemäß kann der Einfluss der Temperaturzone bei Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten vernachlässigt werden. Dies liegt daran, dass im oberen Befestigungsbereich die prognostizierten Temperaturzustände in unterschiedlichen Temperaturzonen in Abhängigkeit von den charakteristischen Oberflächentemperaturen nahezu identisch sind (vgl. Abschnitt 4.1.1.1). Folglich werden erst bei größeren Asphaltsschichtdicken Unterschiede in den berechneten Nutzungsdauern sichtbar. Der Einfluss der Änderung der Temperatur in die Tiefe einer Befestigung ist jedoch nicht vernachlässigbar.

Die Überlegungen in Abschnitt 6.6.3 haben gezeigt, dass auch an der Oberseite der Asphaltsschicht nennenswerte Zugbeanspruchungen auftreten können. Um diese unter Berücksichtigung verschiedener Belastungskombinationen zu bewerten, wurden ergänzend aus den maximalen Zugdehnungen an der Oberseite ausgewählter Berechnungsmodelle Ausfallzeitpunkte unter Berücksichtigung der Annahmen in den vorangegangenen Berechnungen ermittelt.

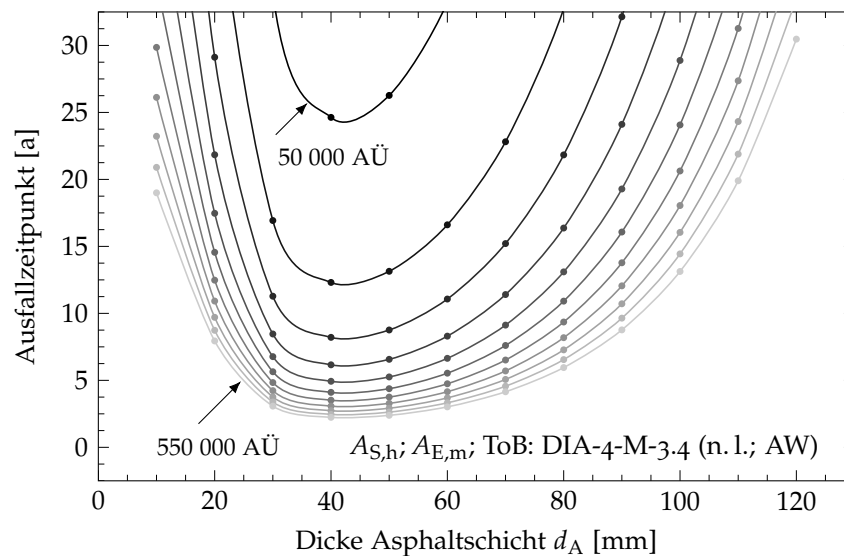


Abbildung 7.8: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht auf Grundlage der maximalen Zugdehnungen an der Oberseite der Asphaltsschicht; in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm) für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (50 000 – 550 000 AÜ; jeweils 50 000 AÜ Differenz); Darstellung exemplarisch für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4

In Abbildung 7.8 sind zunächst die berechneten Ausfallzeitpunkte für die der Abbildung 7.1 zugrundeliegenden Modellvarianten für die maximalen Zugdeh-

nungen an der Oberseite der Asphaltsschicht dargestellt. Auch hier stellt sich ein Bereich deutlich geringerer Ausfallzeitpunkte ein. Die Ausbildung dieses Bereiches ist im Vergleich zu dem in Abbildung 7.1 Dargestellten deutlich steiler. Geringere Änderungen in der Dicke der Asphaltsschicht bedingen wesentlich größere Änderungen in den prognostizierten Ausfallzeitpunkten.

Für einen direkten Vergleich der Ausfallzeitpunkte, berechnet aus den maximalen Zugdehnungen an der Ober- (AS_o) und Unterseite (AS_u) der Asphaltsschicht, wird auf Abbildung 7.9 (Asphalt mit mittlerer Ermüdungsbeständigkeit $A_{E,m}$) und Abbildung 7.10 (Asphalt mit hoher Ermüdungsbeständigkeit $A_{E,h}$) verwiesen. Eine bessere Ermüdungsbeständigkeit bedingt rechnerisch nicht nur längere Nutzungsdauern, sondern führt auch zu einer steileren Trichterausbildung. Geringe Änderungen der Dicke der Asphaltsschicht können somit zu größeren Änderungen in den prognostizierten Ausfallzeitpunkten führen. Bei Annahme hoher Asphaltsteifigkeit und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit sowie Asphaltsschichtdicken von ca. 4cm wurden für Nachweispunkte an der Ober- und Unterseite der Asphaltsschicht Ausfallzeitpunkte in ähnlicher Größenordnung berechnet. Bei Zunahme der Ermüdungsbeständigkeit reduziert sich dieser Effekt, die Beanspruchungen an der Oberseite der Asphaltsschicht nehmen ab und die berechneten Ausfallzeitpunkte zu. Da die Oberseite der Asphaltdeckschicht nachweislich durch verschiedenste Einflüsse zusätzlich beansprucht wird, wird empfohlen, bei Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel den Ermüdungsnachweis nicht ausschließlich auf die Unterseite der Asphaltsschicht zu beziehen.

Ergänzend ist in Anhang E in Abbildung E.5 das Verhältnis der Ausfallzeitpunkte - bestimmt für die Oberseite - denen - bestimmt für die Unterseite - für die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit (vgl. Abbildung 7.9) für eine Dicke der Asphaltsschicht bis 24cm dargestellt. Die Abbildung bestätigt, dass sich für dünne Asphaltpakete an der Ober- und Unterseite Nutzungsdauern in ähnlicher Größenordnung ergeben.

In Ergänzung zur Berechnung von Nutzungsdauern mit MICROSOFT EXCEL wurde der Nachweis der Ermüdungsrissbildung über die Bewertung der Summe nach MINER in COMSOL MULTIPHYSICS implementiert. In Abbildung 7.11 wird für verschiedene Modellannahmen die Verteilung der Summe nach MINER über den Querschnitt der Asphaltsschicht nach dem ersten Nutzungsjahr dargestellt.

Da in den durchgeführten Berechnungen eine über den Betrachtungszeitraum konstante Verkehrsbelastung angenommen wurde, kann die jeweilige Summe nach MINER als „jährliche Summe nach MINER“ angesehen und für beliebige Zeiträume linear extrapoliert werden. Erreicht die Summe nach MINER den Wert Eins, so gelten die betrachteten Befestigungskonstruktionen als ausgefallen und es ergeben sich rechnerisch die angegebenen Nutzungsdauern, hier explizit dargestellt für einen Nachweispunkt an der Unterseite der Asphaltsschicht unterhalb der Lasteinleitung in der Lastachse. Die genannten Nutzungsdauern entsprechen den in den vorangegangenen Darstellungen zusammengefassten Ergebnissen.

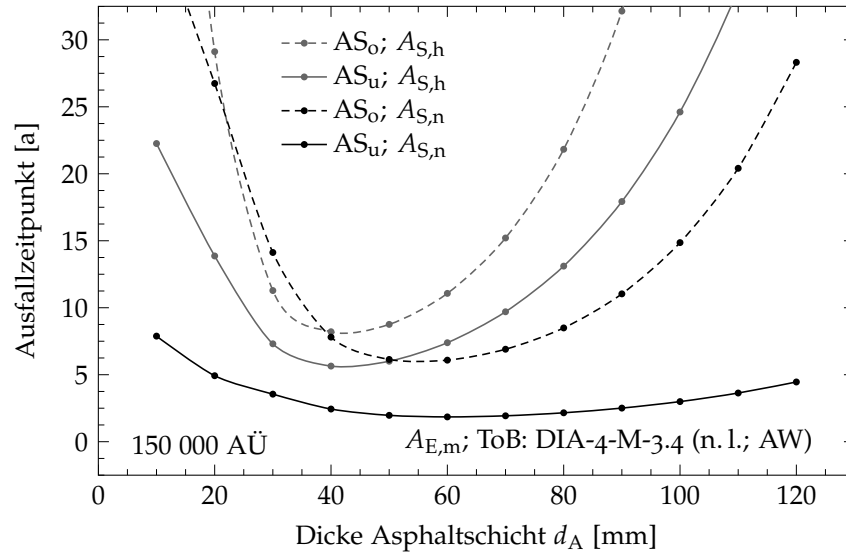


Abbildung 7.9: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht auf Grundlage der maximalen Zugdehnungen an der Oberseite (AS_o) und der Unterseite (AS_u) der Asphaltsschicht; in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm) für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen c ; Darstellung exemplarisch für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) bzw. geringer Steifigkeit ($A_{S,n}$) und mittlere Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n. l.)

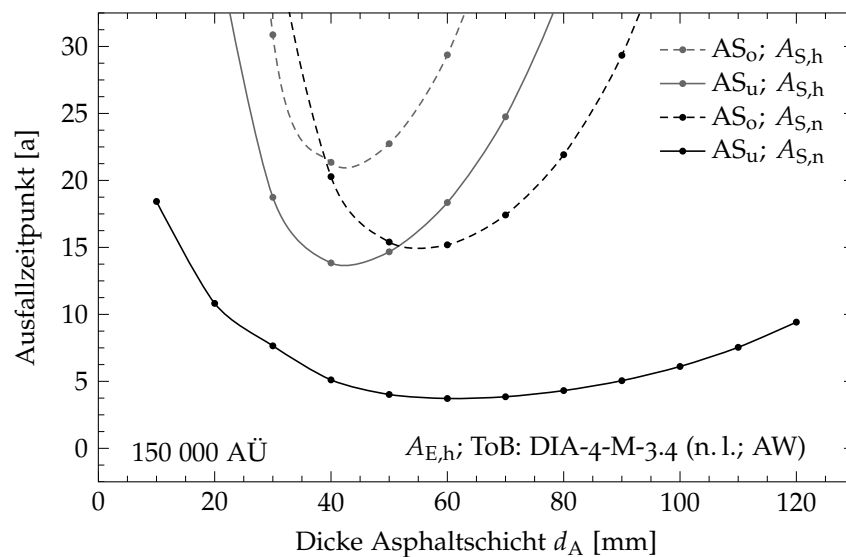


Abbildung 7.10: Annahmen wie in Abbildung 7.9, jedoch Berechnung mit Asphalt mit hoher Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,h}$)

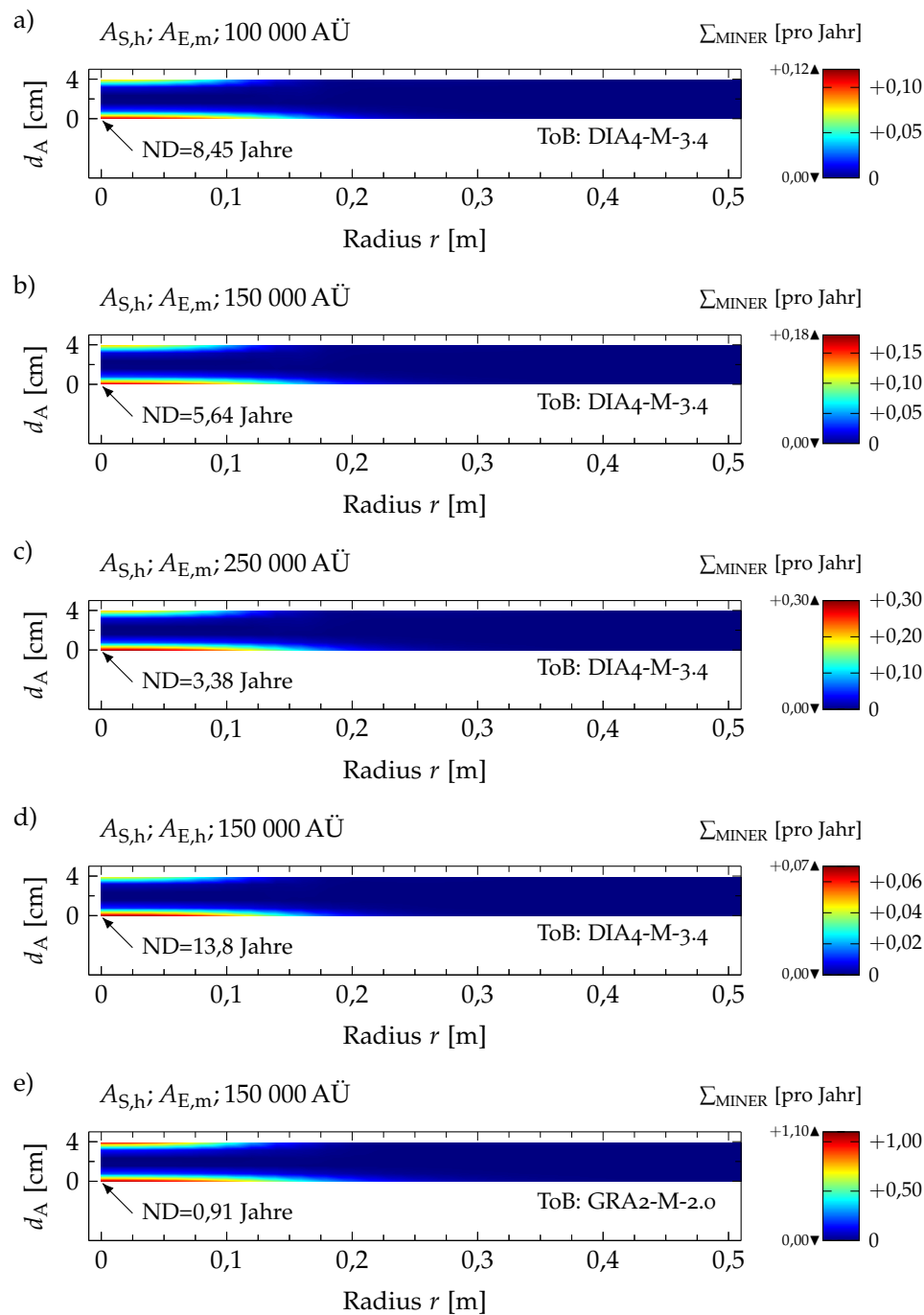


Abbildung 7.11: Summe nach MINER nach einem Nutzungsjahr für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen; Darstellung für eine Dicke der Asphaltstärke $d_A = 4\ \text{cm}$ und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 50\ \text{cm}$ und die Materialkomb.: Asphalt mit hoher Steifigkeit und mittlerer ($A_{E,m}$) bzw. hoher ($A_{E,h}$) Ermüdungsbeständigkeit sowie unterschiedliche ungebundene Tragschichtmaterialien (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n. l.)

7.1.2 Linearer Berechnungsansatz vs. nichtlinearer Berechnungsansatz

Um vergleichende Prognoserechnungen bei Annahme linear- und nichtlinear elastischen Materialverhaltens durchführen zu können, sind zunächst äquivalente Berechnungsmodelle bereitzustellen. Unter der Annahme, dass unabhängig von der Wahl des Berechnungsmodells gleiche Verformungen auf der ungebundenen Tragschicht unter definierten Bedingungen entstehen, wurde das Verhalten der Tragschichtmaterialien im „linearen Berechnungsmodell“ durch die Verformungen im „nichtlinearen Berechnungsmodell“ gemäß den Ausführungen in Abschnitt 6.6.4 kalibriert.

Die Kalibrierung der linearen Berechnungsmodelle erfolgte hierbei in Abhängigkeit von der Art der Implementierung des DRESDNER Modells (getrennt für aufgeweicht „AW“ und nicht aufgeweicht „nAW“). Die berechneten Schichtmoduln für die linearen Berechnungsmodelle sind in Anhang D in Tabelle D.2 zusammengefasst.

Abbildung 7.12 zeigt zunächst die zu den in Abbildung 7.1 (AW) dargestellten äquivalenten Ausfallzeitpunkte bei Annahme linearen Materialverhaltens mit einer Querdehnzahl von $\nu = 0,45$. Entsprechend den vorab verglichenen Beanspruchungszuständen ergeben sich qualitativ ähnliche Abhängigkeiten wie bei Annahme nichtlinear elastischen Materialverhaltens.

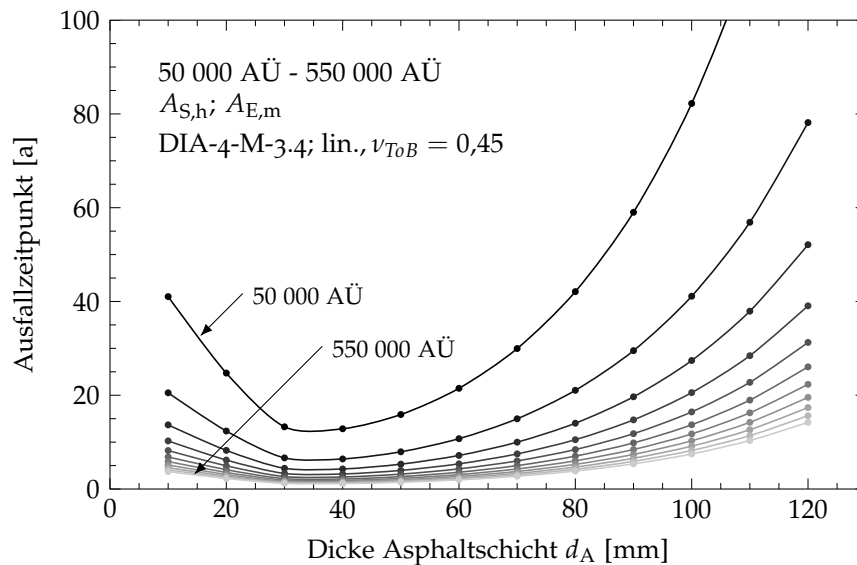


Abbildung 7.12: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht; in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm) für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (50 000 – 550 000 AÜ; jeweils 50 000 AÜ Differenz); Darstellung exemplarisch für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial mit angenommenem linearem Materialverhalten (lin.) mit einer Querdehnzahl von $\nu = 0,45$ - äquivalent zu einem Aufbau mit dem Material DIA4-M-3.4

Für die Kalibrierung des linearen Berechnungssystems können verschiedene Querdehnraten für das jeweilige granulare Tragschichtgemisch angenommen werden. Wird die Querdehnraten verändert, so ergibt sich auch ein anderer anzusetzender Schichtmodul. Folglich ergeben sich für unterschiedliche lineare Berechnungsmodelle, die auf ein und das selbe nichtlineare Berechnungsmodell kalibriert wurden, nahezu identische Ausfallzeitpunkte, wie in Abbildung 7.13 dargestellt. Mit zunehmender Querdehnraten werden die berechneten Ausfallzeitpunkte geringfügig kleiner. Ein Vergleich der Ausfallzeitpunkte bestimmt mit dem linearen und dem nichtlinearen Berechnungssystem zeigt trotz Kalibrierung zum Teil deutliche Unterschiede. Diese sind grundsätzlich auf die Überbauung der ungebundenen Tragschicht mittels Asphalt im Vergleich zu den nicht überbauten für die Kalibrierung genutzten Modellen zurückzuführen. Bei einer Dicke der Asphaltsschicht von $d_A = 4$ cm ergeben sich Abweichungen von ca. 25 % (vgl. Abbildung E.6 in Anhang E). Wird die Dicke der Tragschicht ohne Bindemittel deutlich reduziert, so nehmen die relativen Abweichungen deutlich zu (vgl. Abbildung E.7).

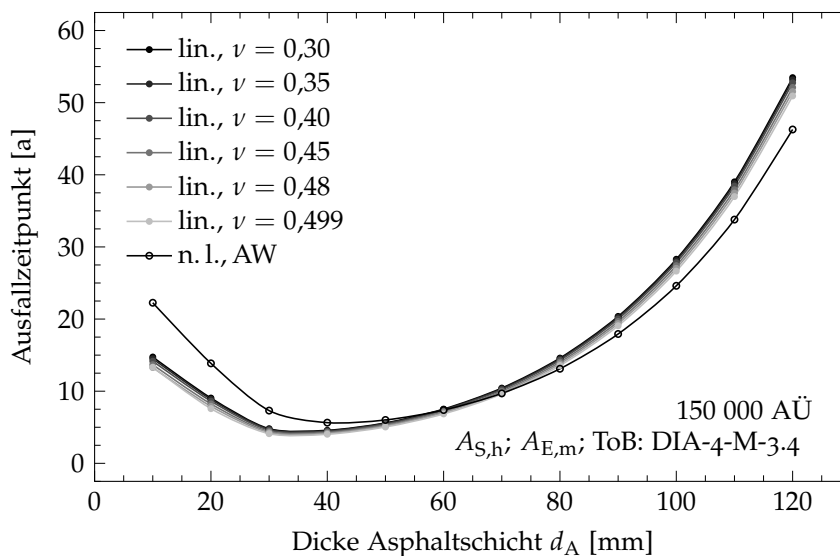


Abbildung 7.13: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht bei Annahme *linearen* (lin.) und *nichtlinearen* (n.l.) Materialverhaltens für das ungebundene Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4, hierbei Variation der Querdehnraten ν und des Schichtmoduls $E_{ToB,lin}$ für lineare Berechnungen; Darstellung in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm); für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\,000$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und das Asphaltmaterial mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$)

Ein direkter Vergleich der Ausfallzeitpunkte in Abbildung 7.1 (Annahme nichtlineares Materialverhalten) und der Ausfallzeitpunkte in Abbildung 7.12 (Annahme lineares Materialverhalten mit $\nu = 0,45$) erfolgt in Abbildung E.8. Bei Annahme linearen im Vergleich zur Annahme nichtlinearen Materialverhaltens werden bei dünneren Asphaltsschichten kürzere und bei dickeren Asphaltsschichten längere Nutzungsdauern berechnet. Allgemeine Aussagen darüber, ab welcher Dicke der Asphaltsschicht bzw. des Asphaltpaketes nichtlinear elasti-

sches Materialverhalten granularer Tragschichtgemische vernachlässigt werden kann, können nicht abgeleitet werden.

Um diese Frage ansatzweise zu beantworten, wurden ergänzende Berechnungen bis zu einer Dicke des Asphaltpaketes von 24 cm durchgeführt. Das Asphaltpaket wurde in allen Berechnungsmodellen vereinfacht als eine Asphalt-schicht angenommen. Abbildung 7.14 zeigt für verschiedene Berechnungsmodelle (gleicher Materialkombination), die sich lediglich in der Dicke der Asphalt-schicht unterscheiden, die relative Abweichung der prognostizierten Ausfallzeitpunkte bei Anwendung des linearen Berechnungsansatzes bezogen auf den nichtlinearen Berechnungsansatz. Es zeigt sich, dass bei Asphaltbefestigungen in Anlehnung an die RStO 12 ([1]) mit $d_A > 24$ cm, bei Annahme ähnlicher Bedingungen wie in dieser Arbeit, Abweichungen in den prognostizierten Ausfallzeitpunkten von ca. 5% zu erwarten sind. Wird lineares Materialverhalten für die ungebundene Tragschicht angenommen, so werden für dickere Asphaltpakete voraussichtlich zu lange Nutzungsdauern berechnet (d. h. es wird unterdimensioniert). Bei Abweichungen in den genannten Größenordnungen kann dennoch postuliert werden, dass für dickere Asphaltpakete das nichtlineare Materialverhalten ungebundener granularer Straßenbaustoffe zur Begrenzung des Rechenaufwandes vernachlässigt werden kann.

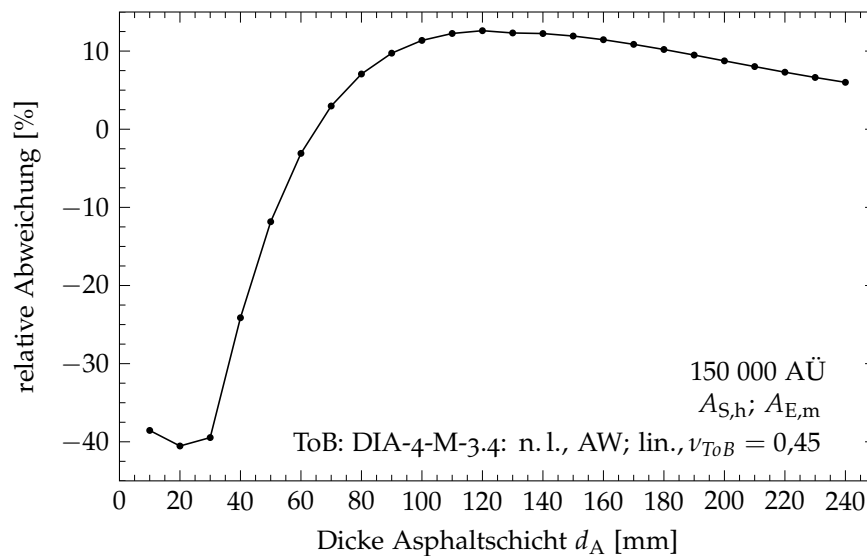


Abbildung 7.14: Relative Abweichung der prognostizierten Ausfallzeitpunkte der Asphalt-schicht bei Annahme linearen und nichtlinearen Materialverhaltens für das Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (gemäß Kalibrierung); Darstellung in Abhängigkeit von der Dicke der Asphalt-schicht d_A (1 cm – 24 cm) für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\,000$ bei Verwendung des Asphaltmaterials mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$)

Voraussetzung für eine möglichst realitätsnahe Prognose der Nutzungsdauer bei Annahme linear elastischen Materialverhaltens ist die Festlegung einer geeigneten Kombination aus Schichtsteifigkeit und Querdehnzahl für die Tragschichten ohne Bindemittel. Dies gilt unabhängig von der Dicke des Asphalt-

paketes. Ausgehend von der beschriebenen Vorgehensweise in Abschnitt 6.6.4 und dem aktuellen Stand der Technik können über die Ergebnisse des Plattendruckversuches in situ die für Prognoserechnungen erforderlichen Schichtsteifigkeiten der ungebundenen Schichten in Abhängigkeit von der gewählten Querdehnzahl berechnet werden. Hierfür genügt die Anwendung der Mehrschichtentheorie. Für ergänzende Betrachtungen bzw. Anhaltswerte hinsichtlich der Wahl von Schichtsteifigkeit und Querdehnzahl wird auf Abschnitt 6.6.4 und Tabelle D.2 in Anhang D) verwiesen.

Für die Modellierung von Straßenbefestigungen mit relativ dünnen Asphalt-schichten auf Tragschichten ohne Bindemittel sollte das nichtlineare Materialverhalten der granularen Baustoffe hingegen durch die Verwendung geeigneter Stoffmodelle zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens berücksichtigt werden. Der Einfluss nichtlinearen Materialverhaltens kann zudem durch die Wahl geeigneter granularer Tragschichtmaterialien reduziert werden (vgl. Abschnitt 5.2.2).

7.2 NACHWEIS DER PLASTISCHEN VERFORMUNG DER UNGEBUNDENEN SCHICHTEN

Der plastischen Verformung auf Tragschichten ohne Bindemittel wird in der Literatur eine größere Bedeutung beigemessen als der Ermüdung darüber liegender Asphalt-schichten. Nachfolgend werden zunächst die Ergebnisse des Verformungsnachweises gemäß den RDO Asphalt (vgl. Abschnitt 4.2.2) diskutiert und anschließend denen der Ermüdungsnachweise gegenüber gestellt. Abschließend wird der in Abschnitt 3.3.7 beschriebene Ansatz zur Ermittlung plastischer Verformungen auf Grundlage elastischer Dehnungen in Anwendung gebracht und diskutiert.

7.2.1 Verformungsnachweis

Ergebnis des Verformungsnachweises gemäß den RDO Asphalt sind bei Berücksichtigung aller maßgebenden Belastungskombinationen ebenfalls Nutzungsdauern bzw. Ausfallzeitpunkte. Abbildung 7.15 zeigt für die der Abbildung 7.2 (Ermüdungsnachweis) zugrundeliegenden Berechnungsmodelle die prognostizierten Ausfallzeitpunkte in Abhängigkeit von der Dicke der Asphalt-schicht bei Anwendung des Verformungsnachweises gemäß den RDO Asphalt vergleichend für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen.

Durch das Zusammenspiel aus dem Versteifen unter Druck- und dem Aufweichen des Elastizitätsmoduls unter Zugbeanspruchung kommt es zu größeren vertikalen Beanspruchungen auf der ungebundenen Tragschicht, was rechnerisch zu kürzeren Nutzungsdauern bzw. früheren Ausfallzeitpunkten führt.

In Abbildung 7.16 werden ergänzend die äquivalenten Ausfallzeitpunkte für zwei weitere Dicken der ungebundenen Tragschicht zusammengefasst. Es zeigt

sich, dass die Dicke der ungebundenen Tragschicht einen signifikanten Einfluss auf die zu erwartenden Beanspruchungen auf der ungebundenen Tragschicht hat. Für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen von 150 000 AÜ werden die von der Dicke der Asphalt-schicht abhängigen Ausfallzeitpunkte in Abbildung 7.17 verglichen (siehe auch Abbildung 7.3). Durch das Aufweichen des Elastizitätsmoduls ist eine 10 cm dickere ungebundene Tragschicht erforderlich, um ähnliche Nutzungszeiten wie bei Anwendung des DRES-DNER Modells ohne aufgeweichtem Elastizitätsmodul (nur mit Modellerweiterung mit Oktaederspannungen) zu erhalten.

Für ein Berechnungsmodell gemäß Abbildung 7.1 mit einer Dicke der Asphalt-schicht von $d_A = 4$ cm und einer Dicke der ungebundenen Tragschicht von $d_A = 50$ cm sowie einer Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen von 150 000 AÜ ergibt sich rechnerisch eine Nutzungsdauer von 1,7 Jahren. Bei Durchführung des Ermüdungsnachweises ergab sich eine dreifache Nutzungsdauer mit 5,8 Jahren. Weitere Betrachtungen hierzu folgen in Abschnitt 7.3.

Abschließend gilt anzumerken, dass der derzeitige Ansatz des Verformungsnachweises gemäß den RDO Asphalt als umstritten gilt. Dies lässt sich anhand der dargestellten Abhängigkeiten bestätigen. Es erscheint unplausibel, dass bei nur sehr geringer Änderungen der Schichtdicken die betrachteten Befestigungen abrupt als unzureichend dimensioniert gelten hinsichtlich prognostizierter Verformungsbeständigkeit. Der aktuelle Verformungsnachweis wurde lediglich auf Grundlage vertikaler elastischer Beanspruchungen nicht aber unter Einbeziehen des tatsächlichen plastischen Verformungsverhaltens zu verwendender Materialien formuliert.

Die Durchführung des Verformungsnachweises in vergleichbarer Form für den anstehenden Untergrund, unter Einbeziehung der maximalen vertikalen Beanspruchung auf der Oberseite des Untergrundes (Bodens), führte zu extrem langen Nutzungszeiten. Diese Feststellung widerspricht der Beobachtung, dass bei klassischen Asphaltbefestigungen gemäß den RStO 12 der Verformungsnachweis für den Boden mitunter eine größere Bedeutung beizumessen ist als für granulare Tragschichten ohne Bindemittel. Hierfür können zwei wesentliche Ursachen genannt werden. Nimmt die Dicke des Asphaltpaketes zu, so ändern sich bei gleichbleibender Belastung die für den Verformungsnachweis erforderlichen vertikalen Zugspannungen auf dem Untergrund nur marginal, auf den ungebundenen granularen Schichten nehmen sie hingegen deutlich ab. Mit zunehmender Dicke des Asphaltpaketes verringert sich also die Differenz zwischen den maximalen vertikalen Beanspruchungen auf den unterschiedlichen ungebundenen Schichten.

Bei Durchführung des derzeit gültigen Verformungsnachweises wird der E_{V2} -Wert auf der jeweils nachzuweisenden Schicht benötigt. Für die Tragschichten ohne Bindemittel ergeben sich E_{V2} -Werte, die i. d. R. ein Mehrfaches größer sind als jene für Böden. Je kleiner der E_{V2} -Wert bei gleicher vertikaler Spannung σ_z ist, desto eher gilt der Verformungsnachweis als nicht erfüllt. Werden nun für die Nachweisdurchführung die belastungsabhängigen Beanspruchungen gemäß den Häufigkeitsverteilungen der maßgebenden Temperatur- und

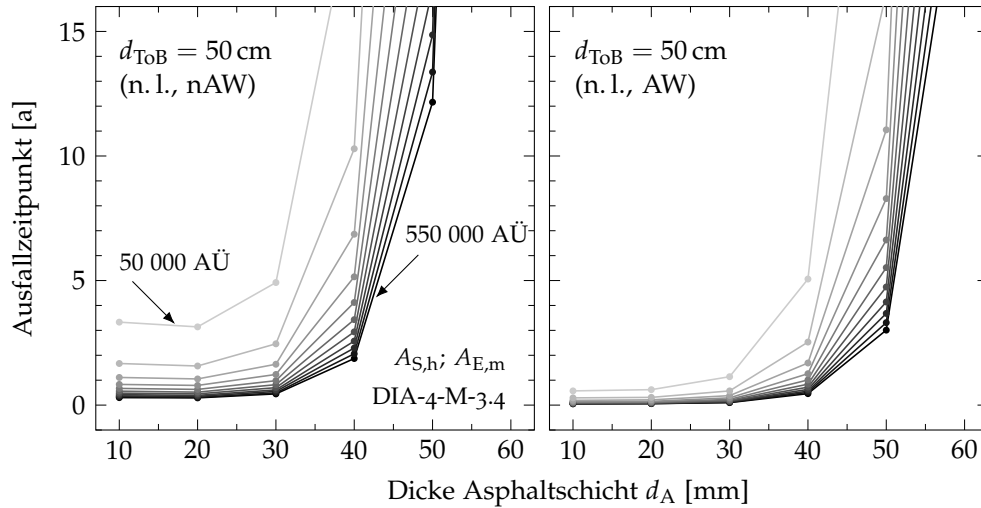


Abbildung 7.15: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte nach Verformungsnachweis bei Anwendung des DRES-DNER Modells in: (links:) ursprünglicher Form (nAW) und (rechts:) erweiterter Form mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul (AW); Darstellung in Abhängigkeit von der Dicke der Asphalt-schicht d_A (1 cm – 12 cm); für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $A\ddot{U}$ (50 000 – 550 000 $A\ddot{U}$; jeweils 50 000 $A\ddot{U}$ Differenz); eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50$ cm und die Materialkomb.: Asphalt mit hoher ($A_{S,h}$) Steifigkeit und mittlerer ($A_{E,m}$) Ermüdungsbeständigkeit sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

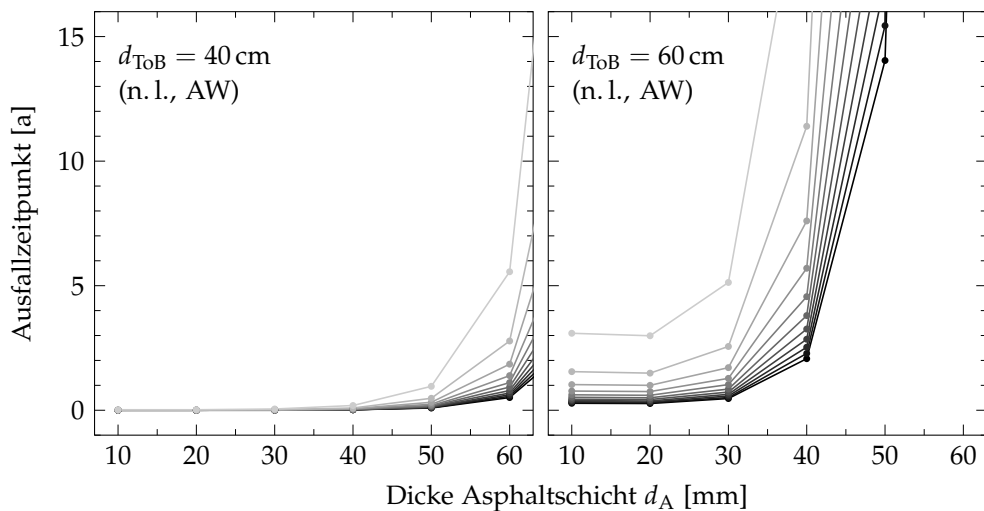


Abbildung 7.16: Ergänzende Darstellung zu Abbildung 7.15: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte nach Verformungsnachweis bei Anwendung des DRES-DNER Modells in erweiterter Form mit aufgeweichtem Elastizitätsmodul (AW) für zwei weitere Dicken der ungebundenen Tragschicht d_{ToB} (40 cm und 60 cm)

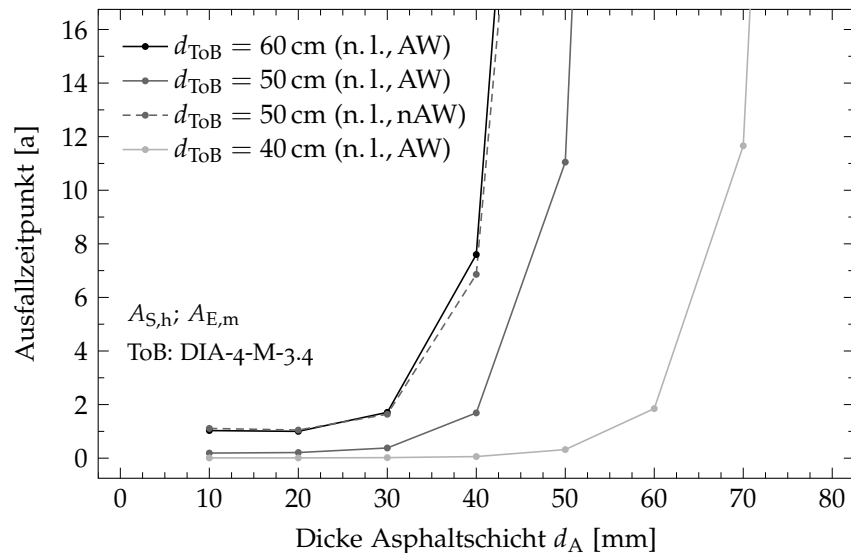


Abbildung 7.17: Vergleich der Ergebnisse in Abbildung 7.15 und 7.16 für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen (150 000 AÜ)

Verkehrsbelastung in Kombination mit der Verkehrsbeanspruchung zusammengefasst, so kann es passieren, dass in Befestigungen mit relativ dicken Asphaltpaketen und großer Verkehrsbelastung zunächst der Verformungsnachweis für den anstehenden Boden als nicht erfüllt gilt im Vergleich zu Befestigungen mit nur dünnen Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel mit nur geringer bzw. mäßiger Verkehrsbelastung.

Abschließend gilt zu überlegen, ob ggf. andere Nachweise bzw. Nachweispunkte zur Bewertung des mechanischen Verhaltens granularer Tragschichten bei Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens sinnvoll wären. Voraussetzung hierfür ist, dass die zur realitätsnahen Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens verwendeten Stoffmodelle als geeignet bewertet werden können. Der bisherige Verformungsnachweis entstand unter der Annahme linearen Materialverhaltens.

7.2.2 Plastische Verformung

Um aus belastungsabhängigen Einzeleinsenkungen (vgl. Abschnitt 6.6.3.3) eine modellspezifische Gesamteinsenkung zu berechnen, wurden die 143 Einzeleinsenkungen, die sich für ein Berechnungsmodell ergeben, gewichtet und aufaddiert. Die Gewichtung erfolgte exemplarisch für die Temperaturzone 1 und die Achslastverteilung „stadtnaher Verkehr“ ohne Berücksichtigung etwaiger Sicherheitsfaktoren. Das plastische Modell, beschrieben in Abschnitt 3.3.7, wurde gemäß Definition lediglich für Tragschichten ohne Bindemittel angewendet. Plastische Verformungsanteile resultierend aus der Verformung anderer Schichten wurden nicht berücksichtigt. Die im Finite Elemente Modell zusammengefassten Einzeleinsenkungen gelten zunächst für ein Betrachtungsjahr und können auf einen beliebigen Nutzungszeitraum umgerechnet werden.

In Abbildung 7.18 sind die berechneten kumulierten plastischen Dehnungen für verschiedene Berechnungsmodelle mit jeweils dem gleichen Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 in Abhängigkeit von verschiedenen Anzahlen an Achsübergängen AÜ nach einem Jahr und nach 30 Nutzungsjahren dargestellt. Für die Asphalttschicht wurden Dicken d_A von 3 cm, 4 cm und 5 cm und für die ungebundene Tragschicht Dicken d_{ToB} von 40 cm, 50 cm und 60 cm gewählt. Für die Asphalttschicht wurde in fünf Modellen eine hohe Steifigkeit ($A_{S,h}$) und in einem Modell eine geringe Steifigkeit ($A_{S,n}$) angenommen.

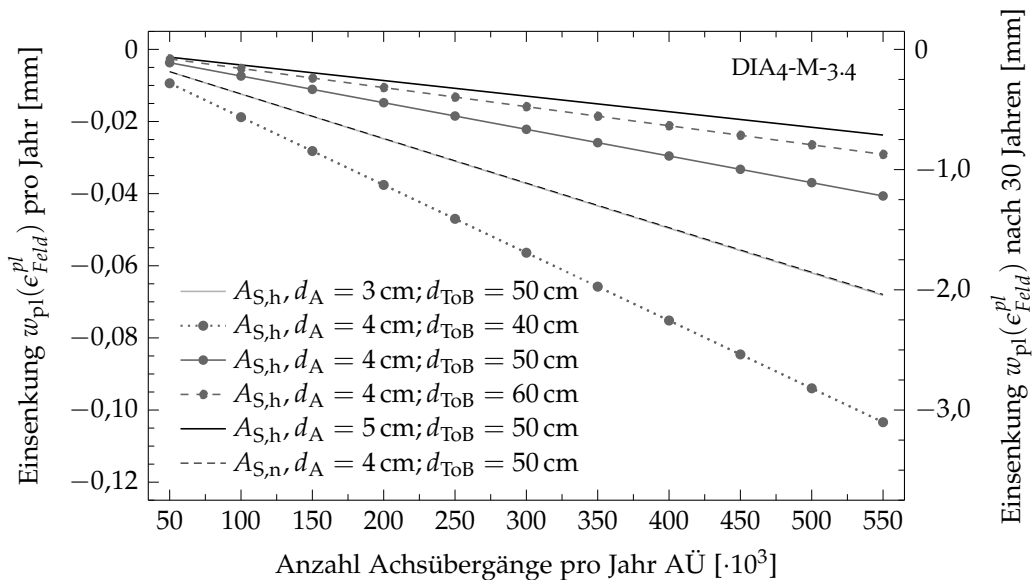


Abbildung 7.18: Kumulierte Einsenkung w_{pl} an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht in der Lastachse nach dem ersten und dem 30. Nutzungsjahr; Darstellung in Abhängigkeit von der Anzahl der Achsübergänge AÜ; Berechnung für verschiedene Asphalttschichtdicken d_A und Tragschichtdicken d_{ToB} in Kombination mit verschiedenen Asphalttschichtsteifigkeiten (hohe Steifigkeit: $A_{S,h}$, geringe Steifigkeit: $A_{S,n}$) und das Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4.

Geringere Asphalttschichtsteifigkeiten können durch dickere Asphalttschichten kompensiert werden (vgl. $A_{S,n}$, $d_A = 4$ cm mit $A_{S,h}$, $d_A = 3$ cm). Mit zunehmender Asphalttschichtdicke oder zunehmender Dicke der ungebundenen Tragschicht reduzieren sich die plastischen Verformungen. Die entsprechenden Abhängigkeiten sind jedoch eindeutig nichtlinear. Folglich wird hinsichtlich der Begrenzung plastischer Verformungen empfohlen, in Befestigungen mit dünnen Asphalttschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel Mindestdicken für die einzelnen Schichten vorzugeben.

Werden granulare Baustoffe mit nur geringer Verformungsbeständigkeit gewählt, so sind deutlich größere Verformungswerte bereits nach kurzer Nutzungsdauer zu erwarten (vgl. Abbildung 7.19). Für das Tragschichtmaterial GRA2-M-2.0 ergeben sich im Vergleich zum Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 ca. zehnmals größere plastische Verformungen. Für einen Betrachtungszeitraum von 30 Jahren und eine jährliche Anzahl an Achsübergängen von $AÜ = 150\,000$ ergibt sich rechnerisch bei Anwendung des implementierten Modells eine ma-

ximale Einsenkung von ca. 0,3 mm für das Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 und ca. 3 mm für das Tragschichtmaterial GRA2-M-2.0.

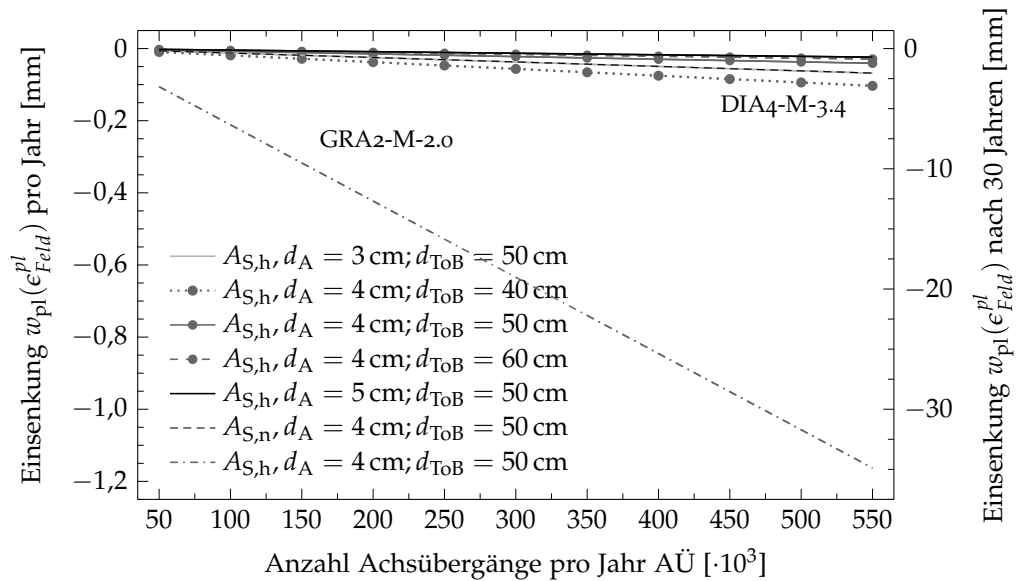


Abbildung 7.19: Entspricht Abbildung 7.18, ergänzt durch Einsenkung w_{pl} für einen Konstruktionsaufbau mit dem Tragschichtmaterial GRA2-M-2.0.

Auf Grundlage der durchgeführten Berechnungen können keine Aussagen hinsichtlich des Anteils bleibender Verformungen in (bzw. resultierend aus) den Tragschichten ohne Bindemittel im Vergleich zur Gesamtverformung einer Straßenkonstruktion abgeleitet werden. Hierfür ist es erforderlich, für jede Schicht- bzw. Materialart geeignete Modelle zur Beschreibung des jeweiligen plastischen Verhaltens zunächst bereitzustellen. Betrachtungen von ARNOLD, wonach 70 % der Gesamtverformungen auf Verformungen in den Tragschichten ohne Bindemittel zurückzuführen sind, können nicht bestätigt werden. Bereits auf Grundlage der durchgeführten Berechnungen kann festgestellt werden, dass der Anteil bleibender Verformung in den Tragschichten ohne Bindemittel maßgeblich vom Konstruktionsaufbau und den verwendeten Materialien abhängig ist.

Abschließend gilt zu bemerken, dass eine quantitative Bewertung der berechneten plastischen Verformungen erst sinnvoll ist, wenn der Ansatz des verwendeten plastischen Modells anhand von Feldversuchen validiert wird.

7.3 VERGLEICH DER NUTZUNGSDAUERN FÜR ERMÜDUNGS- UND VERFORMUNGSNACHWEIS

Bei Anwendung der beiden gemäß gültigem Regelwerk geforderten Nachweise (Ermüdungsnachweis und Verformungsnachweis) sind für alle denkbaren Befestigungsvarianten jeweils unterschiedliche prognostizierte Nutzungsdauern zu erwarten. Bei klassischen Asphaltbefestigungen gemäß den RStO 12, mit relativ dicken Asphaltsschichten, sollte der derzeitige Verformungsnachweis stets

erfüllt sein und der Ermüdungsnachweis als maßgebend gelten. Bei Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten ist der Ermüdungsnachweis hingegen nicht in jedem Fall als der Nachweis mit der größten Bedeutung für die Bewertung der gesamten Befestigung anzusehen.

Um dies anhand der durchgeführten Berechnungen zu verdeutlichen, empfiehlt sich die Überlagerung der bei Anwendung beider Nachweise berechneten Ausfallzeitpunkte in Abhängigkeit von den gewählten Modellbedingungen. In Abbildung 7.20 ist dies exemplarisch für eine Serie an Berechnungsmodellen dargestellt, die sich lediglich hinsichtlich der Dicke der Asphaltsschicht unterscheiden (vgl. auch Abbildung 7.3 und Abbildung 7.17). Aus der Überlagerung der gleichen Abhängigkeiten, bestimmt für die gleichen Berechnungsmodelle, lässt sich eine resultierende Abhängigkeit der rechnerischen Nutzungsdauer von der Dicke der Asphaltsschicht ableiten.

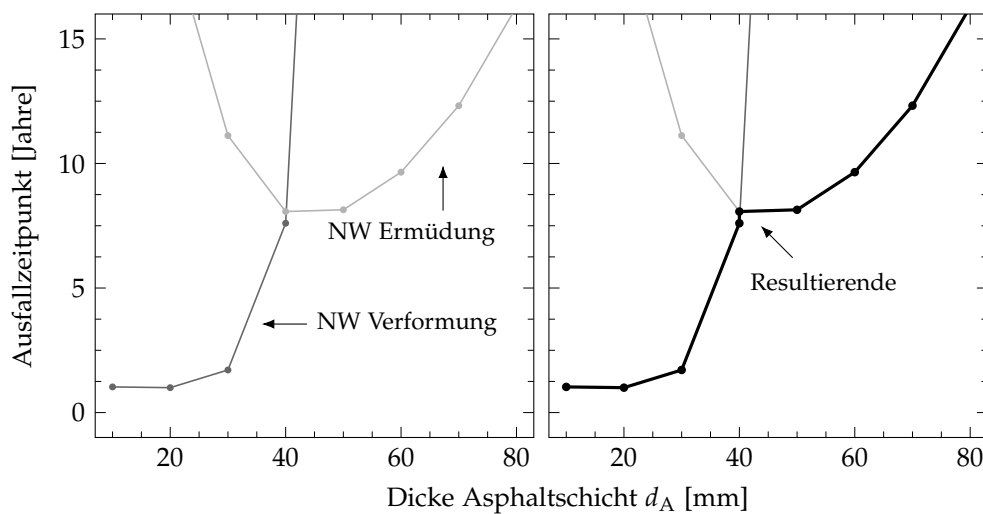


Abbildung 7.20: (links) Vergleich der prognostizierten Ausfallzeitpunkte für den Ermüdungsnachweis der Asphaltsschicht und den Verformungsnachweis der ungebundenen Tragschicht und (rechts) Darstellung der Resultierenden, jeweils in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltsschicht und für eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{\text{ToB}} = 60$ cm; sonstige Annahmen gemäß Abbildung 7.3 (Ermüdungsnachweis) und Abbildung 7.16 (rechts, Verformungsnachweis)

In Abbildung 7.21 a werden die berechneten Ausfallzeitpunkte für weitere Befestigungsvarianten (Berechnungsmodelle) vergleichend dargestellt, d. h. überlagert. Die resultierenden Abhängigkeiten, als Ergebnis der Überlagerung, sind in Abbildung 7.21 b dargestellt.

Um konkrete Empfehlungen aus Abbildung 7.21 ableiten zu können, sollte zunächst der Verformungsnachweis überdacht werden. Es kann jedoch vermutet werden, dass auch bei Einbeziehung eines anderen Verformungsnachweises eine vergleichende Betrachtung der für die Asphaltsschicht und die ungebundenen Schichten maßgebenden Nachweise erstrebenswert und erforderlich ist.

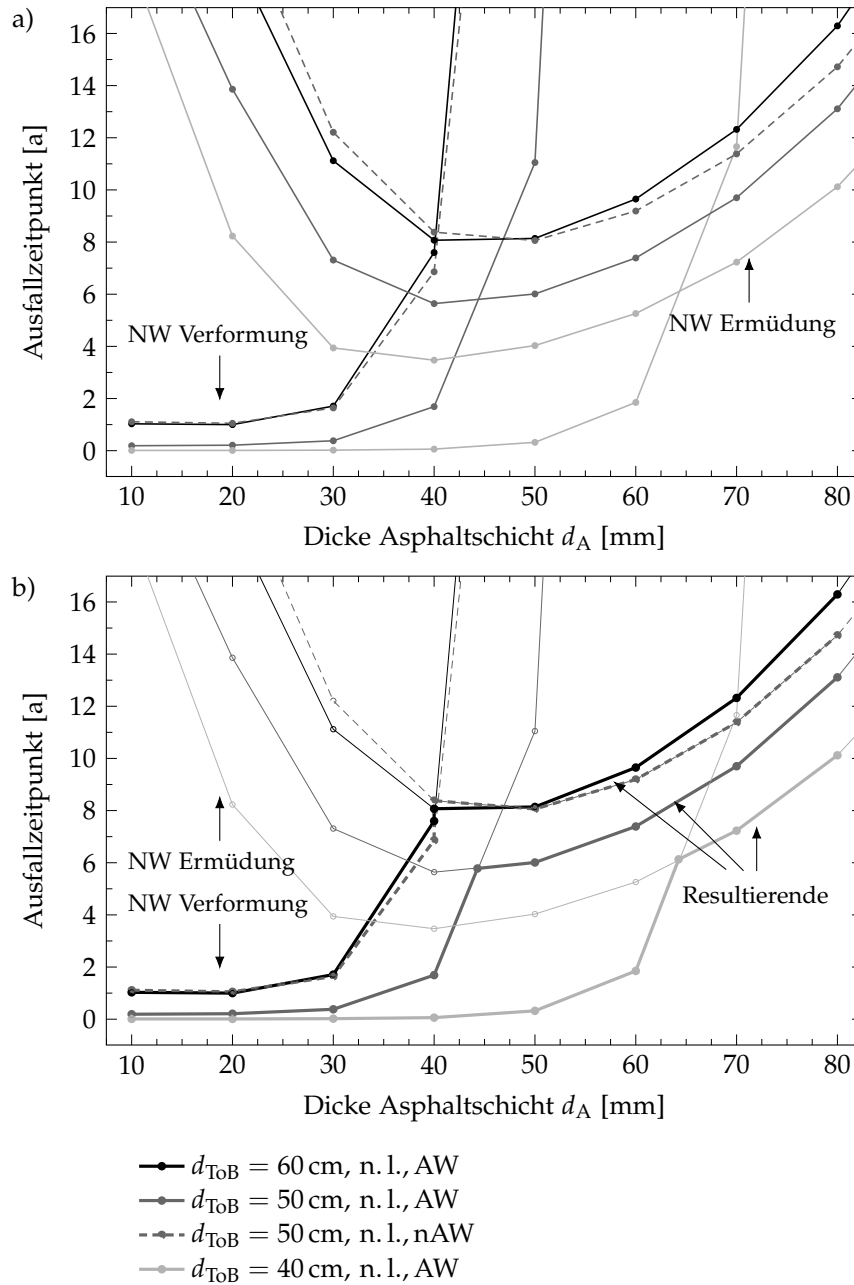


Abbildung 7.21: Vergleich der prognostizierten Ausfallzeitpunkte für den Ermüdungsnachweis der Asphalttschicht und den Verformungsnachweis der ungebundenen Tragschicht und Darstellung der Resultierenden, jeweils in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalttschicht und für verschiedene Dicken d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht

Die verbreitete Meinung, dass bei flexiblen Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphalttschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel die Nutzungsdauer der gesamten Befestigung vornehmlich durch plastische Deformationen der ungebundenen Schichten definiert wird, kann nicht uneingeschränkt bestätigt werden.

ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNGEN

Um die Verwendung der Bauweise „dünne Asphalt­schicht auf Tragschicht ohne Bindemittel“ in Bereichen geringer Verkehrsbelastung in Deutschland zu forcieren, wurde die Anwendbarkeit des derzeit gültigen Regelwerkes auf die genannte Bauweise überprüft und Hinweise zu notwendigen Anpassungen bzw. Erweiterungen erarbeitet. Im Speziellen wurden die RDO Asphalt ([2, 3]) unter Berücksichtigung der Anforderungen in den RStO ([1]) in Anwendung gebracht und weiterer Forschungsbedarf abgeleitet.

8.1 ZUSAMMENFASSUNG

Auf Grundlage von umfassenden Berechnungen zu Beanspruchungszuständen und durchgeführten Dimensionierungsberechnungen, die durch eine große Varianz der hierfür erforderlichen Eingangsdaten geprägt sind, wurden Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes von flexiblen Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphalt­schichten (von ca. 4 cm) auf Tragschichten ohne Bindemittel aufgezeigt.

Das mechanische Verhalten der Gesteinskorn­gemische wurde durch verschiedene Annahmen vergleichend einbezogen. Neben der vereinfachenden Annahme linear elastischen Materialverhaltens wurde das i. d. R. nichtlinear elastische Materialverhalten exemplarisch durch Anwendung eines nichtlinearen Stoffmodells berücksichtigt. Ausgewählt wurde hierfür das DRESDNER Modell, das aus zwei Ansatzfunktionen besteht, die sowohl eine spannungsabhängige Formulierung des Elastizitätsmoduls als auch der Querdehnzahl bereitstellen. Ergänzend wurden wesentliche Aspekte des auf internationaler Ebene besonderen Zuspruch erfahrenden MODIFIZIERTEN UNIVERSAL-Modells hinsichtlich dessen Modellbildung und -anwendung diskutiert. Ein darüber hinausgehender Vergleich verschiedener Stoffmodelle war nicht Intention der vorliegenden Arbeit.

Berücksichtigung spannungsabhängiges Materialverhalten

Um eine sinnvolle bzw. praktikable Anwendung des DRESDNER Modells zu ermöglichen, wurden zwei Varianten der Parameterbestimmung ausführlich anhand eines umfänglichen Beispiels vorgestellt. Zum einen wurde die ursprünglich angedachte Vorgehensweise, als stufenweise Parameterbestimmung bezeichnet, ausführlich erläutert und für den Anwender nachvollziehbar ergänzt. Zum anderen wurde eine einfachere und robuste Parameterbestimmung in Anlehnung an die ursprünglich angedachte Vorgehensweise erarbeitet, wonach die Parameter der Modellgleichungen der Modellkenngrößen Elastizitätsmodul E_{DM} und Querdehnzahl ν_{DM} des DRESDNER Modells jeweils gleichzeitig

Parameterbestimmung Dresdner Modell

mittels geeignetem Optimierungsverfahren zu bestimmen sind, beispielsweise mit dem Evolutionären Algorithmus von MICROSOFT EXCEL. Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Kennwerten, insbesondere in den ersten Laststufen, wurden kritisch betrachtet und in der Bestimmung der Modellparameter entsprechend berücksichtigt. Es hat sich gezeigt, dass eine Ableitung von Zusammenhängen zwischen einzelnen Modellparametern und prüftechnisch bestimmtem Materialverhalten bei beiden Varianten der Parameterbestimmung nur sehr begrenzt möglich ist. Außerdem konnte festgestellt werden, dass das DRESDNER Modell, dessen Entwicklung unter Annahme rein isotropen Materialverhaltens erfolgte, nur eingeschränkt für Materialien kugelfremder Geometrie anwendbar ist. Anisotropes Materialverhalten kann derzeit mit dem DRESDNER Modell nicht nachgebildet werden.

Modellanpassung

Da das DRESDNER Modell unter Annahme eines rotationssymmetrischen homogenen Spannungszustandes entwickelt wurde, wie er unter Bedingungen im Triaxialversuch erwartet werden kann, wurde das Stoffmodelle für inhomogene Spannungszustände mittels der Invarianten Oktaedernormal- und Oktaederschubspannung angepasst. Die beschriebene Vorgehensweise lässt sich auch auf andere Stoffmodelle übertragen.

Begrenzung von Zugbeanspruchungen

Da Gesteinskornmische nur über eine sehr begrenzte Fähigkeit verfügen, Zugspannungen aufnehmen zu können und das DRESDNER Modell in seiner ursprünglichen Form nur für Beanspruchungen im Druck- und nicht im Zugbereich definiert ist, wurden zwei Möglichkeiten vorgestellt, um auftretende Zugbeanspruchungen zu reduzieren. Die erste Variante sieht eine Modellerweiterung vor, wonach bei auftretenden Zugbeanspruchungen der Elastizitätsmodul reduziert wird, d. h. das Material aufgeweicht wird und somit Zugbeanspruchungen reduziert werden. Die zweite Variante beinhaltet das Ansetzen innerer Kräfte (Volumenkräfte), die auftretenden Zugkräften entgegenwirken bzw. ausreichend Widerstand bieten. Aus Sicht der Autorin erscheint das Ansetzen von Gegenkräften physikalisch nicht plausibel, da hierfür Kräfte benötigt werden, deren Ursprung sich nicht erklären lässt und sich das Material unter Zug unerwartet versteift. Abschließend gilt anzumerken, dass das Ansetzen von Gegenkräften wesentlich rechenaufwendiger als das Aufweichen des Elastizitätsmoduls ist. Auch konvergieren hier die Berechnungsmodelle schlechter.

Sowohl mit dem Aufweichen des Elastizitätsmoduls als auch mit dem Ansetzen innerer Kräfte können die Zugbeanspruchungen in der ungebundenen Trag-schicht, unabhängig von der Asphaltsteifigkeit und Radlast, signifikant (für höhere Radlasten mindestens um 75 %) reduziert werden. Bei einer Radlast von $RL = 1 \text{ t}$ konnten die auftretenden Zugbeanspruchungen auf $0,125 \text{ MPa}$ reduziert werden.

Modelleinbindung

Um das DRESDNER Modell zur Berechnung von Beanspruchungszuständen anwenden zu können, wurde das Stoffmodell mittels der Finite Elemente Software COMSOL MULTIPHYSICS in ein rotationssymmetrisches Strukturmechanikmodell eingebunden. Die korrekte Einbindung des DRESDNER Modells wurde anhand der Simulation von Ergebnissen aus Triaxialversuchen nachgewiesen.

Die verschiedenen Modellvarianten des DRESDNER Modells wurden in der vorliegenden Arbeit ausführlich beschrieben und anhand von dimensionierungsrelevanten Kenngrößen und weiteren ausgewählten Beanspruchungszuständen sowie berechneten Nutzungsdauern bzw. Ausfallzeitpunkten bewertet. Zudem wurde erklärt, was jeweils bei der Einbindung in Finite Elemente Berechnungsprogramme zu berücksichtigen ist.

Für die Vorzugsvariante, d. h. für das erweiterte DRESDNER Modell mit Aufweichen des Elastizitätsmoduls, wurden anschließend die Ergebnisse einer umfassenden Parameterstudie vorgestellt und anhand von Beanspruchungszuständen und Dimensionierungsergebnissen diskutiert. Das DRESDNER Modell wurde hierbei erstmalig für eine rechnerische Dimensionierung nach den RDO Asphalt eingesetzt. Die Berechnung von Beanspruchungszuständen erfolgte mit den erarbeiteten Finite Elemente Modellen. Anschließende Dimensionierungsberechnungen wurden mittels von der Autorin bereitgestellten EXCEL-Makros realisiert.

Vorzugsvariante

Die Modellierung der Asphaltsschicht erfolgte auf Grundlage der Vorgaben in den RDO Asphalt, wobei ein linear elastisches Verformungsverhalten angenommen wird. Variiert wurden sowohl Modellbedingungen, wie Geometrie- und Randbedingungen, als auch belastungsspezifische (verkehrslast- und klimatisch bedingte) Annahmen - ebenfalls gemäß den RDO Asphalt - sowie notwendige Materialeigenschaften. Die Dicken der Asphaltsschicht wurden zwischen 1 cm und 24 cm und die der ungebundenen Tragschicht zwischen 40 cm und 72 cm variiert. Zur Untersuchung des Einflusses des Modellradius auf dimensionierungsrelevante Kenngrößen und prognostizierte Nutzungsdauern wurden Modellradien bis 20 m (als äquivalenter Radius für ein horizontal unendlich ausgedehntes Berechnungsmodell definiert) einbezogen. Ab einem Modellradius von 2 m liegen die berechneten Abweichungen, bezogen auf ein Modell unendlicher Ausdehnung, bei allen Modellvarianten unter 1%. Des Weiteren wurde der Einfluss der Ausbildung des Modellrandes untersucht. Für eine realitätsnahe Modellierung einer Befestigungsfläche sollten Berechnungsmodelle mit freiem oder axial verschieblichem Rand bevorzugt werden. Vor dem Hintergrund, mittels Finite Elemente Modell ähnliche Ergebnisse zu erzeugen wie bei Anwendung der Mehrschichtentheorie (Annahme linearer Materialeigenschaften vorausgesetzt), kann bei Annahme eines freien oder axial verschieblichen Randes für die dieser Arbeit zugrundeliegenden Betrachtungen ein Modellradius von 1,5 m als ausreichend groß bewertet werden.

Berechnungsmodell

*Hinweis
Modellgeometrie/
Randbedingung*

Um möglichst repräsentative Materialien berücksichtigen zu können, wurde unter Einbeziehung vorangegangener Forschungstätigkeiten das mechanische Verhalten einer umfassenden Anzahl an bereits untersuchten Asphalten und ungebundenen Tragschichtmaterialien verglichen und anschließend Materialien mit deutlich unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften ausgewählt.

Der Vergleich von Beanspruchungszuständen in verschiedenen Befestigungsvarianten mit im Triaxialversuch aufgebrachten Belastungen hat gezeigt, dass bei dünnen Befestigungsvarianten die zu erwartenden Beanspruchungen deutlich oberhalb der im Triaxialversuch angenommenen Beanspruchungskombinationen zur Bereitstellung von Prüfdaten zur Bestimmung von Modellparametern

*Hinweis
Prüfprozedur*

liegen. Ursächlich ist hierfür, dass in Befestigungen mit nur dünnen Asphaltdecken die Asphaltenschicht nur zu einem geringen Maße zur Lastabtragung beiträgt. Der Hauptanteil der Tragwirkung bzw. Lastverteilung wird von den Tragschichten ohne Bindemittel übernommen. Die Gesteinskornmische in diesen Schichten werden demzufolge sehr viel stärker beansprucht als in konventionellen Befestigungen mit deutlich dickeren Asphaltpaketen.

Beanspruchungszustände

Die Bewertung verschiedener Beanspruchungszustände beinhaltet u. a. die Diskussion des Zusammenhangs zwischen verschiedenen Dehnungs- und Spannungskomponenten in Abhängigkeit vom Bezugs- und Hauptachsensystem sowie von den verwendeten Berechnungsmodellen und der Lage des jeweiligen Beobachtungspunktes (z. Bsp. Nachweispunktes). Aus den diskutierten Beanspruchungszuständen geht des Weiteren hervor, dass die für den Ermüdungsnachweis der Asphaltdecke maßgebenden Zugbeanspruchungen (die wie bei konventionellen Asphaltbefestigungen fast ausschließlich an der Unterseite des Asphaltpaketes vorzufinden sind) bei einem Großteil der Belastungskombinationen und Modellvarianten außerhalb der Lastachse liegen. Aufgrund mitunter starker Änderung der Dehnung in nur einem kleinen Bereich (mit Änderungen von bis zu 200 %) muss die maximale Biegezugdehnung unbedingt korrekt ausgelesen, d. h. der maßgebende Nachweispunkt muss exakt bestimmt werden. Für Nachweispunkte an der Asphaltenschichtoberseite ist dies noch wichtiger. Es hat sich zudem gezeigt, dass die Verkehrsbelastung, repräsentiert durch die Radlast RL einen größeren Einfluss auf die maximalen Zugdehnungen hat als die Oberflächentemperatur T_o , durch welche die Steifigkeit der Asphaltenschicht bestimmt wird.

Auch wurden die gemäß den RDO Asphalt dimensionierungsrelevanten Kenngrößen differenziert betrachtet. Die Bewertung dimensionierungsrelevanter Dehnungen in der Asphaltenschicht zeigte, dass die maximalen Zugbeanspruchungen nicht wie erwartet mit zunehmender Dicke der Asphaltenschicht abnehmen, sondern in einem vom Modellaufbau abhängigen Dickenbereich von ca. 4 cm bis 10 cm ein Maximum ausbilden, was kürzere Nutzungsdauern in diesem Bereich bedingt.

Auf Grundlage der Auswertung dimensionierungsrelevanter vertikaler Spannungen an der Oberseite ungebundener Schichten kann (bei Anwendung der RDO Asphalt) postuliert werden, dass eine Nachweisführung für den Boden für Befestigungen mit dünnen Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel nicht erforderlich ist. Die maximalen vertikalen Spannungen an der Oberseite der Tragschicht ohne Bindemittel können hingegen relevante Größenordnungen erreichen. Mit zunehmender Dicke der Asphaltdecke nehmen die vertikalen Spannungen ab, insbesondere oberhalb einer Dicke von ca. 4 cm.

Dimensionierungsberechnungen

Der Schwerpunkt dieser Arbeit lag im Allgemeinen auf der Berücksichtigung und Bewertung des elastischen Materialverhaltens von Straßenbaustoffen. Die Untersuchung und Bewertung des plastischen Materialverhaltens, insbesondere granularer Gesteinskornmische, ist bereits Bestandteil umfänglicher anderer Arbeiten. Das plastische Verformungsverhalten von Gesteinskornmischen wurde daher in dieser Arbeit nur nachrangig einbezogen. Zur Bewertung des elastischen und des plastischen Verformungsverhaltens wurden die in den

RDO Asphalt geforderten Nachweise in Anwendung gebracht und durch einen weiteren in der Literatur empfohlenen Ansatz ergänzt.

Insgesamt wurden ca. 2 000 Dimensionierungsberechnungen durchgeführt, d. h. Ausfallzeitpunkte berechnet. Hiervon grafisch dargestellt werden in dieser Arbeit ca. 1 000 Ausfallzeitpunkte (begrenzt durch die gewählten Darstellungsformen). In Hinblick auf verkehrslast- und klimatisch bedingte Annahmen zur Durchführung von Dimensionierungsberechnungen gilt festzuhalten, dass die in den RDO Asphalt 09 ([2]) vorgesehenen Oberflächentemperaturen und Achslasten in den einzelnen Dimensionierungsfällen jeweils uneingeschränkt Berücksichtigung fanden. Um den Einfluss der Verkehrsbelastung, repräsentiert durch äquivalente 10-t-Achsübergänge (AÜ), auf das Verhalten der betrachteten Bauweise untersuchen zu können, wurden elf Beanspruchungszustände von 50 000 AÜ bis 550 000 AÜ pro Jahr definiert. Neben dem Ermüdungsnachweis der Asphaltdecke und dem Verformungsnachweis für die ungebundenen Schichten wurde ein weiterer (aber nicht in den RDO Asphalt) vorhandener Ansatz zur Bewertung plastischer Verformungen berücksichtigt.

Die Ergebnisse des Ermüdungsnachweises zeigen einen deutlichen Zusammenhang zwischen Ausfallzeitpunkt und Dicke der Asphaltdecke. So stellt sich für alle untersuchten Materialkombinationen, unabhängig von der Dicke der Tragschicht ohne Bindemittel, ein definiertes Minimum zwischen 3 und 8 Jahren ein, dessen Ausprägung von der gewählten Materialkombination abhängig ist. Bei einer Dicke der Asphaltdecke von $d_A = 4$ cm führt eine 20 cm-dickere Tragschicht mit $d_{ToB} = 60$ cm rechnerisch zu einer mehr als doppelt so langen Nutzungsdauer mit 8,1 Jahren im Vergleich zu einer Befestigung mit einer Tragschichtdicke von $d_{ToB} = 40$ cm, für die sich eine Nutzungsdauer von 3,5 Jahren ergibt. Wird die Dicke der ungebundenen Tragschicht weiter erhöht, so verringert sich der Einfluss der Dicke der Tragschicht auf die berechnete Nutzungsdauer. Der beschriebene Zusammenhang ist eindeutig nichtlinear.

*Ermüdungs-
nachweis*

Anhand von „Best-Case / Worst-Case Szenarien“ konnte zudem verdeutlicht werden, dass in Befestigungen mit nur dünnen Asphaltdecken sowohl der Wahl der Gesteinskornmische zur Verwendung in den Tragschichten ohne Bindemittel als auch der Asphalte eine besondere Bedeutung beizumessen ist. So ergeben sich zum Beispiel für die Aufbauvariante mit $d_A = 4$ cm Asphaltdeckendicke auf 50 cm-dicker Tragschicht ohne Bindemittel bei jeweils unabhängig voneinander variierenden Materialeigenschaften gleiche Spannen von unter einem Nutzungsjahr bis maximal knapp 14 Jahre Nutzungsdauer. Wird beispielsweise ein Asphalt mit besonders hoher Steifigkeit und sehr guter Ermüdungsbeständigkeit verwendet, so kann bei einer Dicke der Asphaltdecke von $d_A = 4$ cm rechnerisch eine mehr als doppelt so lange Nutzungsdauer (mit 13,8 Jahren) erwartet werden wie bei Berücksichtigung eines Asphalts mit nur mittlerer Ermüdungsbeständigkeit (mit 5,8 Jahren). Sowohl in den Tragschichten ohne Bindemittel als auch in der Asphaltdecke sind somit Materialien mit sehr gutem Gebrauchsverhalten zu verwenden.

Die Bewertung rechnerischer Nutzungsdauern anhand maximaler Zugbeanspruchungen an der Oberseite der untersuchten Asphaltdecken zeigt, dass sich

auch hier ein Bereich deutlich geringerer Ausfallzeitpunkte einstellt. Dieser Bereich ist im Vergleich zum voran beschriebenen Verhalten auf Grundlage der maximalen Zugbeanspruchungen an der Unterseite der untersuchten Asphaltdecken deutlich steiler ausgebildet. Geringere Änderungen in der Dicke der Asphalt-schicht bedingen hier wesentlich größere Änderungen in den prognostizierten Ausfallzeitpunkten. Bei Annahme hoher Asphaltsteifigkeit und Asphalt-schichtdicken von ca. 4 cm wurden für Nachweispunkte an der Ober- und Unterseite der Asphalt-schicht ähnliche Nutzungsdauern berechnet. Bei Asphaltbefestigungen mit dünnen Asphalt-schichten auf Tragschichten ohne Bindemittel wird daher empfohlen, den Ermüdungsnachweis nicht ausschließlich auf die Unterseite der Asphalt-schicht zu beziehen, wo die maximalen Zugbeanspruchungen in der Asphaltdecke rechnerisch erwartet werden können.

*nichtlineares vs.
lineares Berech-
nungsmodell*

Um die Notwendigkeit der Berücksichtigung nichtlinear elastischen Materialverhaltens von Gesteinskornmischungen zu untersuchen, wurden die Ergebnisse - ermittelt mit dem nichtlinearen Berechnungsmodell - mit denen äquivalenter linearer Berechnungsmodelle verglichen. Hierfür wurden die linearen Berechnungsmodelle durch Simulation des Plattendruckversuches anhand der Einsenkungsdifferenz kalibriert. Die Auswertung der durchgeführten Dimensionierungsberechnungen hat gezeigt, dass der beschriebene charakteristische Zusammenhang zwischen berechneter Nutzungsdauer und Dicke der Asphalt-schicht auch bei Anwendung linearer Berechnungsmodelle gleichermaßen erkennbar ist. Auch hier stellt sich ein definiertes Minimum ein, wobei ein deutlicher quantitativer Unterschied zwischen den mittels linearem und nichtlinearem Berechnungsmodell ermittelten Nutzungsdauern sichtbar ist. So wurden bei Anwendung des linearen Berechnungsmodells bei dünneren Asphalt-schichten kürzere und bei dickeren Asphalt-schichten längere Nutzungsdauern berechnet.

Allgemeine Aussagen darüber, ab welcher Dicke der Asphalt-schicht bzw. des Asphaltpaketes nichtlinear elastisches Materialverhalten granularer Tragschichtmische vernachlässigt werden kann, konnten nicht abgeleitet werden. Es zeigte sich jedoch, dass bei Asphaltbefestigungen in Anlehnung an die RStO 12 ([1]) mit $d_A > 12$ cm, bei Annahme ähnlicher Bedingungen wie in dieser Arbeit, Abweichungen in den prognostizierten Ausfallzeitpunkten von ca. 5% zu erwarten sind. Die Berechnung dimensionierungsrelevanter Zugdehnungen im linearen Berechnungsmodell ist weitestgehend unabhängig von der jeweils berücksichtigten Querdehnzahl, da durch die Modellkalibrierung eine Anpassung der Schichtmoduln in Abhängigkeit von der jeweiligen Querdehnzahl erfolgt und somit nahezu konstante Einsenkungsdifferenzen ermittelt werden.

Wird lineares Materialverhalten für die ungebundene Tragschicht angenommen, so werden für dickere Asphaltpakete voraussichtlich zu lange Nutzungsdauern berechnet. Zudem gilt darauf hinzuweisen, dass die in den einbezogenen linearen Berechnungsmodellen ermittelten maximalen Zugspannungen in den Tragschichten ohne Bindemittel mehr als doppelt so groß sind wie die in den nichtlinearen Berechnungsmodellen, was zeigt, dass hier ein gänzlich anderes Materialverhalten simuliert wird. Bei Abweichungen in den genannten Größenordnungen kann dennoch postuliert werden, dass bei Durchführung

des Ermüdungsnachweises für dickere Asphaltpakete das nichtlineare Materialverhalten ungebundener granularer Straßenbaustoffe zur Begrenzung des Rechenaufwandes vernachlässigt werden kann. Voraussetzung sind jedoch geeignete Kombinationen aus Schichtsteifigkeit und Querdehnzahl für die granularen Schichten.

In flexiblen Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel sind die in den Tragschichten entstehenden Beanspruchungen hingegen so groß, dass hier das nichtlinear elastische Materialverhalten von Gesteinskornmischen (d. h. die progressive Kontaktkraft-Verschiebungs-Abhängigkeit) durch nichtlinear elastische Stoffmodelle berücksichtigt werden muss und eine vereinfachte Annahme linearer Materialeigenschaften nicht gerechtfertigt ist. Grundlage bilden geeignete Materialuntersuchungen, die das spannungsabhängige Verhalten von Gesteinskornmischen adäquat abbilden.

Die durchgeführten Dimensionierungsberechnungen erfolgten auf Grundlage der derzeit gültigen Version der RDO Asphalt 09 ([2]) und können, gemäß aktuellem Stand, nicht ohne Vereinfachung auf Grundlage der RDO Asphalt 09/19 ([3]) in Verbindung mit den zugrundeliegenden normierten Charakteristischen Temperaturprofilen (nct-Verläufe) aufgrund der damit verbundenen sehr großen Anzahl an zu berücksichtigenden Beanspruchungszuständen durchgeführt werden. Zur Reduzierung des Berechnungsaufwandes bei Berücksichtigung nichtlinearen Verformungsverhaltens wird in der vorliegenden Arbeit exemplarisch gezeigt, wie die Anzahl zu berücksichtigender Beanspruchungszustände deutlich verringert werden kann und was bei Anwendung der nCT_x-Verläufe beachtet werden muss. So kann der Berechnungsaufwand bei Anwendung der RDO Asphalt 09 um ca. 90 % reduziert werden. Dies ist bei Anwendung nichtlinearer Stoffmodelle von besonderer Bedeutung, da hier die Berücksichtigung aller relevanten Beanspruchungszustände erforderlich ist. Eine Skalierung der Ergebnisse für unterschiedliche Belastungen ist im Gegensatz zur Verwendung linearer Materialmodelle nicht möglich, was somit einen deutlich größeren Berechnungsaufwand mit sich bringt, als es der Fall ist bei Annahme linearer Materialeigenschaften. Die beschriebene Vorgehensweise kann auch auf andere dimensionierungsrelevante Größen übertragen werden.

*Hinweis
Reduzierung Berechnungsaufwand*

Den bleibenden Verformungen auf der Oberseite von Tragschichten ohne Bindemittel wird in der internationalen Literatur eine größere Bedeutung beigegeben als der Ermüdung darüber liegender Asphaltsschichten. Die Durchführung des Verformungsnachweises gemäß den RDO Asphalt sowie eine differenzierte Bewertung rechnerisch ermittelter plastischer Einsenkungen bekräftigt zwar die Notwendigkeit des Einbeziehens plastischer Verformungen im Dimensionierungs- und Bewertungsprozess, die verbreitete Meinung, dass bei flexiblen Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltsschichten auf ungebundenen granularen Schichten die Nutzungsdauer der gesamten Befestigung vornehmlich durch plastische Deformationen der ungebundenen Schichten definiert wird, kann jedoch nicht generell bestätigt werden. Es konnte u. a. gezeigt werden, dass zu erwartenden Beanspruchungen bzw. Einsenkungen auf der ungebundenen Tragschicht maßgeblich vom Konstruktionsaufbau und den verwendeten Materialien abhängig sind. Mit zunehmender Asphaltsschichtdicke

Verformungsnachweis

oder zunehmender Dicke der ungebundenen Tragschicht reduzierten sich die plastischen Verformungen. Die entsprechenden Abhängigkeiten sind jedoch eindeutig nichtlinear. Folglich wird hinsichtlich der Begrenzung plastischer Verformungen empfohlen, in Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel Mindestdicken für die einzelnen Schichten vorzugeben. Abschließend gilt zu bemerken, dass eine quantitative Bewertung der berechneten plastischen Verformungen erst sinnvoll ist, wenn der Ansatz des verwendeten plastischen Modells anhand von Feldversuchen umfangreich validiert wurde.

*Ermüdungs- vs.
Verformungs-
nachweis*

Zur Bewertung des Ermüdungs- und des Verformungsnachweises wurden die bei Anwendung beider Versuche berechneten Ausfallzeitpunkte (bzw. Abhängigkeiten) überlagert. Es hat sich gezeigt, dass - anders als in der Literatur postuliert - der Ermüdungsnachweis des Asphaltpaketes und der Verformungsnachweis der Tragschicht ohne Bindemittel durchaus zu ähnlichen Nutzungsdauern führen können. In Abhängigkeit vom Konstruktionsaufbau ist entweder der Ermüdungs- oder der Verformungsnachweis maßgebend. Um diesbezüglich jedoch konkrete Empfehlungen ableiten zu können, sollte zunächst der Verformungsnachweis überdacht werden. Es kann jedoch vermutet werden, dass auch bei Einbeziehung eines anderen Verformungsnachweises eine vergleichende Betrachtung der für die Asphaltdecke und die ungebundenen Schichten maßgebenden Nachweise erstrebenswert und erforderlich ist.

8.2 FAZIT

Auf Grundlage der einbezogenen Material- und Modellvarianz konnten die Einsatzgrenzen der Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf ungebundener Tragschicht“ umfassend untersucht werden. So konnte gezeigt werden, dass bei geeigneter Materialwahl ausreichend lange Nutzungsdauern erwartet werden können. Straßenbefestigungen mit einer ca. 4 cm dicken Asphaltsschicht auf einer Tragschicht ohne Bindemittel können somit als eine geeignete Befestigungsvariante für Straßen der BK 1,8 bewertet werden. In diesem Fall sind rechnerische Nutzungsdauern von bis zu 14 Jahren zu erwarten. Es gilt jedoch darauf hinzuweisen, dass die verwendeten Nachweisverfahren zum einen noch nicht für die Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf ungebundener Tragschicht“ kalibriert wurden und zum anderen aus Sicht der Autorin teilweise noch angepasst bzw. ersetzt werden sollten.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit verdeutlichen, dass zur Dimensionierung und Bewertung von flexiblen Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel rechnerische Verfahren unerlässlich sind, insbesondere aufgrund des Einflusses des von hoher Varianz geprägten mechanischen Verhaltens der Materialien in den einzelnen Befestigungsschichten sowie aufgrund des Einflusses der Dicken der jeweiligen Befestigungsschichten.

Um das Verfahren nach den RDO Asphalt zur rechnerischen Dimensionierung flexibler Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschicht-

ten ohne Bindemittel anwenden zu können, bedarf es zunächst der Kalibrierung des Verfahrens. Bei Berücksichtigung von nichtlinear elastischem Materialverhalten erfordert die Bereitstellung dimensionierungsrelevanter Beanspruchungsgrößen die Verwendung einer Finiten Elemente Software.

8.3 AUSBLICK UND EMPFEHLUNGEN

Aus den in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Untersuchungen lässt sich weiterer Handlungsbedarf ableiten.

Empfehlungen für künftige Versuchsdurchführungen:

Bisherige Prüfprozeduren zur Durchführung von Triaxialversuchen mit dem Ziel der Bereitstellung geeigneter Versuchsdaten zur Bestimmung der Parameter des DRESDNER Modells (und anderer Stoffmodelle) sind so anzupassen, dass die gesamte Spanne der in einer Befestigung zu erwartenden Beanspruchungen berücksichtigt wird. Die Gültigkeitsgrenzen eines Stoffmodells beschränken sich streng genommen nur auf den Wertebereich der zur Modellbildung zugrunde gelegten Stichprobe. Beanspruchungszustände außerhalb des Gültigkeitsbereiches sind daher mit Bedacht zu bewerten.

Künftige Prüfprozeduren sollten weiterhin mit einer Vorbelastung beginnen, um Nachverdichtungsprozesse in der Gesteinsprobe während der eigentlichen Versuchsdurchführung weitestgehend auszuschließen. Es gilt zu prüfen, ob die angenommene Vorbelastungen anzupassen ist, um Auffälligkeiten in den Messergebnissen der ersten Laststufe(n) zu vermeiden. Ergänzend sollte überlegt werden, ob ggf. weitere bzw. andere Ursachen festgestellt werden können.

Zugspannungsaufnahmefähigkeit von Gesteinskornmischungen:

Die getroffenen Annahmen zur Erweiterung des DRESDNER Modells für den nicht definierten Bereich eventuell auftretender Zugbeanspruchungen sind anhand von Laborversuchen zu prüfen. In Ergänzung zu den Untersuchungen von WENZEL ([119]) sollte die Zugspannungsaufnahmefähigkeit von Gesteinskornmischungen erneut untersucht und bewertet werden. Auf Grundlage der Ergebnisse kann das Maß zulässiger Zugbeanspruchungen in Finite Elemente Berechnungen für beliebige Stoffmodelle definiert festgelegt werden. Ein gänzlich Ausschließen von Zugbeanspruchungen erscheint auf Grundlage bisheriger Erkenntnisse nicht sinnvoll bzw. notwendig.

Begrenzung auftretender Zugspannungen:

Es wird empfohlen, ggf. weitere Möglichkeiten zur Begrenzung auftretender Zugspannungen zu erarbeiten bzw. vergleichend in ein Finite Elemente Programm zu implementieren. Aktuelle Erkenntnisse zur Zugspannungsaufnahmefähigkeit von Gesteinskornmischungen sind dabei zu berücksichtigen. Modelanpassungen und ergänzende Nebenbedingungen im Berechnungsprogramm sowie daraus resultierende Änderungen des Modellverhaltens sollten stets physikalisch sinnvoll sein.

Berücksichtigung anisotropen Materialverhaltens:

Um anisotropes Materialverhalten, das beispielsweise bei plattigem Material

erwartet werden kann, bei Anwendung des DRESDNER Modells (oder anderen Stoffmodellen) berücksichtigen zu können, könnte das Stoffmodell durch einen Anisotropiefaktor erweitert werden. Dieser ist jedoch prüftechnisch zu bestimmen, was einer geeigneten Triaxialanlage zur realitätsnahen Messung horizontaler Verformungen bedarf.

Kalibrierung von Stoffmodellen:

Da die in der Vergangenheit gemessenen Oberflächenverformungen, insbesondere die Trichterbildung, mit den implementierten Ansätzen des DRESDNER Modells (aufgeweicht und nicht aufgeweicht) nur sehr bedingt nachgebildet werden konnten, sind hier unbedingt weitere Forschungstätigkeiten zu forcieren. Anhand aktueller Messungen in situ bzw. mittels eines Großversuchsstandes sind (rein) elastische Oberflächenverformungen erneut nachzurechnen. Dafür erforderliche Modellparameter sind mittels Triaxialversuche zu bestimmen. Zudem ist zu prüfen, ob neben dem nichtlinear elastischen spannungsabhängigen Materialverhalten andere mechanische Eigenschaften, bzw. Vorgänge, für die Charakteristik der gemessenen Verformungen ursächlich sind und künftig berücksichtigt werden sollten.

Untersuchung und Bewertung weiterer Belastungskombinationen:

In Ergänzung zu den durchgeführten Berechnungen sollte ein Berechnungsmodell erstellt werden, mit dem auch dreidimensionale Beanspruchungszustände simuliert werden können. Dies ist notwendig, um auch Randstellungen von Belastungen sowie inhomogene Lastverteilungen untersuchen zu können. Beide Lastfälle sind bei Befestigungen mit nur dünnen Asphaltdecken als kritisch zu bewerten, da sie zu lokal deutlich höheren Beanspruchungen in der Befestigung führen können als mittige Laststellungen bzw. homogene Lastverteilungen.

Festlegung dimensionierungsrelevanter Kenngrößen:

Entsprechend den vorliegenden Ausführungen sollte überlegt werden, ob künftig das Koordinatensystem des Berechnungsmodells (i. d. R. mit den Koordinaten x , y , z) oder des Hauptachsensystems für das Auslesen dimensionierungsrelevanter Dehnungs- und Spannungskomponenten gewählt werden sollte. Bei Zugrundelegen des Hauptachsensystems sind bestehende Nachweisführungen folglich anzupassen. Zudem gilt zu prüfen, inwieweit die Richtung der einzelnen Komponenten im Hauptachsensystem berücksichtigt werden muss.

Reduzierung des Berechnungsaufwandes für einen Dimensionierungsfall:

Um die Anzahl zu berücksichtigender Beanspruchungszustände bei Anwendung der RDO Asphalt 09/19 ([2, 3]) unter Einbeziehung normierter Charakteristischer Temperaturprofile (ncT_x -Verläufe) gemäß beschriebener Vorgehensweise reduzieren zu können, wird empfohlen, sich über den Querschnitt der Asphaltdecke (von ca. 4 cm Dicke) ändernde temperaturabhängige Schichtsteifigkeiten vereinfacht durch konstante mittlere Schichtsteifigkeiten zu repräsentieren. Es gilt jedoch zunächst durch vereinfachte Annahmen noch zu überprüfen, inwieweit dies zu berechnende Nutzungsdauern beeinflusst.

Finalisieren des Dimensionierungs- und Bewertungsverfahrens:

Der in den RDO Asphalt geforderte Verformungsnachweis für ungebundene Befestigungsschichten auf Grundlage vertikaler elastischer Beanspruchungen

sollte durch einen neu zu erarbeitenden Ansatz ersetzt werden. Insbesondere für Straßenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel können hohe Beanspruchungen auf der Oberseite der ungebundenen Tragschicht erwartet werden. Ein verbesserter realitätsnäherer Verformungsnachweis, beispielsweise durch Einbeziehen des plastischen Verformungsverhaltens zu verwendender Materialien, ist Voraussetzung für die finale Gewichtung der Nachweise für die Bauweise „dünne Asphaltsschicht auf Tragschicht(en) ohne Bindemittel“ .

Es sollte außerdem überlegt werden, ob, u. a. in Hinblick auf Rissentstehungsmechanismen, auch ein Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung der maximalen Zugbeanspruchungen an der Oberseite der Asphaltdecke durchgeführt werden sollte.

Des Weiteren gilt festzuhalten, dass nach den RDO Asphalt extreme Belastungen bzw. Belastungskombinationen nicht gesondert berücksichtigt werden. Aus Sicht der Autorin sollte jedoch insbesondere bei flexiblen Befestigungen mit nur dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel auch eine differenzierte Bewertung von besonders kritischen Belastungskombinationen im Dimensionierungs- und Bewertungsverfahren Anwendung finden. Es sollte daher überlegt werden, ob ggf. Einzelnachweise für ausgewählte Belastungskombinationen unter Einbeziehen hoher Achslasten sinnvoll sind. Hierfür muss jedoch der Begriff „hohe Achslast“ anwendungsspezifisch definiert werden.

Für alle final festzulegenden Nachweise sind kalibrierte Sicherheitsbeiwerte bzw. Anpassungsfaktoren bereitzustellen.

Validierung des Dimensionierungs- und Bewertungsverfahrens:

In Ergänzung zur Kalibrierung von Stoffmodellen zur Beschreibung des nicht-linearen spannungsabhängigen elastischen Verhaltens von Gesteinskörnungsmischen ist eine Validierung des künftigen rechnerischen Dimensionierungs- und Bewertungsverfahrens anhand einer neu zu realisierenden Untersuchungsstrecke anzustreben.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen: RStO 12*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460210
- [2] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke: RDO Asphalt 09*. Köln, FGSV Verlag, 2009. – ISBN 9783941790155
- [3] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht: RDO Asphalt 09/19*. Köln, FGSV Verlag, 2019
- [4] WELLNER, Frohmüt ; DRAGON, Ines: *Einfluss der Zusammensetzung von Asphaltgemischen auf ihre primären Gebrauchseigenschaften, Schlussbericht zu IGF-Vorhaben Nr. 15624BR*. Dresden, Technische Universität Dresden, 2010
- [5] WELLNER, Frohmüt ; KAMRATOWSKI, Erik: *Entwicklung von Asphalten für zukünftige schwerste Verkehrsbelastungen: Schlussbericht zu IGF-Vorhaben Nr. 18472 BR*. Dresden, Technische Universität Dresden, 2018
- [6] DRAGON, Ines: *Einfluss der Zusammensetzung von Asphaltgemischen auf die Ermüdungsbeständigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2015
- [7] KAMRATOWSKI, Erik: *Optimierung von Asphaltgemischen anhand von performance-orientierten Prüfverfahren, Entwurfsfassung*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2021
- [8] DIN 1342-1:2003-11. *Viskosität - Teil 1: Rheologische Begriffe*
- [9] ZEISSLER, Alexander: *Untersuchungen zum spannungsabhängigen Materialverhalten von Asphalt*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2015
- [10] QUECK, Uwe: *Grundlagen zur Berechnung der Spannungs- Verformungszustände ungebundener Konstruktionsschichten als Teil flexibler Befestigungen im Straßenbau*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1992
- [11] SPANIER, Titus ; WELLNER, Frohmüt ; LEISCHNER, Sabine: *Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO, Entwurfsfassung Schlussbericht zu FE 04.0294/2015/OGB*. Technische Universität Dresden, 2021
- [12] KOLISOJA, Pauli: *Resilient deformation characteristics of granular materials*. Tampere, Finland, Tampere University of Technology, Dissertation, 1997

- [13] THOM, N. H. ; BROWN, S. F.: Effect of moisture on the structural performance of a crushed limestone road base. In: *Proc. 66th Annual Meeting of the Transportation Board* (1987), S. 50–56
- [14] KAMAL, M. A. ; DAWSON, A. R. ; FAROUKI, O. T. ; HUGHES, D. A. B. ; SHA'AT, A. A.: Field and laboratory evaluation of the mechanical behaviour of unbound granular materials in pavements. In: *Transportation research record* 1406 (1993), S. 88–97
- [15] VAN NIEKERK, Andrès A.: *Mechanical behavior and performance of granular bases and sub-bases in pavements*. Delft, Delft University of Technology, Dissertation, 2002
- [16] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau: TL SoB-StB 20*. Köln, FGSV Verlag, 2020. – ISBN 9783864462436
- [17] LEKARP, Fredrick ; ISACSSON, Ulf ; DAWSON, Andrew: State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. In: *Journal of transportation engineering* 126 (2000), Nr. 1, 66–75. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(66)
- [18] LEKARP, Fredrick ; ISACSSON, Ulf ; DAWSON, Andrew: State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. In: *Journal of transportation engineering* 126 (2000), Nr. 1, 76–83. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(76)
- [19] ROSSBERG, Konrad ; GLEITZ, Torsten ; WELLNER, Frohmut: *Dynamische Belastungsversuche an Pflasterkonstruktionen: Forschungsbericht*. Dresden, Technische Universität Dresden, 1996
- [20] CANON FALLA, Gustavo ; WELLNER, Frohmut ; WERKMEISTER, Sabine ; OESER, Markus ; MEYER, André: *Straßenbefestigungen aus dünnen Asphalt-schichten auf qualitativ hochwertigen Tragschichten ohne Bindemittel für Bundesstraßen*. Carl Ed. Schünemann KG, 2018 (Heft 1132). – ISBN 9783956063923
- [21] BARKSDALE, R. D.: Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. In: *Proc. 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* (1972), S. 161–174
- [22] WELLNER, Frohmut ; LIPKE, Sebastian ; WERKMEISTER, Sabine: *Dimensionierungsrelevante Eingangsgrößen für Asphaltbefestigungen*. Bremen, Wirtschaftsverlag NW Verlag Für Neue Wissenschaft Bremerhaven, 2011. – ISBN 9783869181196
- [23] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Technische Prüfvorschriften für Asphalt (TP Asphalt-StB), Teil 24 Spaltzug-Schwellversuch – Beständigkeit gegen Ermüdung*. Köln, FGSV Verlag, 2018. – ISBN 9783939715788

- [24] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Technische Prüfvoorschriften für Asphalt (TP Asphalt-StB), Teil 26 Spaltzug-Schwellversuch – Bestimmung der Steifigkeit*. Köln, FGSV Verlag, 2018. – ISBN 9783939715788
- [25] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Technische Prüfvoorschrift für Asphalt (TP Asphalt-StB), Teil 46 A: Kälteeigenschaften, Einaxialer Zugversuch und Abkühlversuch*. Köln, FGSV Verlag, 2009
- [26] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Arbeitsanleitung Druck-Schwellversuch am schlanken Probekörper (AL DSV slim), Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2021
- [27] DIN EN 13286–7:2004–04. *Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 7: Dreiaxialprüfung mit zyklischer Belastung für ungebundene Gemische; Deutsche Fassung EN 13286-7:2004*
- [28] DIN 18135:2012–04. *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch*
- [29] DIN EN ISO 17892–5:2017–08. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017); Deutsche Fassung EN ISO 17892-5:2017*
- [30] SPANIER, Titus: *Grundlagen zur Optimierung von Tragschichten ohne Bindemittel in Befestigungen von Verkehrsflächen, Entwurfsfassung*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2021
- [31] DIN 18134:2012–04. *Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch*
- [32] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Technische Prüfvoorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B.8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgerätes*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460364
- [33] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen Teil B: Benkelman-Balken: Gerätebeschreibung, Messdurchführung*. Köln, FGSV Verlag, 2014. – ISBN 9783864460883
- [34] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen Teil C: Benkelman-Balken: Auswertung und Bewertung von Einsenkungsmessungen*. Köln, FGSV Verlag, 2014. – ISBN 9783864460890
- [35] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen Teil B.3/C.3: Einsenkungsmessgerät "Lacroix": Gerätebeschreibung, Messdurchführung (B.3) - Auswertung von Einsenkungsmessungen (C.3)*. Köln, FGSV Verlag, 2008

- [36] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Auswertung und Bewertung der Messergebnisse ; Teil C: Falling Weight Deflectometer (FWD): Auswertung und Bewertung von Einsenkungsmessungen - Betonbauweisen*. Köln, FGSV Verlag, 2017. – ISBN 9783864461897
- [37] DIN EN 13286-47:2012-07. *Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 47: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio), des direkten Tragindex (IBI) und des linearen Schwellwertes; Deutsche Fassung EN 13286-47:2012*
- [38] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B.7.1: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio)*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460364
- [39] SHARP, Richard W. ; BOOKER, John R.: Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads. In: *Journal of transportation engineering* 110 (1984), Nr. 1, 1–14. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-947X(1984)110:1(1)
- [40] COLLINS, I. F. ; BOULBIBANE, M.: Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126 (2000), Nr. 1, 50–59. – DOI 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:1(50)
- [41] GOTSCHOL, Alexander: *Schriftenreihe Geotechnik*. Bd. H. 12: *Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung: Zugl.: Kassel, Univ., Diss., 2002*. Kassel, Univ. Fachgebiet Geotechnik, 2002. – ISBN 3897920816
- [42] LESNY, K. ; RICHWIEN, W.: Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung. In: *Dokumentation '3. Tagung Offshore Windenergie 2004 - Wirtschaftlichkeit, Verfügbarkeit, Technik'* (2004), S. 29–39
- [43] PATZAK, Joerg: *Mechanisches Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel unter besonderer Berücksichtigung des Temperatureinflusses: Experimentelle Analyse am Beispiel einer Kiestragschicht*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2016
- [44] WERKMEISTER, Sabine: *Permanent deformation behaviour on unbound granular materials in pavement constructions*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2003
- [45] SANDBERG, Ulf ; KRAGH, Jörgen ; GOUBERT, Luc ; BENDTSEN, Hans ; BERGIERS, Anneleen ; BILIGIRI, Krishna P. ; KARLSSON, Robert ; NIELSEN, Erik ; OLESEN, Erik ; VANSTEENKISTE, Stefan: *Optimization of thin asphalt layers: state-of-the-art review*. ERA-NET ROAD, 2011
- [46] WOREL, Ben ; GEIB, J. ; WINNERHOLT, Tomas ; WENDEL, Mats ; BAKLØKK, Leif J. ; SABA, Rabbira G. ; ERLINGSSON, Sigurdur ; SIGURSTEINSSON, H. ; GUDMUNDSSON, H.: International comparison of flexible pavement design (Sweden, Norway, Iceland, Denmark, Minnesota). In: *Proc. 9th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields* (2013), 359–368

- [47] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau: ZTV SoB-StB 20*. Köln, FGSV Verlag, 2020. – ISBN 9783864462429
- [48] *Australian Design Guides: Austroads - Part: Guide to Road Design, Part 1: Objectives of Road Design 04/21*. Sydney, Australia, Austroads, 2004. – ISBN 9781922382481
- [49] RÖSLER, Joachim ; HARDERS, Harald ; BÄKER, Martin: *Mechanisches Verhalten der Werkstoffe*. 6. Auflage. Springer Vieweg, 2019. – ISBN 9783658268015
- [50] HOLM ALTENBACH: *Kontinuumsmechanik: Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen*. 4. Auflage. Springer Vieweg, 2018. – ISBN 9783662575048
- [51] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise (RSO Asphalt), Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2015
- [52] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen - Eingangsgroößen in die Bemessung (Materialkennwerte)*. Köln, FGSV Verlag, 2006
- [53] HÜRTGEN, Heinz: *Methoden zur Beschreibung der thermomechanischen Eigenschaften von Asphalt (Asphalt-Rheologie)*. Hannover, Universität Hannover, 2000 (Mitteilungen aus dem Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau im Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der Universität Hannover 20)
- [54] WELLNER, Frohmüt ; ASCHER, Daniel ; RADENBERG, Martin ; ÇETINKAYA, Reha: *Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik*. Bd. 1091: *Bestimmung des Alterungsverhaltens von Asphaltgemischen als Grundlage für die Dimensionierung und Prognose der Lebensdauer und Schadensentstehung: Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: FE 04.205/2006/ARB*. Bremen, Fachverl. NW, 2013. – ISBN 9783956060151
- [55] OESER, Markus: *Nichtlineare numerische Simulationsmodelle für Verkehrswegebefestigungen unter Berücksichtigung von mechanischen, thermischen und hydraulischen Einwirkungen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Habilitationsschrift, 2010
- [56] NUMRICH, Ralf: *Modellierung des nichtlinear-elastischen Verformungsverhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2003
- [57] SCHAD, Hermann: *Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei Analysen von Grundbauaufgaben*. Baugrundinstitut Stuttgart; Mitteilung Nr. 10/1979, 1979. – ISBN 392183710X

- [58] GLEITZ, Torsten: *Beitrag zur rechnerischen Erfassung des nichtlinearen Spannungs-Verformungsverhaltens ungebundener Tragschichtmaterialien in flexiblen Straßenkonstruktionen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1996
- [59] UZAN, Jacob: Characterization of granular material. In: *Transportation research record* 1022 (1985), Nr. 1, S. 52–59
- [60] UZAN, Jacob: Resilient characterization of pavement materials. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 16 (1992), Nr. 6, S. 453–459. – DOI [10.1002/nag.1610160605](https://doi.org/10.1002/nag.1610160605)
- [61] UZAN, J. ; WITCZAK, M. W. ; SCULLION, T. ; LYTTON, R. L.: Development and validation of realistic pavement response models. In: *Proc. 7th International Conference on Asphalt Pavements, Nottingham UK* (1992), S. 334–350
- [62] STEVEN: *Development and Verification of a Pavement Performance Model Suitable for use with New Zealand Materials and Pavements*, University of Canterbury, Christchurch, NZ, Dissertation, 2005
- [63] ANOCHIE-BOATENG, Joseph K.: *Advanced Testing and Characterization of Transportation Soils and Bituminous Sands*, University of Illinois, Dissertation, 2007
- [64] UZAN, Jacob: Granular Material Characterization for Mechanistic Pavement Design. In: *Journal of transportation engineering* 125 (1999), Nr. 2, S. 108–113. – DOI [10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(1999\)125:2\(108\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(1999)125:2(108))
- [65] WELLNER, Frohmut: *Grundlagen zur Bemessung flexibler Strassenkonstruktionen mit Tragschichten ohne Bindemittel*. Dresden, Technische Universität Dresden, Habilitationsschrift, 1993
- [66] WELLNER, Frohmut: *Grundlagen zur Dimensionierung von Pflasterbefestigungen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1986
- [67] HERTZ, Heinrich: Über die Berührung fester elastischer Körper. In: *Journal für reine und angewandte Mathematik* (1882), Nr. 92, 156–171. – DOI [10.1515/crll.1882.92.156](https://doi.org/10.1515/crll.1882.92.156)
- [68] LANDAU, L. D. ; LIFSCHITZ, E. M.: *Lehrbuch der theoretischen Physik, Bd. 7: Elastizitätstheorie*. Berlin, Akademie-Verlag Berlin, 1983. – ISBN [3055000633](https://www.isbn-international.org/number/3055000633)
- [69] EHRLER, C.: Grundzüge eines Verfahrens zur Bestimmung des E-Moduls von Straßenbaustoffen. In: *Die Straße* 18 (1978), Nr. 4, S. 115–117
- [70] MÖHNER, B.: *Auswertung und Vergleich von Triaxialversuchen an ungebundenen Kornhaufwerken mit dem Ziel der Parameterbestimmung für anzuwendende Stoffgesetze (Nr.535)*. Dresden, Technische Universität Dresden, Diplomarbeit, 1993. – nicht verfügbar

- [71] KOHLER, G.: *Theoretische Dickenbemessungsverfahren im bituminösen Fahrbahndeckenbau bei besonderer Berücksichtigung der Material- und sonstigen Eingangsdaten, Forschungsbericht zu KO 487/1+2*. Linz/Rh, Deutsche Forschungsgemeinschaft, 1973
- [72] SELKE, Peter: *Höhere Festigkeitslehre: Grundlagen und Anwendungen*. München, Oldenbourg, 2013. – ISBN 9783486714074
- [73] PRAGER, William ; HODGE, Philip G.: *Theorie ideal plastischer Körper*. Springer Vienna, 1954. – ISBN 9783709178355
- [74] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen: RDO Beton 09*. Köln, FGSV Verlag, 2009. – ISBN 9783941790278
- [75] ZEISSLER, Alexander: *Rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise - Möglichkeiten und Perspektiven, Entwurfsfassung*. Dresden, Technische Universität Dresden, Habilitationsschrift, 2020
- [76] HESS, R.: *Kalibrierung von Verhaltensmodellen für das Straßenerhaltungsmanagement*. Hannover, Universität Hannover, Diplomarbeit, 1998
- [77] WELLNER, Frohmüt ; KAYSER, Sascha: *Grundlagen zur Erfassung der Temperaturbedingungen für eine analytische Bemessung von Asphaltbefestigungen*. Dresden, Bundesministerium für Verkehrs und digitale Infrastruktur, 2008. – ISBN 9783865097989
- [78] KAYSER, Sascha: *Grundlagen zur Erfassung klimatischer Einflüsse bei Dimensionierungsrechnungen von Asphaltbefestigungen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2009
- [79] KAYSER, Sascha: *KiST-Zonen für die RSO und RDO Asphalt*. In: *Straße und Autobahn 70* (2019), Nr. 11, S. 964–974
- [80] AUGTER, Gisela ; KAYSER, Sascha: *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen : S, Straßenbau*. Bd. Heft 136: *KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Asphalt: Erweiterte grafische Darstellung der KiST-Zonen für die RSO Asphalt*. 1. Bremen, Fachverlag NW in Carl Ed. Schünemann KG, 2019. – ISBN 9783956064685
- [81] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Eingangsgößen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz: Teil 2., Klima, Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2009
- [82] AMMADI, Mohammed: *Einfluss von Kurzzeit- sowie Langzeitalterung im Labor auf die Struktur von Polymeren und praxisrelevanten Eigenschaften modifizierter Bindemittel*. Verl. für Neue Wiss., 2005. – ISBN 9783865092236
- [83] *Veränderung von PmB nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren: Veränderung der Eigenschaften von polymermodifizierten Bitumen nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren und nach Rückgewinnung aus Asphalt*. Verl. für Neue Wiss., 2005. – ISBN 9783865093561

- [84] ÇETINKAYA, Reha: *Bewertung der Einflussgrößen auf die thermisch-oxidative Alterung von Bitumen im Asphalt*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2011. – ISBN [9783899666236](#)
- [85] STEINER, Daniel: *Entwicklung und Optimierung einer Labor-Alterungsmethode für Asphaltprobekörper zur Simulation der Langzeitalterung und Bewertung der Alterungsbeständigkeit*. Wien, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 1993
- [86] STEPHAN, Dietmar A. ; WEIGEL, Sandra: *Bindemitteldesign für Asphaltstraßen: Definition eines chemisch-rheologischen Anforderungsprofils*. Carl Ed. Schönemann KG, 2018. – ISBN [9783956063978](#)
- [87] MASCHAUER, Daniel ; HOFKO, Bernhard ; EBERHARDSTEINER, Lukas ; GROTHE, Hinrich ; NUR KOYUN, Ayse ; WISTUBA, Michael P. ; BÜCHNER, Johannes ; PATZAK, Jörg ; WEISE, Christiane: *Optimales Asphaltmischgut-Alterungsverfahren zur Berücksichtigung in der rechnerischen Dimensionierung*. Technische Universität Wien, 2020. – [Ergebnisbericht OptiMAI](#)
- [88] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Eingangsrößen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz: Teil 1., Verkehrsbelastung, Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2009
- [89] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die Anlage von Landstraßen: RAL*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN [9783864460395](#)
- [90] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Richtlinien für die Anlage von Autobahnen, RAA*. Köln, FGSV Verlag, 2008. – ISBN [9783939715511](#)
- [91] UHLIG, Wolf: *Grundlagen für Lastannahmen zur Dimensionierung von Straßenbefestigungen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2019
- [92] REINHARDT, Uwe: *Videobasierte Klassifizierung von Fahrzeugen im Straßenverkehr, Entwurfsfassung*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2021
- [93] MINER, M. A.: *Cumulative Damage in Fatigue*. In: *Journal of Applied Mechanics* 12 (1954), Nr. 3, A159-A164. – DOI [10.1115/1.4009458](#)
- [94] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Ermittlung von Anpassungsfaktoren für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz von Asphalt, Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2020
- [95] BLASL, Anita ; KRAFT, Juliane ; WELLNER, Frohmut: *AllBack2Pave - Hohe Recyclingraten in Deckschichtgemischen*. In: *Dresdner Asphalttage Tagungsband* (2015), S. 31–59

- [96] KAYSER, Sascha ; ZEISSLER, Alexander ; REINHARDT, Uwe: Spurrinnenprognose für Asphaltbefestigungen unter Berücksichtigung von Zufallsprozessen. In: *Dresdner Asphalttage Tagungsband* (2011)
- [97] DRAGON, Ines ; REINHARDT, Uwe: Weiterentwicklung der Ansätze für die Spurrinnenprognose von Asphaltbefestigungen. In: *Straße und Autobahn* Nr. 4 (2015)
- [98] WELLNER, Frohmut ; DRAGON, Ines ; REINHARDT, Uwe: Improvements regarding the procedure of rutting prediction of asphalt pavements. In: *6th Euroasphalt & Eurobitume Congress* (2016)
- [99] HEUKELOM, W. ; KLOMP, A.: Dynamic testing as a means of controlling pavement during and after construction. In: *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* 203 (1962), Nr. 1, S. 495–510
- [100] *Benutzerhandbuch: Comsol Multiphysics, Version 5.4.* Comsol, 2018
- [101] ZEISSLER, Alexander: *ADtoPave - Analysing and Design Tool for Pavements ADtoPave: Version 2018.01.016.* IDAV GmbH, Dresden, 2018
- [102] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Strassenbau: ZTVT-StB 95.* Köln, FGSV Verlag, 1998
- [103] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen: Teil B 1., Methode der Mehrschichtentheorie und Halbraumtheorie bei der Dimensionierung.* Köln, FGSV Verlag, 2011. – ISBN 9783864460012
- [104] BOUSSINESQ, Joseph: *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques: principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur: mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse.* Paris, Gauthier-Villars, 1885
- [105] MARGUERRE, K.: Spannungsverteilung und Wellenausbreitung in der kontinuierlich gestützten Platte. In: *Ingenieur-Archiv* 4 (1933), Nr. 4, 332–353. – DOI [10.1007/BF02081558](https://doi.org/10.1007/BF02081558)
- [106] BURMISTER, D. M. ; PALMER, L. A. ; BARBER, E. S. ; MIDDLEBROOKS, T. A.: Theory of stresses and displacements in layered systems and application to the design of airport runways. In: *Proc. 23rd Annual Meeting of the Highway Research Board* (1943), S. 126–148
- [107] BURMISTER, D. M.: The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. I. In: *Journal of Applied Physics* 16 (1945), Nr. 2, S. 89–94. – DOI [10.1063/1.1707558](https://doi.org/10.1063/1.1707558)
- [108] BUFLER, Hans: Der Spannungszustand in einer geschichteten Scheibe. In: *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik* 41 (1961), Nr. 4, 158–180. – DOI [10.1002/zamm.19610410404](https://doi.org/10.1002/zamm.19610410404)

- [109] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN E. V.: *Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen: Teil B 3., Methode der finiten Elemente und Randelemente bei der Dimensionierung.* Köln, FGSV Verlag, 2009. – ISBN 9783939715931
- [110] BLAB, Ronald: *Analytische Methoden zur Modellierung der Verformungseigenschaften flexibler Fahrbahnaufbauten.* Wien, Technische Universität Wien, Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung, Heft 11 , Habilitationsschrift, 2001
- [111] KALISKE, M. ; OESER, M. ; ECKSTEIN, L. ; LEISCHNER, S. ; RESSEL, W. ; WELLNER, F. ; WRIGGERS, P. (Hrsg.) ; EBERHARD, P. (Hrsg.): *Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics.* Bd. 96: *Coupled System Pavement - Tire - Vehicle: A Holistic Computational Approach.* Springer, Berlin, 2021. – ISBN 9783030754853
- [112] WORMUTH, Rüdiger: *Baulexikon: Erläuterung wichtiger Begriffe des Bauwesens.* 3., aktualisierte und erweiterte Auflage. Berlin, Wien, Zürich, Beuth, 2016 (Bauwerk). – ISBN 9783410246558
- [113] *Theoretische Beschreibung des 3D Drucker-Prager-Materialmodells.* Autodesk Benutzerhandbuch, 2020. – <https://knowledge.autodesk.com>
- [114] <https://de.wikipedia.org/wiki/Heaviside-Funktion>. 03/2020
- [115] <https://en.wikipedia.org/wiki/Smoothstep>. 09/2020
- [116] BÖGE, Alfred: *Technische Mechanik: Statik - Dynamik - Fluidmechanik - Festigkeitslehre.* Wiesbaden, Vieweg+Teubner, 2011. – ISBN 9783834813558
- [117] KNEUBÜHL, Fritz K.: *Repetitorium der Physik.* Stuttgart, Teubner Verlag, 1994. – ISBN 9783519430124
- [118] REUTHER, Claus-Dieter: *Grundlagen der Tektonik: Kräften und Spannungen der Erde auf der Spur.* Berlin and Heidelberg, Springer Spektrum, 2012. – ISBN 9783827420657
- [119] WENZEL, Joachim: *Berechnung von Straßenfahrbahnen mit ungebundenen Tragschichten.* Slowakische Technische Hochschule Bratislava, Dissertation, 1984
- [120] BLASL, Anita: *Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Versuchsergebnisse im einaxialen Zugschwellversuch.* Dresden, Technische Universität Dresden, Diplomarbeit, 2008
- [121] DIN EN 12697-24:2018-11. *Asphalt - Prüfverfahren - Teil 24: Beständigkeit gegen Ermüdung; Deutsche Fassung EN 12697-24:2018*

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

- Abbildung 2.1 Mechanisches Verhalten von ungebundenen Materialien: Prinzipskizze Kompression vs. Kontaktdruck 10
- Abbildung 3.1 Modellierung des Materialverhaltens: Skizze räumlicher Spannungszustand am Volumenelement 24
- Abbildung 3.2 Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Funktionsverlauf des Bezugsmoduls 41
- Abbildung 4.1 Beanspruchungsgrößen: RDO-Temperaturverläufe T_t in einer Asphaltbefestigung 53
- Abbildung 4.2 Beanspruchungsgrößen: exemplarische ncT-Temperaturänderungsverläufe in einer Asphaltbefestigung 55
- Abbildung 4.3 Beanspruchungsgrößen: Vergleich der RDO-Verläufe zu ncT-Verläufe in einer Asphaltbefestigung 56
- Abbildung 4.4 Beanspruchungsgrößen: Häufigkeitsverteilung der charakteristischen Oberflächentemperatur 57
- Abbildung 4.5 Beanspruchungsgrößen: relevante Häufigkeitsverteilungen der Achslastkollektive 61
- Abbildung 5.1 Materialwahl: Hauptkurven der einbezogenen Asphalte und der Kalibrierasphalte 76
- Abbildung 5.2 Materialwahl: Ermüdungsfunktionen der einbezogenen Asphalte 77
- Abbildung 5.3 Materialwahl: kryogene Zugspannungen für zwei ausgewählte Asphalte; gemessen 78
- Abbildung 5.4 Materialwahl: Korngrößenverteilungen der ausgewählten Gesteinskorngemische 80
- Abbildung 5.5 Materialwahl: mechanisches Verhalten verschiedener Gesteinskorngemische 82
- Abbildung 5.6 Materialwahl: mechanisches Verhalten der ausgewählten Gesteinskorngemische 83
- Abbildung 5.7 Materialwahl: mechanisches Verhalten der ausgewählten Gesteinskorngemische 83
- Abbildung 5.8 Materialwahl: mechanisches Verhalten der ausgewählten Gesteinskorngemische 84
- Abbildung 5.9 Materialwahl: mechanisches Verhalten der ausgewählten Gesteinskorngemische 84
- Abbildung 5.10 Dresdner Modell: Parameterbestimmung, gemessene axiale Gesamtdehnung ϵ_z für GRA2-M-2.0 87
- Abbildung 5.11 Materialwahl: Funktionsverlauf des Bezugsmoduls des Granodioritmaterials GRA2-M-2.0 89
- Abbildung 5.12 Dresdner Modell: Parameterbestimmung stufenweise; E_R (gemessen) und E_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 94
- Abbildung 5.13 Dresdner Modell: Parameterbestimmung stufenweise; E_R (gemessen) vs. E_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 94

- Abbildung 5.14 Dresdner Modell: Parameterbestimmung stufenweise; ν_R (gemessen) und ν_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 95
- Abbildung 5.15 Dresdner Modell: Parameterbestimmung stufenweise; ν_R (gemessen) vs. ν_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 95
- Abbildung 5.16 Dresdner Modell: Parameterbestimmung stufenweise; ϵ_z (gemessen und berechnet) für GRA2-M-2.0 96
- Abbildung 5.17 Dresdner Modell: Parameterbestimmung stufenweise; ϵ_z (gemessen vs. berechnet) für GRA2-M-2.0 96
- Abbildung 5.18 Dresdner Modell: Bestimmung radialer aus axialer Dehnung; ϵ_z (gemessen, berechnet) für Gra2-M-2.0 102
- Abbildung 5.19 Dresdner Modell: Bestimmung radialer aus axialer Dehnung; ϵ_z (gemessen, berechnet) für Dia4-M-3.4 103
- Abbildung 6.1 Finite Elemente Analyse: Prinzipskizze Konstruktionsaufbau; rotationssymmetrisch 108
- Abbildung 6.2 Finite Elemente Analyse: Prinzipskizze Konstruktionsaufbau mit exemplarischem FE-Netz 110
- Abbildung 6.3 Finite Elemente Analyse: Vergleich ϵ_r : Mehrschichtentheorie (MST) vs. Finite Elemente Analyse (FEA) 113
- Abbildung 6.4 Finite Elemente Analyse: Vergleich $\Delta\epsilon_{r,rel}$, MST vs. FEA; Variation Modellradius und Randeinspannung 116
- Abbildung 6.5 Finite Elemente Analyse: Vergleich $\Delta\epsilon_{r,rel}$, MST vs. FEA; Variation Modellradius und Randeinspannung 117
- Abbildung 6.6 Finite Elemente Analyse: Vergleich ΔND_{rel} , MST vs. FEA; Variation Modellradius und Randeinspannung 118
- Abbildung 6.7 Finite Elemente Analyse: Vergleich ΔND_{rel} , MST vs. FEA; Variation Modellradius und Randeinspannung 118
- Abbildung 6.8 Finite Elemente Analyse: Vergleich ΔND_{rel} , MST vs. FEA; Variation Modellradius und Randeinspannung 119
- Abbildung 6.9 Finite Elemente Analyse: Einbindung Dresdner Modell; Beispiel Konvergenzplott 121
- Abbildung 6.10 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell mit Oktaederspannung (2D) 125
- Abbildung 6.11 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell mit Oktaederspannung (2D) 126
- Abbildung 6.12 Finite Elemente Analyse: Dresdner Modell, Begrenzung Zugspannungen; Modellerweiterung 131
- Abbildung 6.13 Finite Elemente Analyse: Dresdner Modell, Begrenzung Zugspannungen; Modellerweiterung 132
- Abbildung 6.14 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell; Oktaederspannung; Modellerweiterung (2D) 134
- Abbildung 6.15 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell; Oktaederspannung; Modellerweiterung (2D) 135
- Abbildung 6.16 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell mit Oktaederspannung und innere Kräfte (2D) 139
- Abbildung 6.17 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell mit Oktaederspannung und innere Kräfte (2D) 140
- Abbildung 6.18 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell mit Oktaederspannung und innere Kräfte (2D) 140

- Abbildung 6.19 Finite Elemente Analyse: Dresdner Modell mit Zugspannungsbegrenzung; Vergleich Methoden 142
- Abbildung 6.20 Finite Elemente Analyse: Dresdner Modell mit Zugspannungsbegrenzung; Vergleich Methoden 142
- Abbildung 6.21 Finite Elemente Analyse: Dresdner Modell mit Zugspannungsbegrenzung; Vergleich Methoden 143
- Abbildung 6.22 Finite Elemente Analyse: Kalibrierung nichtlineares Berechnungsmodell; Einsenkung 145
- Abbildung 6.23 Finite Elemente Analyse: Kalibrierung nichtlineares Berechnungsmodell; Einsenkung 145
- Abbildung 6.24 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite, Vergleich Dehnungskomponenten 148
- Abbildung 6.25 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite, Vergleich Dehnungskomponenten 149
- Abbildung 6.26 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite und Oberseite, Vergleich Dehnungskomponenten 150
- Abbildung 6.27 Beanspruchungszustände: Asphalt-schicht, Erste Hauptspannung und Dehnungskomponenten (2D) 152
- Abbildung 6.28 Beanspruchungszustände: Asphalt-schicht, Erste Hauptspannung und Dehnungskomponenten (2D) 153
- Abbildung 6.29 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite, Vergleich 1. Hauptdehnung; Var. Asphalt-schichtdicke 154
- Abbildung 6.30 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite, Vergleich 1. Hauptdehnung; Var. Schichtdicken 156
- Abbildung 6.31 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtoberseite, Vergleich 1. Hauptdehnung; Var. Asphalt-schichtdicke 156
- Abbildung 6.32 Beanspruchungszustände: E_{DM} in ungebundener Tragschicht; Variation Asphalt-schichtdicke (2D) 158
- Abbildung 6.33 Beanspruchungszustände: Vergleich Spannungen im Triaxialversuch und im Berechnungsmodell 159
- Abbildung 6.34 Beanspruchungszustände: Vergleich Spannungen im Triaxialversuch und im Berechnungsmodell 160
- Abbildung 6.35 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtuntersei., max. 1. Hauptdehnung; Variation Asphalt-schichtdicke 162
- Abbildung 6.36 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtoberseite, max. 1. Hauptdehnung; Variation Asphalt-schichtdicke 163
- Abbildung 6.37 Beanspruchungszustände: vertikale Spannung in Abhängigkeit von der Beanspruchungskombination 164
- Abbildung 6.38 Beanspruchungszustände: vertikale Spannung in allen Schichten; 2D-Plott 165
- Abbildung 6.39 Beanspruchungszustände: max. vertikale Spannung in Abhängigkeit von der Asphalt-schichtdicke 165
- Abbildung 6.40 Beanspruchungszustände: max. vertikale Spannung in Abhängigkeit von der Asphalt-schichtdicke 166
- Abbildung 6.41 Beanspruchungszustände: max. vertikale Einsenkung in Abhängigkeit der Beanspruchungskombination 167
- Abbildung 6.42 Beanspruchungszustände: max. vertikale Einsenkung in Abhängigkeit der Beanspruchungskombination 168

- Abbildung 6.43 Beanspruchungszustände: max. vertikale Einsenkung in Abhängigkeit der Beanspruchungskombination 168
- Abbildung 6.44 Finite Elemente Analyse: Kalibrierung lineares Berechnungsmodell; Einsenkung 170
- Abbildung 6.45 Beanspruchungszustände: Schichtsteifigkeit und Einsenkung vs. Dicke ToB 171
- Abbildung 6.46 Beanspruchungszustände: Schichtsteifigkeit und Einsenkung vs. Dicke ToB 171
- Abbildung 6.47 Beanspruchungszustände: E_{V2} -Wert und Einsenkung vs. Dicke ToB 172
- Abbildung 6.48 Finite Elemente Analyse: Lineares Berechnungsmodell äquivalent zu Abbildung 6.14 (2D) 173
- Abbildung 6.49 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtuntersei., max. 1. Hauptdehnung; Var. Asphalt-dicke; lin. vs. n.l. 175
- Abbildung 6.50 Finite Elemente Analyse: Linear vs. Dresdner Modell mit Zugspannungsbegrenzung; Vergleich Methoden 175
- Abbildung 6.51 Finite Elemente Analyse: Linear vs. Dresdner Modell mit Zugspannungsbegrenzung; Vergleich Methoden 176
- Abbildung 6.52 Beanspruchungszustände: max. vertikale Einsenkung in Abhängigkeit der Beanspruchungskombination 177
- Abbildung 6.53 Beanspruchungsgrößen: Abhängigkeit $\epsilon_{1,p}$ von Oberflächentemperatur und Radlast 178
- Abbildung 7.1 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW 182
- Abbildung 7.2 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW vs. nAW 183
- Abbildung 7.3 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Variation d_{FS} 185
- Abbildung 7.4 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpunkte vs. Dicke ToB; n.l., AW 185
- Abbildung 7.5 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Variation A_S und A_E 186
- Abbildung 7.6 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Variation und ToB-Material 186
- Abbildung 7.7 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Var. kryogene Beanspruchung 187
- Abbildung 7.8 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Oberseits Asphalt-schicht 188
- Abbildung 7.9 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Ober-/Unterseite Asphalt-schicht 190
- Abbildung 7.10 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW; Ober-/Unterseite Asphalt-schicht 190
- Abbildung 7.11 Ermüdungsnachweis: Summe nach MINER nach einem Nutzungsjahr; n.l., AW (2D) 191
- Abbildung 7.12 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; lin. 192
- Abbildung 7.13 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schicht-dicke; n.l., AW vs. lin. mit Var. Querdehnzahl 193

- Abbildung 7.14 Ermüdungsnachweis: rel. Abweichung Ausfallzeitpunkte vs. Dicke Asphalt-schicht; n. l. zu lin. 194
- Abbildung 7.15 Verformungsnachweis: Ausfallzeitpunkte vs. Dicke Asphalt-schicht; n. l., AW vs. nAW 197
- Abbildung 7.16 Verformungsnachweis: Ausfallzeitpunkte vs. Dicke Asphalt-schicht; n. l., AW, Variation d_{ToB} 197
- Abbildung 7.17 Verformungsnachweis: Ausfallzeitpunkte vs. Dicke Asphalt-schicht; n. l., AW vs. nAW mit Variation d_{ToB} 198
- Abbildung 7.18 Verformungsnachweis: Kumulierte Einsenkung vs. Anzahl Achsübergänge; n. l., AW, Variation d_{ToB} 199
- Abbildung 7.19 Verformungsnachweis: Kumulierte Einsenkung vs. Anzahl Achsübergänge; n. l., AW, Variation d_{ToB} 200
- Abbildung 7.20 Ermüdungs- vs. Verformungsnachweis: Ausfallzeitpunkte vs. Dicke Asphalt-schicht 201
- Abbildung 7.21 Ermüdungs- vs. Verformungsnachweis: Vgl. und Resultierende Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schichtdicke 202

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 4.1	Beanspruchungsgrößen: berücksichtigte äquivalente 10-t-Achsübergänge	70
Tabelle 5.1	Materialwahl: Materialdichten der einbezogenen Materialien	75
Tabelle 5.2	Materialwahl: Parameter Hauptkurven einbezogener Asphalte	76
Tabelle 5.3	Materialwahl: Parameter Ermüdungsfunktionen einbezogener Asphalte	77
Tabelle 5.4	Materialwahl: Parameter einbezogener kryogener Zugspannungen	78
Tabelle 5.5	Materialwahl: Zusammensetzung der ausgewählten Gesteinskorngemische	80
Tabelle 5.6	Materialwahl: Verwendete Modellparameter Dresdener Modell	81
Tabelle 5.7	Materialwahl: Verwendete Modellparameter plastisches Modell	85
Tabelle 5.8	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte ermittelt aus Versuchsdaten, GRA2-M-2.0	90
Tabelle 5.9	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Zwischenenerg. und Modellparameter E_{DM} , GRA2-M-2.0	90
Tabelle 5.10	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Zwischenenerg. und Modellparameter ν_{DM} , GRA2-M-2.0	93
Tabelle 5.11	Dresdner Modell: Parameterbest., Modellparameter ν_{DM} , GRA2-M-2.0	93
Tabelle 5.12	Dresdner Modell: gleichzeitige Parameterbest., Modellparameter, GRA2-M-2.0	99
Tabelle 5.13	Materialwahl: Verwendete Modellparameter Dresdener Modell	100
Tabelle 6.1	Finite Elemente Analyse: Zugrundeliegende Modell- und Materialbedingungen	124
Tabelle 6.2	Dresdner Modell: gleichzeitige Parameterbest., Modellparameter, GRA2-M-2.0	146

Anhang

A	MODELLIERUNG MATERIALEIGENSCHAFTEN	235
A.1	Steifigkeitsverhalten	235
A.2	Ermüdungsverhalten	238
A.3	Tieftemperaturverhalten	239
B	DIMENSIONIERUNG	240
B.1	Beanspruchungen infolge klimatischer Einflüsse	240
B.2	Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung	247
C	MATERIALIEN	250
C.1	Asphalte	250
C.2	Granulare Gesteinskornmischungen	252
C.3	Parameterbestimmung DRESDNER Modell	256
D	BERECHNUNGSMODELL UND BEANSPRUCHUNGS- ZUSTÄNDE	273
D.1	Modellgeometrie und Randbedingungen	273
D.2	Validierung der Einbindung des DRESDNER Modells	275
D.3	Modellbedingungen im linearen Berechnungsmodell	277
D.4	Berechnungsergebnisse nach Einbindung des DRESDNER Modells	278
D.5	Beanspruchungszustände	279
E	DIMENSIONIERUNGSERGEBNISSE	286
E.1	Ermüdungsnachweis - nichtlinearer Berechnungsansatz	286
E.2	Ermüdungsnachweis - linearer Berechnungsansatz	289
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS ANHANG	291
	TABELLENVERZEICHNIS ANHANG	295

A.1 STEIFIGKEITSVERHALTEN

- Ergänzung zu Abschnitt 3.2.2 -

Die Modellierung des temperatur- und frequenzabhängigen Steifigkeitsverhaltens von Asphalten erfolgt auf Grundlage des derzeit gültigen Regelwerkes gemäß den Technischen Prüfvorschriften TP Asphalt-StB Teil 26 Spaltzug-Schwellversuch - Bestimmung Steifigkeit ([24]).

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

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

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

Die Minimal- und Maximalwerte der Hauptkurve ($|E^*|_{-\infty}$ und $|E^*|_{+\infty}$) werden gemäß Abbildung A.2 abgeschätzt. Hierfür werden die versuchstechnisch bestimmten Phasenverschiebungen δ den jeweiligen Steifigkeitsmodul $|E^*|$ gegenübergestellt. Ergebnis ist ein Zusammenhang, der näherungsweise als linear anzunehmen ist.¹ Die vom Steifigkeitsmodul $|E^*|$ abhängige Phasenverschiebung δ kann somit durch eine mittlere lineare Funktion (Regressionsfunktion) gemäß Gl. (A.5) beschrieben werden. Der Schnittpunkt dieser Funktion mit der Abszissenachse definiert den maximalen Steifigkeitsmodul (absoluter Elastizitätsmodul) $|E^*|_{+\infty}$ der Hauptkurve, auch als Grenzmodul bezeichnet (Gl. (A.6)). Der minimale Steifigkeitsmodul (absoluter Elastizitätsmodul) $|E^*|_{-\infty}$ wird bei Annahme eines linearen Zusammenhangs mit Null angenommen.

¹ Eine nichtlineare Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Phasenwinkel und Elastizitätsmodul wird durch ZEISSLER in [9] vorgestellt.

Ergänzend gilt zu bemerken, dass zur Bestimmung des Grenzmoduls nur ausgewählte Versuchsdaten zu berücksichtigen sind. Für vertiefende Informationen hierzu wird auf das gültige Regelwerk verwiesen ([24]).

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass zwischen der Phasenverschiebungen δ und dem Steifigkeitsmodul $|E^*|$ auch ein nichtlinearer Zusammenhang abgeleitet werden kann. Ausführliche Überlegungen hierzu sind durch ZEISSLER in [75] dokumentiert.

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

mit

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

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

mit

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

$$x^* = \frac{\ln(\alpha_T \cdot f)}{\ln(10)} \quad (\text{A.3})$$

mit

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

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

$$\delta = m_1 \cdot |E^*| + m_0 \quad (\text{A.5})$$

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

mit

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

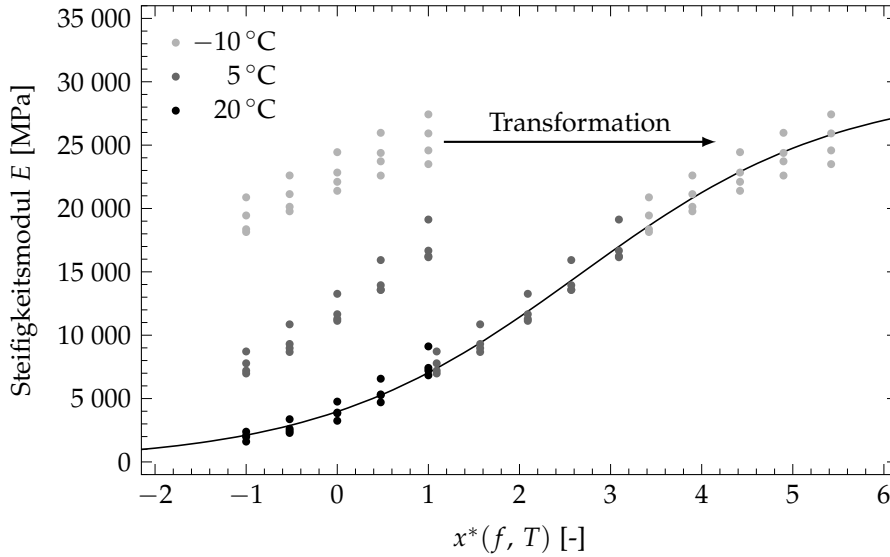


Abbildung A.1: Prinzipskizze für die Bildung der Hauptkurve zur Beschreibung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens von Asphalten

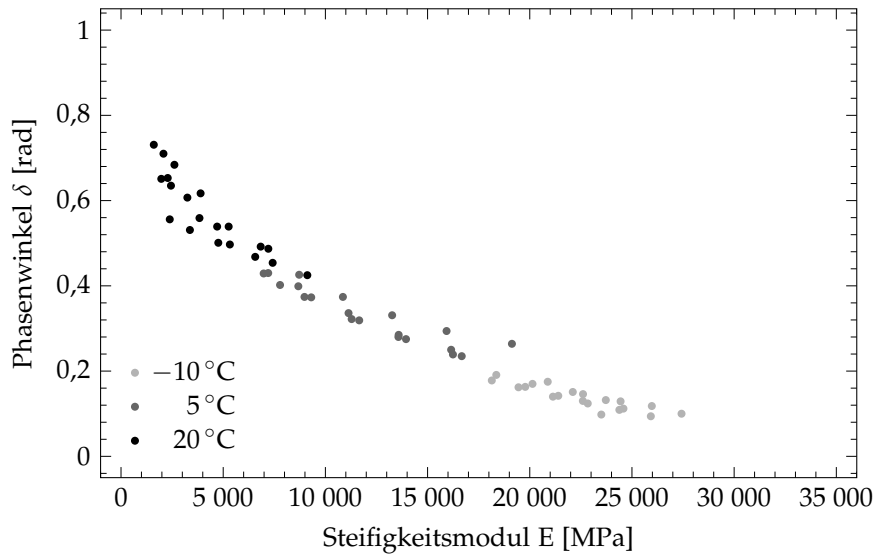


Abbildung A.2: Zusammenhang Phasenwinkel und Steifigkeitsmodul zur Bestimmung der Grenzmoduln der Hauptkurve in [Abbildung A.1](#)

A.2 ERMÜDUNGSVERHALTEN

- Ergänzung zu Abschnitt 3.2.2 -

Zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens eines Asphalts sind im Laborversuch die bis zum Versagen eines Prüfkörpers ertragbaren Belastungszyklen zu ermitteln. Der Zeitpunkt des Versagens, auch Ermüdungszeitpunkt genannt, wird unterschiedlich definiert. Nach den TP Asphalt-StB Teil 24 Spaltzug-Schwellversuch - Beständigkeit gegen Ermüdung ([23]) ist das Ermüdungskriterium Makroriss nach ROWE zu nutzen. ROWE nutzt den Graphen des gemessenen reduzierten dissipativen Energieverhältnisses und interpretiert das Maximum als den Zeitpunkt der Makrorissbildung gemäß Abbildung A.3. Eine umfassende Herleitung dieses Interpretationsansatzes unter Einbeziehung verschiedener Quellen kann nachgelesen werden in [120]. Die Bestimmung des Maximums erfolgt gemäß [23] mittels polynominaler Regression.

Ein weiteres Versagenskriterium stellt das Kriterium des 50%igen Steifigkeitsabfalls dar (gefordert in der EU-Norm EN 12697 – 24 ([121])), wonach ein Probekörper ermüdet ist, wenn dessen Steifigkeitsmodul auf 50 % des Anfangswertes gefallen ist.

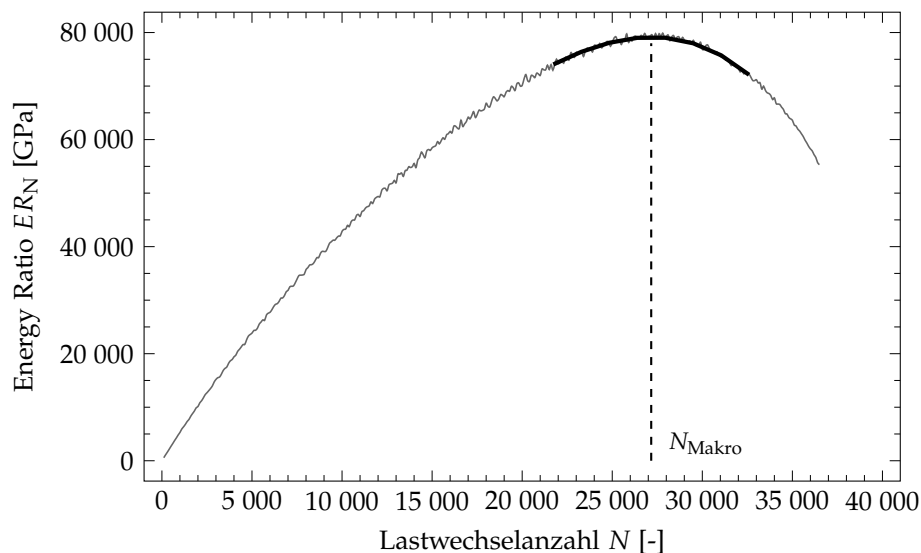


Abbildung A.3: Prinzipskizze für die Ermittlung des Zeitpunktes des Auftretens eines Makrorisses zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von Asphalten

Unabhängig vom Versagenskriterium ist abschließend die zum definierten Versagenszeitpunkt ermittelte Lastwechselanzahl N der jeweils dazugehörigen elastischen Anfangsdehnung $\epsilon_{el,anf}$, i. d. R. definiert als die Dehnung zum Zeitpunkt des 100 Lastwechsels, in doppellogarithmischer Darstellung gegenüberzustellen (vgl. Abbildung 5.2). Als Regressionsfunktion für die daraus zu bildenden Ermüdungsfunktionen ist der Ansatz in Gl. (A.7) zu verwenden.

$$N_{\text{Makro}} = k \cdot \epsilon_{el,anf}^n \quad (\text{A.7})$$

A.3 TIEFTEMPERATURVERHALTEN

- Ergänzung zu Abschnitt 3.2.2 -

Das Tieftemperaturverhalten von Asphalten wird vornehmlich über die im einaxialen Zugversuch bestimmten kryogenen Zugspannungen beschrieben. Mittels Polynomregression gemäß Gl. (A.8) können prüftechnisch bestimmte kryogene Zugspannungen funktional beschrieben werden.

Liegen für Asphalte keine Versuchsdaten zur Beschreibung des jeweiligen Tieftemperaturverhaltens vor, so können die temperaturabhängigen kryogenen Zugspannungen mittels des in [54] bereitgestellten Ansatzes rechnerisch gemäß Gl. (A.9) ermittelt werden.

$$\sigma_{\text{kryo}} = c_4 \cdot x^4 + c_3 \cdot x^3 + c_2 \cdot x^2 + c_1 \cdot x + c_0 \quad (\text{A.8})$$

$$\sigma_{\text{kryo}} = \frac{E_{-20^\circ\text{C},10\text{Hz}}^{4,3568}}{30 \cdot 371^{3,3568}} \cdot \frac{0,001093 \cdot T^2 - 0,100096 \cdot T + 0,748643}{3,2} \quad (\text{A.9})$$

B

DIMENSIONIERUNG

- Ergänzung zu Kapitel 4 -

B.1 BEANSPRUCHUNGEN INFOLGE KLIMATISCHER EINFLÜSSE

- Ergänzung zu Abschnitt 4.1.1 -

Tabelle B.1: Parameter b der Gl. (4.1) in Abhängigkeit von der charakteristischen Oberflächentemperatur T_o gemäß den RDO Asphalt 09 ([2])

Temperatur T_o [°C]	< -10	< -5	< 0	< 5	< 10	< 15	< 20
Parameter b [°C]	6,5	4,5	2,5	0,7	0,1	0,3	0,4
Temperatur T_o [°C]	< 25	< 30	< 35	< 40	< 45	≥ 45	
Parameter b [°C]	-1,6	-4	-6,2	-8,5	-10,5	-12,5	

Tabelle B.2: Parameter k_n der Gl. (4.2) in Abhängigkeit vom ncT -Verlauf gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

ncT_x	k_1 [°C/cm ¹]	k_2 [°C/cm ²]	k_3 [°C/cm ³]	k_4 [°C/cm ⁴]	k_5 [°C/cm ⁵]
ncT_1	-0,10466370	0,00138010	0,00007490	-0,00000150	0
ncT_2	0,17720600	-0,00167300	-0,00010800	0,00000200	0
ncT_4	0,34840880	0,00109000	-0,00038780	0,00000580	0
ncT_5	-1,04440020	0,07111980	-0,00193160	0,00001870	0
ncT_6	-0,86955290	0,02706940	-0,00027810	0	0
ncT_7	0,26145240	-0,05522032	0,00254162	-0,00004990	0,00000037
ncT_8	0,64313070	-0,04357113	0,00104701	-0,00000878	0
ncT_9	0,83797062	-0,03864296	0,00056516	-0,00000183	0
ncT_{10}	-1,87768208	0,10336936	-0,00244935	0,00002138	0
ncT_{11}	-1,57533264	0,04686221	-0,00047148	0	0
ncT_{12}	0,22825304	-0,08648869	0,00415665	-0,00008305	0,00000063
ncT_{13}	0,90817909	-0,07788864	0,00207126	-0,00001878	0

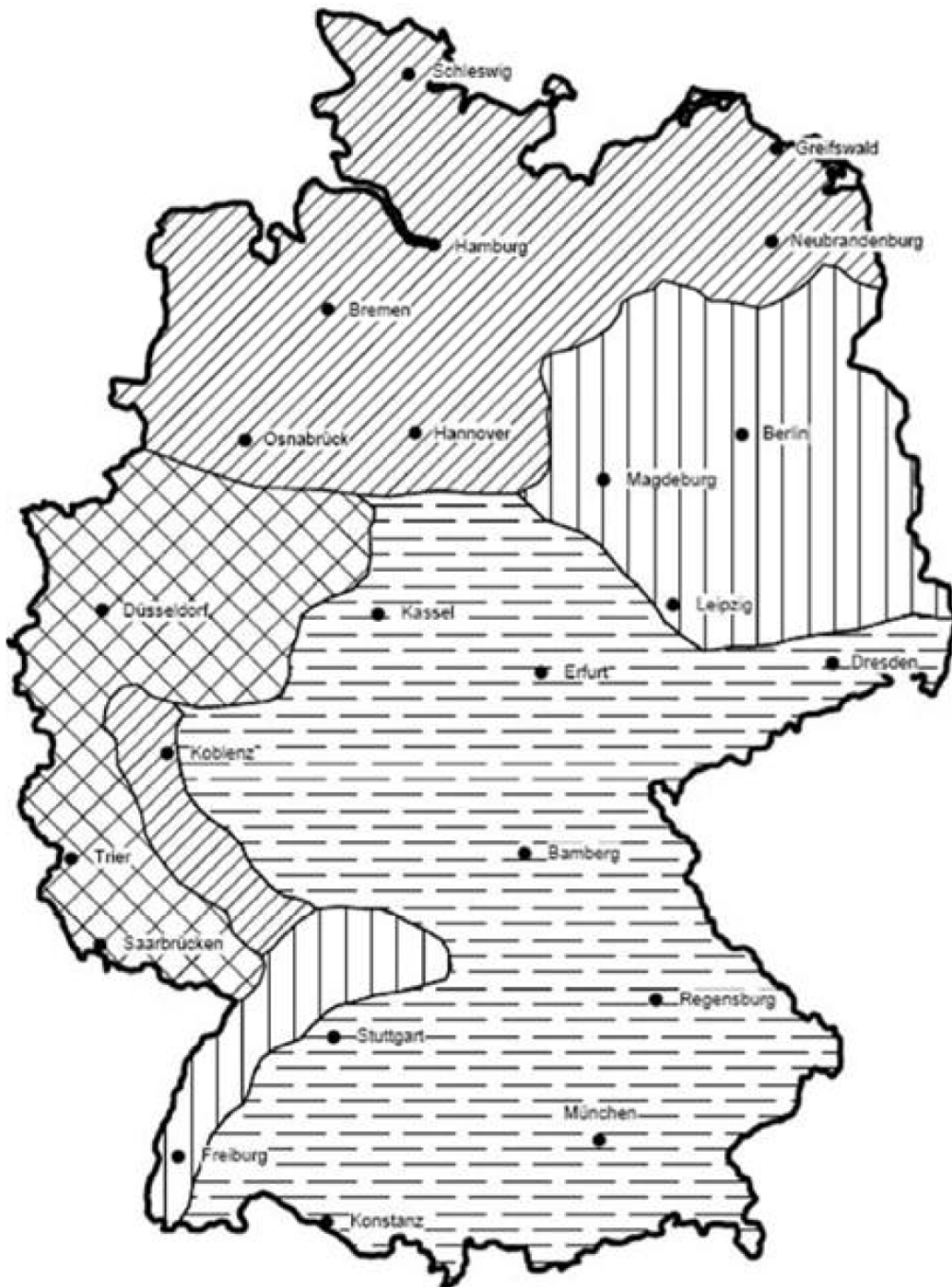


Abbildung B.1: Temperaturzonenkarte gemäß den RDO Asphalt 09 ([2]) (Seitens der Erarbeiter der Temperaturzonenkarte ist derzeit keine Karte besserer Qualität verfügbar.)

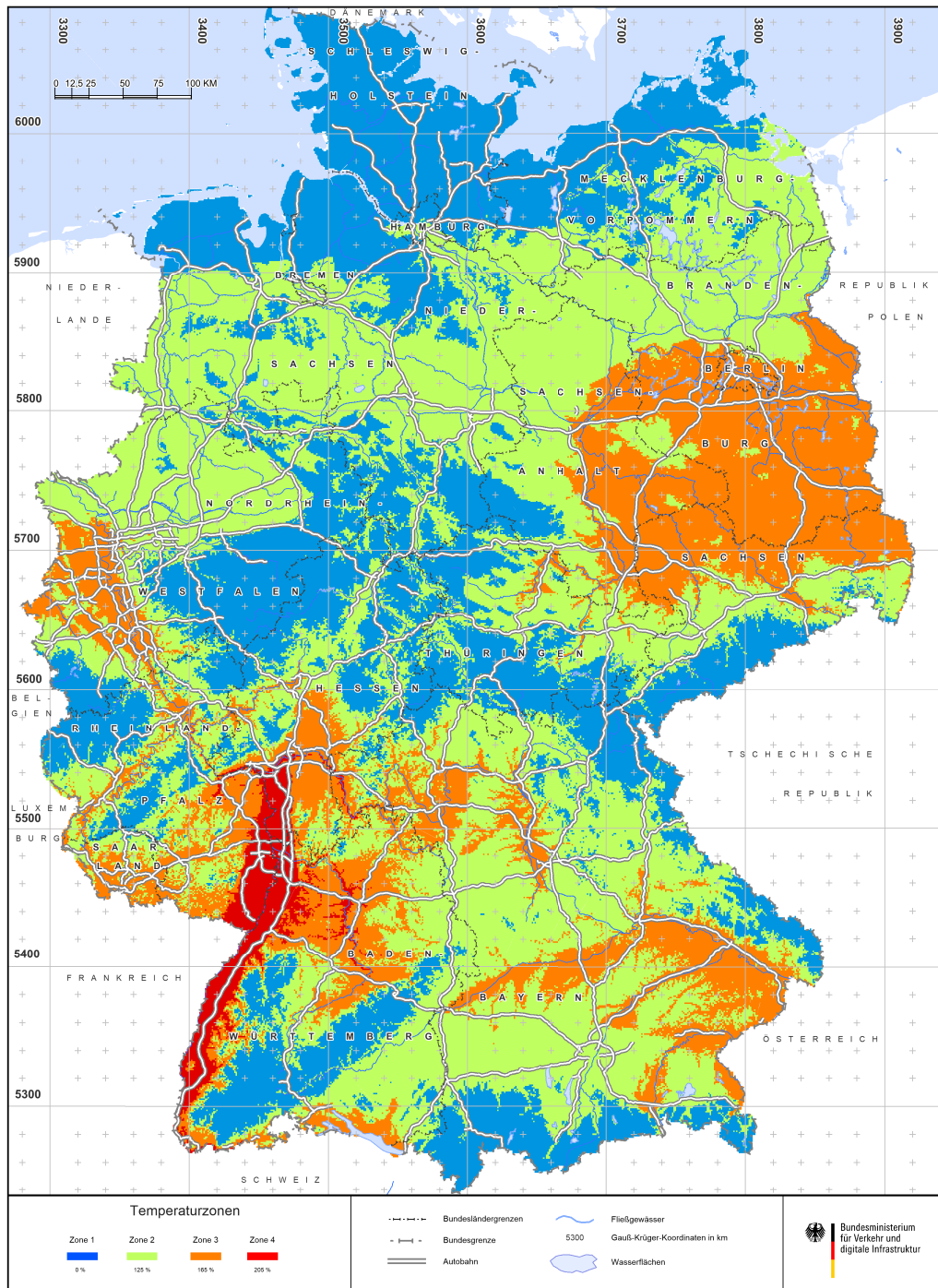


Abbildung B.2: Koordinatenreferenzierte Temperaturzonenkarte gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

Tabelle B.3: Häufigkeiten der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_o für die vier Temperaturzonen der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.1 gemäß den RDO Asphalt 09 ([2])

Oberflächen- temperatur	Häufigkeit Zone 1	Häufigkeit Zone 2	Häufigkeit Zone 3	Häufigkeit Zone 4	Häufigkeit Zonen gemittelt
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
-12,5	0,009	0,008	0,006	0,007	0,00750
-7,5	0,015	0,018	0,023	0,016	0,01800
-2,5	0,086	0,087	0,128	0,112	0,10325
2,5	0,174	0,184	0,176	0,182	0,17900
7,5	0,176	0,151	0,147	0,177	0,16275
12,5	0,186	0,164	0,178	0,166	0,17350
17,5	0,140	0,146	0,138	0,133	0,13925
22,5	0,084	0,095	0,081	0,083	0,08575
27,5	0,055	0,064	0,051	0,053	0,05575
32,5	0,038	0,047	0,038	0,038	0,04025
37,5	0,025	0,028	0,028	0,025	0,02650
42,5	0,006	0,004	0,003	0,004	0,00425
47,5	0,006	0,004	0,003	0,004	0,00425

Tabelle B.4: Häufigkeiten der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_o für die Temperaturzone *Zone 1* der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.2 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

T_o [°C]	ncT_1 [%]	ncT_2 [%]	ncT_3 [%]	ncT_4 [%]	ncT_5 [%]	ncT_6 [%]	ncT_7 [%]	ncT_8 [%]	ncT_9 [%]	ncT_{10} [%]	ncT_{11} [%]	ncT_{12} [%]
-12,5	0	0,057	0,030	0	0	0	0,003	0	0	0	0	0
-7,5	0,107	1,210	0,150	0	0	0,010	0,037	0,007	0	0	0	0
-2,5	1,403	5,510	0,520	0,013	0,003	0,037	0,137	0,023	0	0	0	0
2,5	4,360	9,481	1,207	0,067	0,037	0,140	0,357	0,120	0	0	0	0,010
7,5	5,917	9,177	2,437	0,193	0,130	0,343	0,747	0,407	0	0	0,010	0,050
12,5	4,130	6,113	3,723	0,453	0,337	0,667	1,143	1,010	0	0,007	0,050	0,160
17,5	2,220	3,407	2,900	0,853	0,723	1,043	1,323	1,410	0,017	0,017	0,160	0,410
22,5	1,033	0,713	0,760	1,397	1,110	1,203	0,530	0,850	0,060	0,083	0,423	0,573
27,5	0,227	0,090	0,177	1,563	1,540	0,693	0,027	0,140	0,197	0,273	0,710	0,327
32,5	0,003	0	0,013	1,017	1,263	0,163	0	0	0,403	0,643	0,650	0,053
37,5	0	0	0	0,300	0,543	0,007	0	0	0,520	1,017	0,303	0
42,5	0	0	0	0,033	0,050	0	0	0	0,300	0,787	0,070	0
47,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,090	0,347	0,003	0

Tabelle B.5: Häufigkeiten der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_o für die Temperaturzone *Zone 2* der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.2 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

T_o [°C]	ncT_1 [%]	ncT_2 [%]	ncT_3 [%]	ncT_4 [%]	ncT_5 [%]	ncT_6 [%]	ncT_7 [%]	ncT_8 [%]	ncT_9 [%]	ncT_{10} [%]	ncT_{11} [%]	ncT_{12} [%]
-12,5	0	0,123	0,06	0	0	0	0,008	0	0	0	0	0
-7,5	0,100	1,148	0,200	0	0	0,008	0,058	0,003	0	0	0	0
-2,5	1,175	5,175	0,713	0,023	0,005	0,053	0,183	0,035	0	0	0	0
2,5	3,925	9,166	1,553	0,083	0,055	0,180	0,470	0,230	0	0	0	0,013
7,5	5,108	7,943	2,590	0,253	0,170	0,438	0,755	0,620	0	0	0,013	0,088
12,5	3,738	5,420	4,123	0,553	0,445	0,693	1,113	1,375	0	0	0,080	0,245
17,5	2,018	2,498	2,948	0,923	0,780	1,010	1,120	1,950	0,025	0,028	0,248	0,530
22,5	0,843	0,465	0,945	1,428	1,095	1,050	0,318	1,165	0,110	0,143	0,560	0,785
27,5	0,145	0,048	0,263	1,578	1,420	0,498	0,010	0,198	0,253	0,388	0,920	0,483
32,5	0,005	0	0,030	1,013	1,028	0,095	0	0,005	0,505	0,810	0,910	0,083
37,5	0	0	0	0,350	0,345	0	0	0	0,680	1,263	0,468	0
42,5	0	0	0	0,055	0,028	0	0	0	0,458	1,143	0,138	0
47,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,193	0,688	0,010	0

Tabelle B.6: Häufigkeiten der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_o für die Temperaturzone *Zone 3* der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.2 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

T_o [°C]	ncT_1 [%]	ncT_2 [%]	ncT_3 [%]	ncT_4 [%]	ncT_5 [%]	ncT_6 [%]	ncT_7 [%]	ncT_8 [%]	ncT_9 [%]	ncT_{10} [%]	ncT_{11} [%]	ncT_{12} [%]
-12,5	0,007	0,187	0,070	0	0	0	0,010	0	0	0	0	0
-7,5	0,143	1,183	0,207	0	0	0,013	0,050	0,007	0	0	0	0
-2,5	1,297	5,510	0,723	0,027	0,010	0,050	0,193	0,053	0	0	0	0,003
2,5	4,243	9,397	1,460	0,083	0,053	0,177	0,453	0,207	0	0	0,003	0,023
7,5	5,067	7,287	2,490	0,253	0,163	0,420	0,717	0,623	0	0	0,023	0,080
12,5	3,467	4,593	3,910	0,530	0,423	0,663	0,983	1,410	0,007	0,007	0,073	0,243
17,5	1,717	2,377	3,207	0,870	0,773	0,880	0,987	2,117	0,027	0,040	0,243	0,547
22,5	0,723	0,517	1,190	1,300	0,963	0,930	0,353	1,410	0,093	0,127	0,570	0,850
27,5	0,150	0,057	0,340	1,523	1,223	0,507	0,020	0,300	0,267	0,383	0,983	0,570
32,5	0,003	0	0,053	1,113	0,980	0,117	0	0,010	0,527	0,853	1,007	0,133
37,5	0	0	0	0,437	0,400	0,007	0	0	0,720	1,340	0,577	0,003
42,5	0	0	0	0,083	0,047	0	0	0	0,543	1,273	0,187	0
47,5	0	0	0	0,003	0	0	0	0	0,263	0,893	0,020	0

Tabelle B.7: Häufigkeiten der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_o für die Temperaturzone *Zone 4* der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.2 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

T_o [°C]	ncT_1 [%]	ncT_2 [%]	ncT_3 [%]	ncT_4 [%]	ncT_5 [%]	ncT_6 [%]	ncT_7 [%]	ncT_8 [%]	ncT_9 [%]	ncT_{10} [%]	ncT_{11} [%]	ncT_{12} [%]
-12,5	0	0,080	0,050	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7,5	0,030	0,600	0,160	0	0	0,010	0,040	0	0	0	0	0
-2,5	0,620	4,290	0,700	0,010	0	0,040	0,190	0,030	0	0	0	0
2,5	3,230	8,470	1,500	0,070	0,030	0,180	0,440	0,230	0	0	0	0,010
7,5	4,900	7,810	2,480	0,240	0,170	0,420	0,730	0,640	0	0	0,010	0,090
12,5	3,860	4,790	3,830	0,520	0,400	0,670	0,940	1,460	0	0	0,080	0,240
17,5	1,980	2,630	3,680	0,890	0,820	0,870	0,950	2,230	0,030	0,020	0,240	0,560
22,5	0,820	0,620	1,470	1,280	0,970	0,900	0,440	1,740	0,100	0,140	0,570	0,900
27,5	0,200	0,070	0,440	1,530	1,200	0,540	0,030	0,410	0,240	0,370	1,020	0,700
32,5	0,010	0	0,070	1,200	0,930	0,140	0	0,010	0,560	0,830	1,130	0,180
37,5	0	0	0	0,570	0,450	0,010	0	0	0,740	1,400	0,720	0
42,5	0	0	0	0,130	0,050	0	0	0	0,660	1,420	0,250	0
47,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,380	1,240	0,030	0

Tabelle B.8: Gemittelte Häufigkeiten der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_o für die Temperaturzonen der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.2 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

T_o [°C]	ncT_1 [%]	ncT_2 [%]	ncT_3 [%]	ncT_4 [%]	ncT_5 [%]	ncT_6 [%]	ncT_7 [%]	ncT_8 [%]	ncT_9 [%]	ncT_{10} [%]	ncT_{11} [%]	ncT_{12} [%]
-12,5	0,002	0,112	0,053	0	0	0	0,005	0	0	0	0	0
-7,5	0,095	1,035	0,179	0	0	0,010	0,046	0,004	0	0	0	0
-2,5	1,124	5,120	0,664	0,018	0,005	0,045	0,176	0,035	0	0	0	0,001
-2,5	3,939	9,128	1,430	0,076	0,044	0,169	0,430	0,197	0	0	0,001	0,014
-7,5	5,247	8,053	2,499	0,235	0,158	0,405	0,737	0,573	0	0	0,014	0,077
12,5	3,798	5,228	3,896	0,514	0,401	0,673	1,045	1,314	0,002	0,004	0,071	0,222
17,5	1,984	2,728	3,184	0,884	0,774	0,951	1,095	1,927	0,025	0,026	0,223	0,512
22,5	0,855	0,579	1,091	1,351	1,035	1,021	0,410	1,291	0,091	0,123	0,531	0,777
27,5	0,181	0,066	0,305	1,549	1,346	0,560	0,022	0,262	0,239	0,354	0,908	0,520
32,5	0,005	0	0,042	1,086	1,050	0,129	0	0,006	0,499	0,784	0,924	0,112
37,5	0	0	0	0,414	0,435	0,006	0	0	0,665	1,255	0,517	0,001
42,5	0	0	0	0,075	0,044	0	0	0	0,490	1,156	0,161	0
47,5	0	0	0	0,001	0	0	0	0	0,232	0,792	0,016	0

Tabelle B.9: Zusammengefasste Häufigkeiten der ncT 's in Tabelle B.4 bis B.8, jeweils zusammengefasst für eine charakteristische Oberflächentemperatur T_0 und für die Temperaturzonen der Temperaturzonenkarte in Abbildung B.2 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3, 81])

Oberflächen- temperatur [°C]	Häufigkeit Zone 1 gemittelt [%]	Häufigkeit Zone 2 gemittelt [%]	Häufigkeit Zone 3 gemittelt [%]	Häufigkeit Zone 4 gemittelt [%]	Häufigkeit Zonen gemittelt [%]
-12,5	0,090	0,191	0,274	0,130	0,172
-7,5	1,521	1,517	1,603	0,840	1,369
-2,5	7,646	7,362	7,866	5,880	7,188
2,5	15,779	15,675	16,099	14,160	15,428
7,5	19,411	17,978	17,123	17,490	17,998
12,5	17,793	17,785	16,309	16,790	17,168
17,5	14,483	14,078	13,785	14,900	14,313
22,5	8,735	8,907	9,026	9,950	9,155
27,5	5,964	6,204	6,323	6,750	6,312
32,5	4,208	4,484	4,796	5,060	4,637
37,5	2,690	3,106	3,484	3,890	3,293
42,5	1,240	1,822	2,133	2,510	1,926
47,5	0,440	0,891	1,179	1,650	1,041

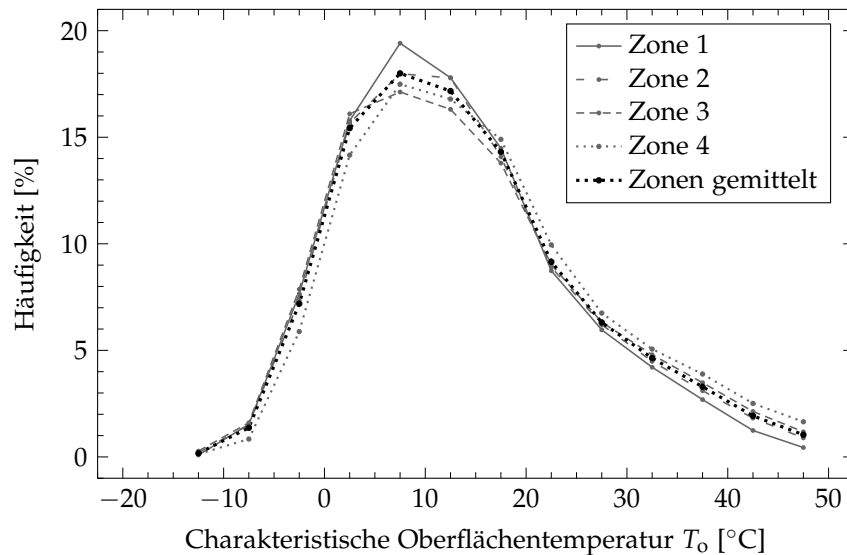


Abbildung B.3: Darstellung der zusammengefassten Häufigkeitsverteilungen der charakteristischen Oberflächentemperaturen T_0 in Tabelle B.9

B.2 BEANSPRUCHUNGEN INFOLGE VERKEHRSELASTUNG

- Ergänzung zu Abschnitt 4.1.2 -

Tabelle B.10: Häufigkeitsverteilung der Achslastkollektive gemäß den RDO Asphalt 09 ([2])

Achslastklasse	Häufigkeit BAB Fernverkehr	Häufigkeit BAB Stadtnaher Verkehr	Häufigkeit BAB Fernverkehr	Häufigkeit K+G-Str.
[-]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	4,0101	3,4940	2,8396	12,4773
2	36,7995	24,9439	21,4670	30,9875
3	29,3512	27,4935	26,4848	25,2088
4	17,1376	26,3373	30,7195	19,2838
5	7,5290	11,0538	11,7032	7,2882
6	3,8888	4,6596	4,9098	3,7845
7	1,1408	1,7180	1,6540	0,8197
8	0,1399	0,2711	0,2087	0,1347
9	0,0031	0,0257	0,0126	0,0125
10	0	0,0031	0,0007	0,0022
11	0	0	0,0001	0,0006
12	0	0	0	0,0002
13	0	0	0	0,0001

Tabelle B.11: Häufigkeitsverteilung der Achslastkollektive gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3])

Achslast- klasse	Häufigkeit BAB "Fern"	Häufigkeit BAB "Misch"	Häufigkeit BAB "Nah"	Häufigkeit B-Str.	Häufigkeit L+S-Str.	Häufigkeit K+G-Str.
[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	0,5165	0,5955	0,8047	0,7584	0,9492	1,2025
2	5,5343	6,1081	8,3241	7,5776	8,9199	11,2748
3	9,7396	10,1465	11,6590	11,0960	11,8403	13,2671
4	11,5048	12,3429	14,7912	13,9787	15,4107	17,7205
5	10,6557	11,1417	12,1469	11,8812	12,6174	13,5364
6	13,0976	13,0496	12,4157	12,6773	12,3917	11,6724
7	18,7788	17,8362	15,1437	15,9459	14,0975	11,3237
8	14,8688	13,9622	11,5371	12,2235	10,4717	7,9601
9	6,0480	5,8586	5,1421	5,3959	5,0022	4,2834
10	3,4428	3,3816	3,0869	3,2347	3,2000	3,0047
11	2,7609	2,6670	2,3886	2,5206	2,4796	2,3305
12	1,7229	1,6528	1,4715	1,5577	1,5359	1,4541
13	0,7862	0,7485	0,6580	0,6966	0,6732	0,6236
14	0,2896	0,2731	0,2340	0,2473	0,2269	0,1961
15	0,1746	0,1630	0,1363	0,1447	0,1285	0,1056
16	0,0522	0,0483	0,0399	0,0423	0,0366	0,0291
17	0,0160	0,0147	0,0122	0,0129	0,0112	0,0091
18	0,0057	0,0052	0,0043	0,0046	0,0040	0,0034
19	0,0025	0,0022	0,0019	0,0020	0,0017	0,0015
20	0,0012	0,0011	0,0009	0,0010	0,0008	0,0007
21	0,0007	0,0006	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004
22	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002	0,0002
23	0,0002	0,0002	0,0001	0,0002	0,0001	0,0001
24	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
25	0,0001	0,0001	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0

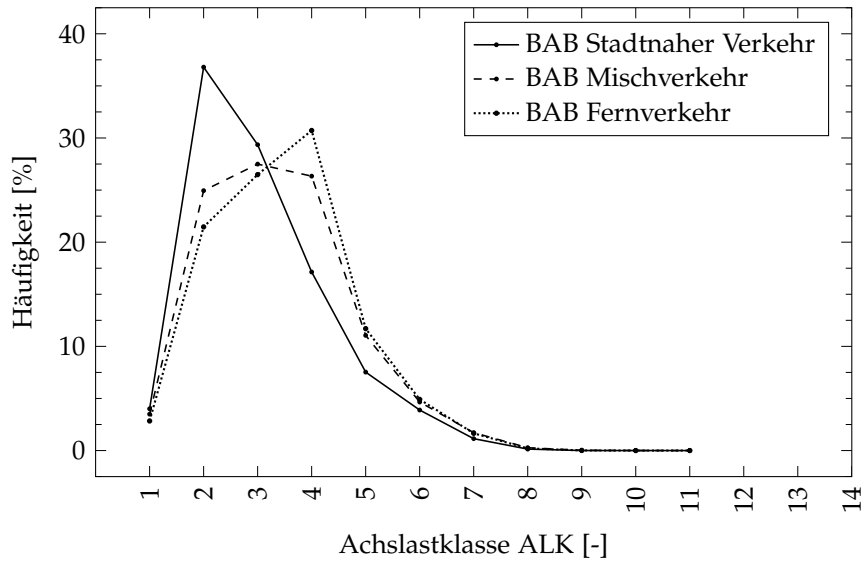


Abbildung B.4: Darstellung der Häufigkeitsverteilungen der Achslastkollektive in Tabelle B.10 gemäß den RDO Asphalt 09 ([2])

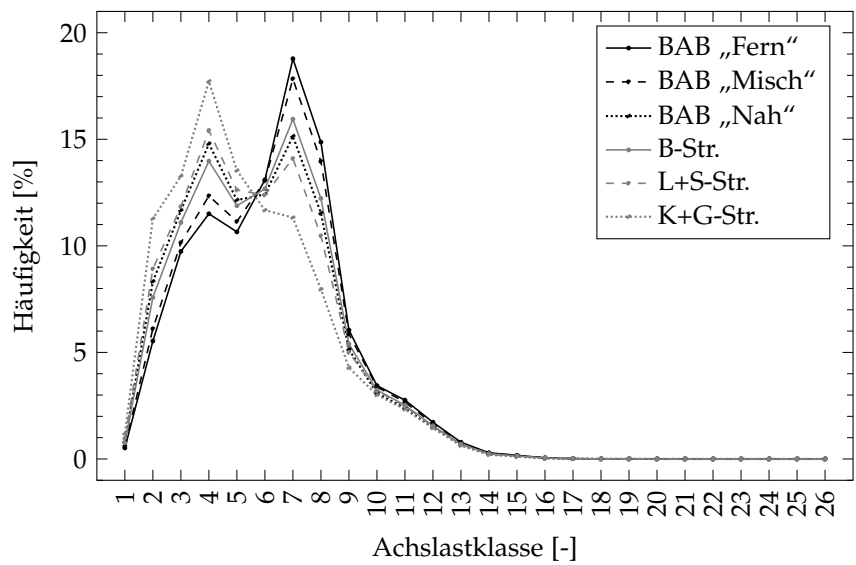


Abbildung B.5: Darstellung der Häufigkeitsverteilungen der Achslastkollektive in Tabelle B.11 gemäß den RDO Asphalt 09/19 ([3])

C.1 ASPHALTE

- Ergänzung zu Abschnitt 5.1.1 -

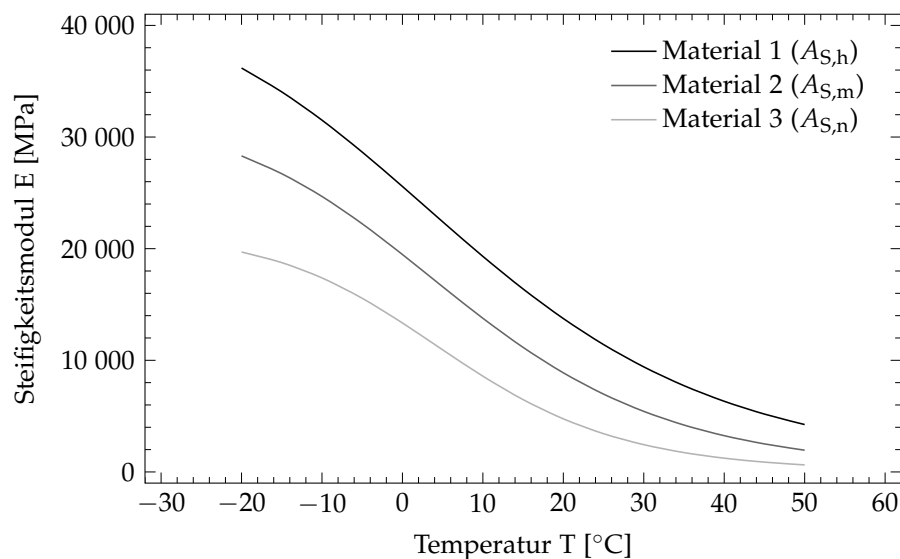


Abbildung C.1: Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen der einbezogenen Asphalte für eine Belastungsfrequenz von 10 Hz, vgl. Abbildung 5.1

- Ergänzung zu Abschnitt 5.1.3 -

Da für die ausgewählten Asphalte keine Versuchsdaten zur Beschreibung des jeweiligen Tieftemperaturverhaltens vorliegen, wurden die temperaturabhängigen kryogenen Zugspannungen mittels des in [54] bereitgestellten Ansatzes gemäß Gl. (A.9) rechnerisch ermittelt. Eine Visualisierung der kryogenen Zugspannungen wird in Abbildung C.2 geboten. Um die dort dargestellten Verläufe hinsichtlich ihrer Repräsentativität bewerten zu können, wurden in Abbildung C.2 ergänzend messtechnisch für verschiedene Asphalte bestimmte kryogene Zugspannungen ebenfalls abgebildet.

Die mittels Gl. (A.9) berechneten kryogenen Zugspannungen zeigen eine deutlich linearere Abhängigkeit von der Temperatur als die auf Messwerten basierenden Verläufe ermittelt nach Gl. (A.8). Auch begrenzen die berechneten Verläufe einen deutlich größeren Bereich. Aus Sicht der Autorin erscheinen die Randbereiche, insbesondere der obere, unplausibel. Für die Betrachtungen in dieser Arbeit wurden daher exemplarisch zwei auf Messwerten basierende Verläufe ausgewählt, zum einen der Verlauf, bestimmt für den Kalibrierasphalt in

den RDO Asphalt ([2, 3]), und zum anderen der eines alternativen Materials, der die obere Grenze der dargestellten Materialschar repräsentiert.

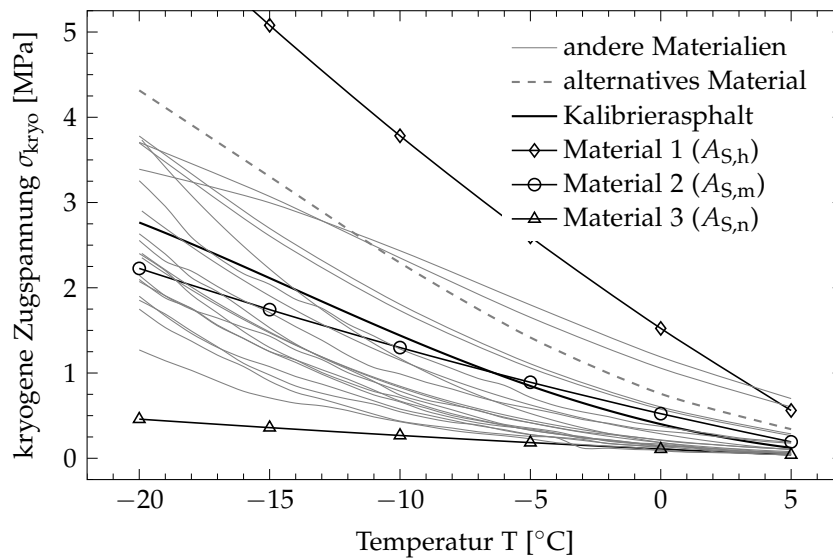


Abbildung C.2: kryogene Zugspannungen in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur für verschiedene Asphalte; Bestimmung für die Materialien 1 – 3 erfolgte rechnerisch (Gl. (A.9)), für alle weiteren Materialien auf Grundlage von Versuchsdaten (Gl. (A.8))

C.2 GRANULARE GESTEINSKORNGEMISCHE

- Ergänzung zu Abschnitt 5.2.2 -

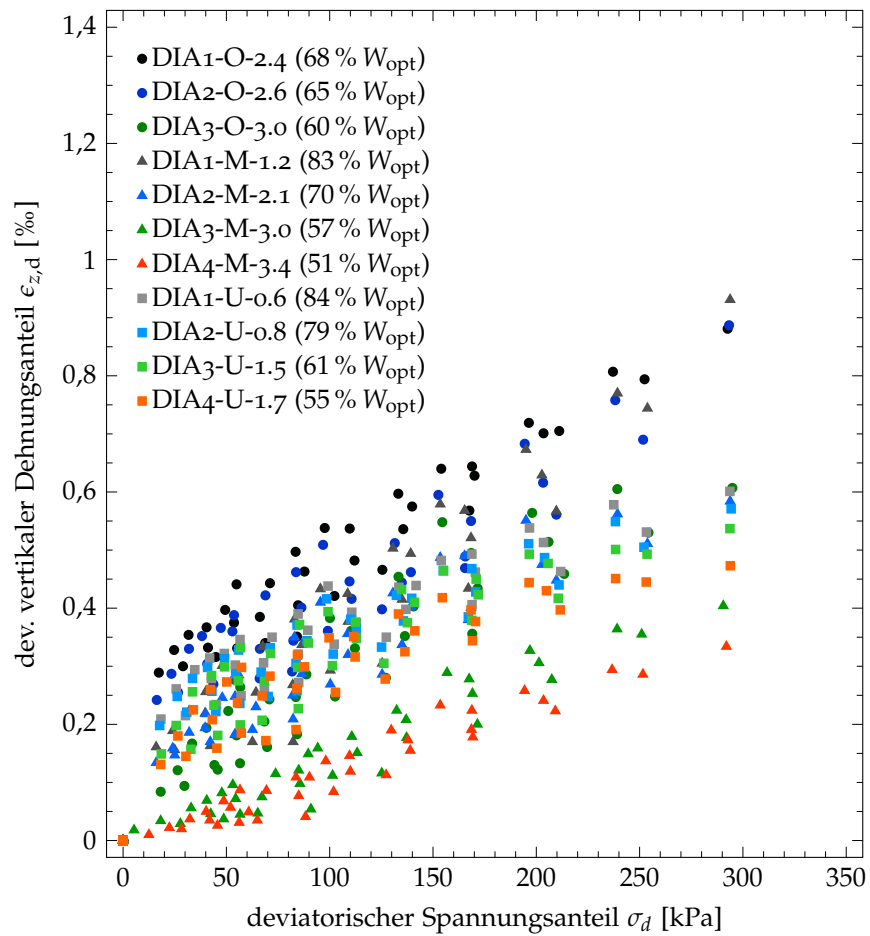


Abbildung C.3: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Diabas-Gesteinskornmischungen; „O“: Sieblinie am oberen Rand des Sieblinienbandes; „M“: Sieblinie in der Mitte des Sieblinienbandes; „U“: Sieblinie am unteren Rand des Sieblinienbandes

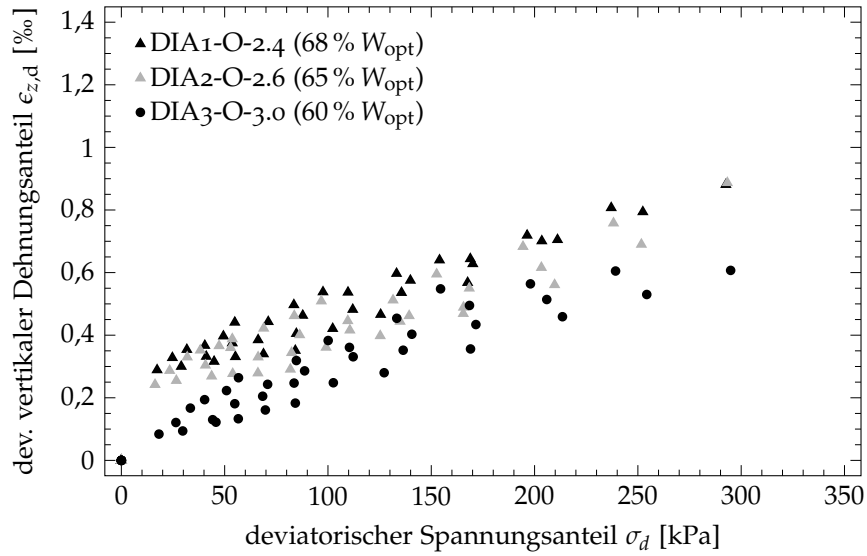


Abbildung C.4: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Diabas-Gesteinskornmischungen; grobe Korngrößenverteilung („O“)

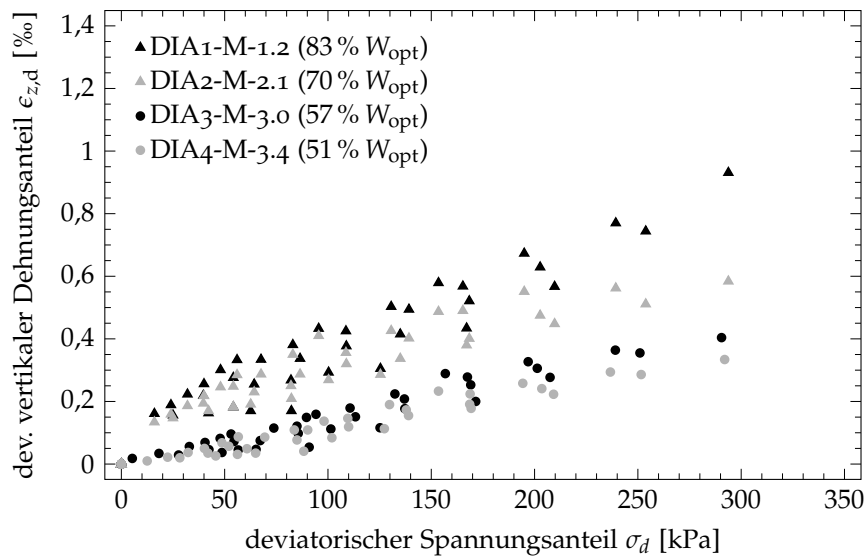


Abbildung C.5: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Diabas-Gesteinskornmischungen; mittlere Korngrößenverteilung („M“)

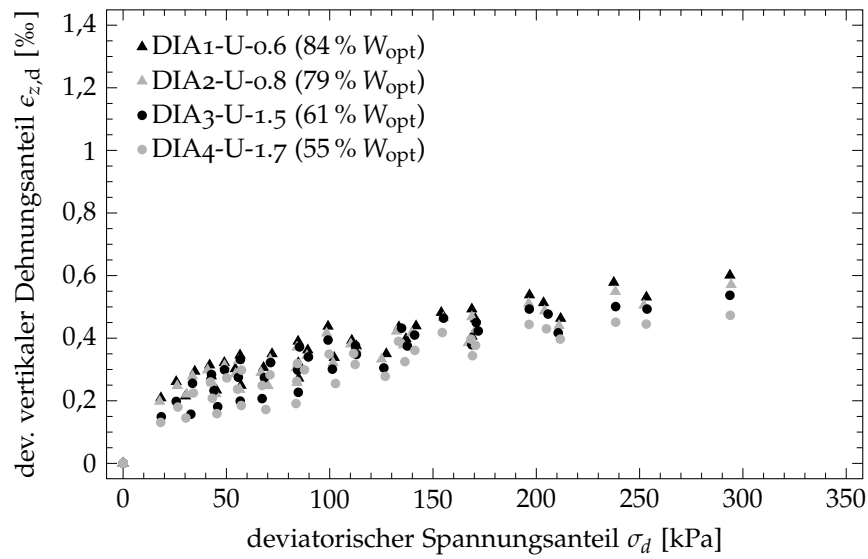


Abbildung C.6: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Diabas-Gesteinskornmische; feine Korngrößenverteilung („U“)

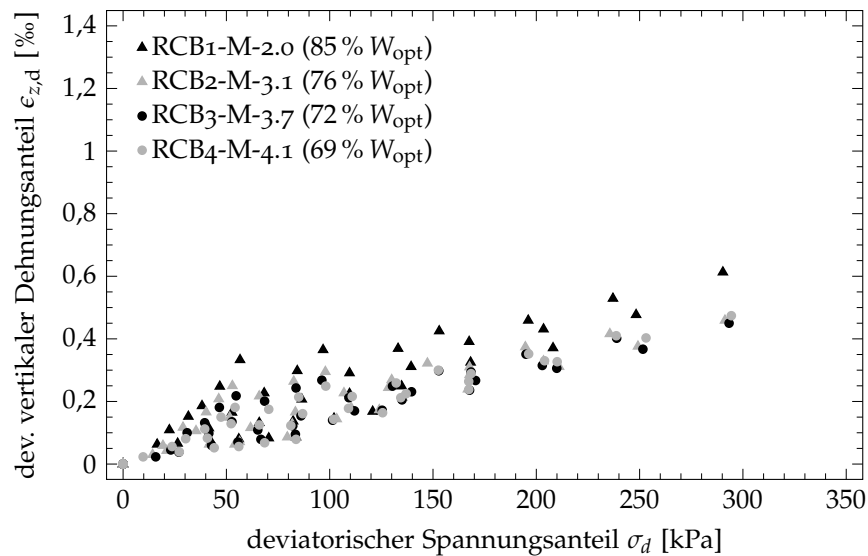


Abbildung C.7: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Recyclingbeton-Gesteinskornmische; mittlere Korngrößenverteilung („M“)

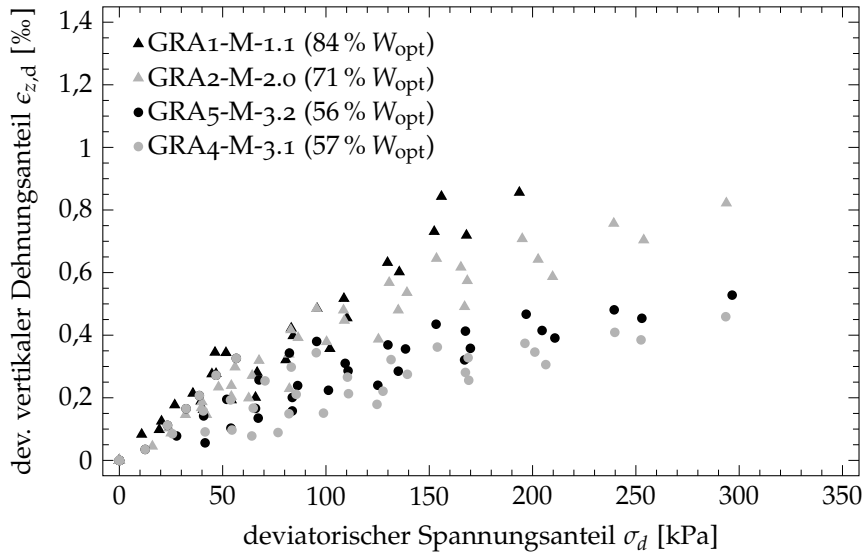


Abbildung C.8: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Granodiorit-Gesteinskornmischungen; mittlere Korngrößenverteilung („M“)

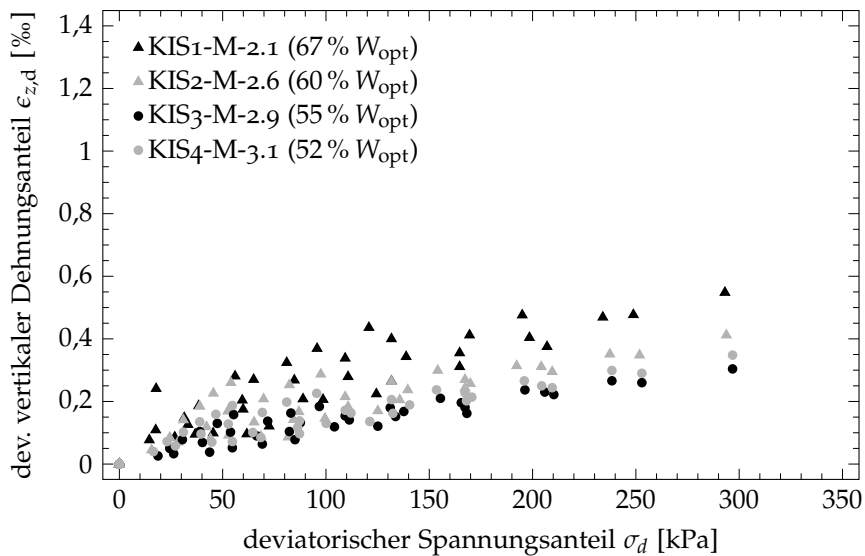


Abbildung C.9: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Kies-Gesteinskornmischungen; mittlere Korngrößenverteilung („M“)

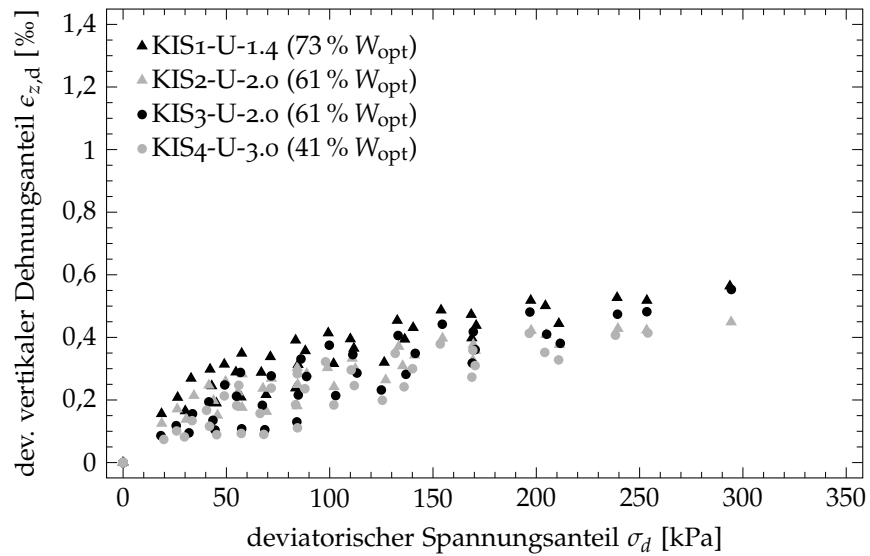


Abbildung C.10: Zusammenhang axiale Dehnungsanteile $\epsilon_{z,d}$ und deviatorische Spannungsanteile σ_d für verschiedene Kies-Gesteinskornmische; feine Korngrößenverteilung („U“)

C.3 PARAMETERBESTIMMUNG DRESDNER MODELL

- Ergänzung zu Abschnitt 5.3 -

Stufenweise Parameterbestimmung: Bsp. Material Granodiorit GRA2-M-2.0:

Tabelle C.1: Datenblatt Triaxialversuche - Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a				Wassergehalt $w = 5,03\%$					
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$				Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$					
σ_r^b [kPa]	σ_d^c [kPa]	σ_z^c [kPa]	σ_z/σ_r [-]	$\epsilon_{z,d}$ [‰]	$\epsilon_{z,hyd}$ [‰]	ϵ_z [‰]	$\epsilon_{r,d}$ [‰]	$\epsilon_{r,hyd}$ [‰]	ϵ_r [‰]
40	0,0	40,0	1,00	0,000	0,204	0,204	0,000	0,164	0,164
40	14,3	54,3	1,36	0,045	0,204	0,249	-0,019	0,164	0,145
40	9,2	49,2	1,23	0,103	0,204	0,307	-0,031	0,164	0,133
40	27,7	67,6	1,69	0,146	0,204	0,350	-0,053	0,164	0,111
40	39,1	79,1	1,98	0,187	0,204	0,391	-0,074	0,164	0,090
40	47,2	87,2	2,18	0,234	0,204	0,438	-0,102	0,164	0,062
40	54,0	94,0	2,35	0,298	0,204	0,502	-0,152	0,164	0,012
70	0,0	70,0	1,00	0,000	0,308	0,308	0,000	0,253	0,253
70	26,6	96,6	1,38	0,087	0,308	0,395	-0,020	0,253	0,233
70	37,8	107,8	1,54	0,168	0,308	0,476	-0,051	0,253	0,202
70	53,6	123,6	1,77	0,239	0,308	0,547	-0,108	0,253	0,145
70	69,0	139,0	1,99	0,319	0,308	0,627	-0,143	0,253	0,110
70	82,1	152,1	2,17	0,417	0,308	0,725	-0,189	0,253	0,064
70	95,1	165,1	2,36	0,485	0,308	0,793	-0,233	0,253	0,020
110	0,0	110,0	1,00	0,000	0,490	0,490	0,000	0,482	0,482
110	41,1	151,1	1,37	0,146	0,490	0,636	-0,045	0,482	0,437
110	63,5	173,5	1,58	0,271	0,490	0,761	-0,122	0,482	0,360
110	86,7	196,7	1,79	0,392	0,490	0,882	-0,171	0,482	0,311
110	108,2	218,2	1,98	0,480	0,490	0,970	-0,248	0,482	0,234
110	130,9	240,9	2,19	0,568	0,490	1,058	-0,308	0,482	0,174
110	153,0	263,0	2,39	0,645	0,490	1,135	-0,392	0,482	0,090
140	0,0	140,0	1,00	0,000	0,604	0,604	0,000	0,521	0,521
140	46,3	186,3	1,33	0,204	0,604	0,808	-0,066	0,521	0,455
140	82,3	222,3	1,59	0,339	0,604	0,943	-0,142	0,521	0,379
140	108,9	248,9	1,78	0,447	0,604	1,051	-0,206	0,521	0,315
140	136,3	276,3	1,97	0,536	0,604	1,140	-0,268	0,521	0,253
140	166,2	306,2	2,19	0,617	0,604	1,221	-0,335	0,521	0,186
140	194,3	334,3	2,39	0,708	0,604	1,312	-0,420	0,521	0,101
170	0,0	170,0	1,00	0,000	0,681	0,681	0,000	0,594	0,594
170	62,6	232,6	1,37	0,199	0,681	0,880	-0,061	0,594	0,533
170	98,4	268,4	1,58	0,379	0,681	1,060	-0,171	0,594	0,423
170	133,9	303,9	1,79	0,480	0,681	1,161	-0,228	0,594	0,366
170	168,0	338,0	1,99	0,574	0,681	1,255	-0,306	0,594	0,288
170	202,0	372,0	2,19	0,642	0,681	1,323	-0,383	0,594	0,211
170	238,2	408,2	2,40	0,757	0,681	1,438	-0,486	0,594	0,108
210	0,0	210,0	1,00	0,000	0,755	0,755	0,000	0,673	0,673
210	77,7	287,7	1,37	0,229	0,755	0,984	-0,076	0,673	0,597
210	119,9	329,9	1,57	0,387	0,755	1,142	-0,176	0,673	0,497
210	166,9	376,9	1,79	0,491	0,755	1,246	-0,245	0,673	0,428
210	209,7	419,7	2,00	0,587	0,755	1,242	-0,335	0,673	0,338
210	248,8	458,8	2,18	0,704	0,755	1,459	-0,427	0,673	0,246
210	295,5	505,5	2,41	0,822	0,755	1,577	-0,523	0,673	0,150

^a Granodiorit 0/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]^b Sollwerte; keine Istwerte verfügbar; Druckspannungen^c Istwerte; Druckspannungen

Tabelle C.2: Kennwerte ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a				Wassergehalt $w = 5,03\%$		
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$				Trockendichte $\rho_d = 2,24\text{ g/cm}^3$		
σ_r^b [kPa]	σ_d^c [kPa]	σ_z^c [kPa]	σ_z/σ_r [-]	E_R [MPa]	$E_{0,1}$ [MPa]	ν_R [-]
				Gl. (3.27)	Gl. (5.1)	Gl. (3.28)
40	0,0	40,0	1,00	105,56	143,27	0,266
40	14,3	54,3	1,36	116,88	143,27	0,295
40	9,2	49,2	1,23	113,10	143,27	0,285
40	27,7	67,6	1,69	125,74	143,27	0,317
40	39,1	79,1	1,98	132,50	143,27	0,334
40	47,2	87,2	2,18	136,87	143,27	0,345
40	54,0	94,0	2,35	140,34	143,27	0,354
70	0,0	70,0	1,00	109,04	122,80	0,288
70	26,6	96,6	1,38	121,40	122,80	0,321
70	37,8	107,8	1,54	125,92	122,80	0,333
70	53,6	123,6	1,77	131,79	122,80	0,349
70	69,0	139,0	1,99	137,05	122,80	0,363
70	82,1	152,1	2,17	141,23	122,80	0,374
70	95,1	165,1	2,36	145,14	122,80	0,384
110	0,0	110,0	1,00	129,20	125,16	0,226
110	41,1	151,1	1,37	143,62	125,16	0,251
110	63,5	173,5	1,58	150,39	125,16	0,263
110	86,7	196,7	1,79	156,81	125,16	0,274
110	108,2	218,2	1,98	162,33	125,16	0,284
110	130,9	240,9	2,19	167,78	125,16	0,293
110	153,0	263,0	2,39	172,76	125,16	0,302
140	0,0	140,0	1,00	154,05	137,70	0,167
140	46,3	186,3	1,33	169,44	137,70	0,184
140	82,3	222,3	1,59	179,72	137,70	0,195
140	108,9	248,9	1,78	186,62	137,70	0,202
140	136,3	276,3	1,97	193,23	137,70	0,209
140	166,2	306,2	2,19	199,96	137,70	0,217
140	194,3	334,3	2,39	205,90	137,70	0,223
170	0,0	170,0	1,00	177,82	148,99	0,141
170	62,6	232,6	1,37	197,41	148,99	0,157
170	98,4	268,4	1,58	207,06	148,99	0,165
170	133,9	303,9	1,79	215,81	148,99	0,172
170	168,0	338,0	1,99	223,60	148,99	0,178
170	202,0	372,0	2,19	230,86	148,99	0,184
170	238,2	408,2	2,40	238,12	148,99	0,189
210	0,0	210,0	1,00	209,57	163,65	0,127
210	77,7	287,7	1,37	232,76	163,65	0,141
210	119,9	329,9	1,57	243,62	163,65	0,148
210	166,9	376,9	1,79	254,68	163,65	0,154
210	209,7	419,7	2,00	263,98	163,65	0,160
210	248,8	458,8	2,18	271,94	163,65	0,165
210	295,5	505,5	2,41	280,87	163,65	0,170

^a Granodiorit 0/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]^b Sollwerte; keine Istwerte verfügbar; Druckspannungen^c Istwerte; Druckspannungen

Tabelle C.3: Kennwert berechnet aus Messwerten und Zwischenergebnissen für eine stufenweise Parameterbestimmung der Modellfunktion der Querdehnzahl ν_{DM} , ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$ Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$			
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$					
σ_r^a [kPa]	σ_z^b [kPa]	ν_R [-]	ν_1 [-]	ν_2^{Ic} [-]	$\nu_2^{II d}$ [-]
		Gl. (3.28)	Gl. (3.39)	Gl. (3.40)	Gl. (3.40)
40	40,0	0,266	0,271	0,223	0,215
40	54,3	0,295	0,293	0,223	0,215
40	49,2	0,285	0,285	0,223	0,215
40	67,6	0,317	0,315	0,223	0,215
40	79,1	0,334	0,333	0,223	0,215
40	87,2	0,345	0,346	0,223	0,215
40	94,0	0,354	0,357	0,223	0,215
70	70,0	0,288	0,293	0,199	0,193
70	96,6	0,321	0,319	0,199	0,193
70	107,8	0,333	0,330	0,199	0,193
70	123,6	0,349	0,346	0,199	0,193
70	139,0	0,363	0,361	0,199	0,193
70	152,1	0,374	0,374	0,199	0,193
70	165,1	0,384	0,387	0,199	0,193
110	110,0	0,226	0,229	0,168	0,163
110	151,1	0,251	0,250	0,168	0,163
110	173,5	0,263	0,261	0,168	0,163
110	196,7	0,274	0,272	0,168	0,163
110	218,2	0,284	0,283	0,168	0,163
110	240,9	0,293	0,294	0,168	0,163
110	263,0	0,302	0,305	0,168	0,163
140	140,0	0,167	0,170	0,144	0,141
140	186,3	0,184	0,183	0,144	0,141
140	222,3	0,195	0,193	0,144	0,141
140	248,9	0,202	0,201	0,144	0,141
140	276,3	0,209	0,209	0,144	0,141
140	306,2	0,217	0,217	0,144	0,141
140	334,3	0,223	0,225	0,144	0,141
170	170,0	0,141	0,144	0,121	0,119
170	232,6	0,157	0,156	0,121	0,119
170	268,4	0,165	0,163	0,121	0,119
170	303,9	0,172	0,170	0,121	0,119
170	338,0	0,178	0,177	0,121	0,119
170	372,0	0,184	0,184	0,121	0,119
170	408,2	0,189	0,191	0,121	0,119
210	210,0	0,127	0,129	0,089	0,089
210	287,7	0,141	0,140	0,089	0,089
210	329,9	0,148	0,146	0,089	0,089
210	376,9	0,154	0,153	0,089	0,089
210	419,7	0,160	0,159	0,089	0,089
210	458,8	0,165	0,165	0,089	0,089
210	505,5	0,170	0,172	0,089	0,089

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar; Druckspannungen, ^b Istwerte; Druckspannungen

^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)

^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.4: Kennwerte berechnet aus Messwerten und Modellparametern für eine stufenweise Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$					
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$					
σ_r^a [kPa]	σ_z^b [kPa]	E_R [MPa]	E_{DM}^I ^c [MPa]	E_{DM}^{II} ^d [MPa]	ν_R [-]	ν_{DM}^I ^c [-]	ν_{DM}^{II} ^d [-]
		Gl. (3.27)	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.28)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)
40	40,0	105,56	96,31	67,00	0,266	0,271	0,255
40	54,3	116,88	106,64	74,18	0,295	0,289	0,269
40	49,2	113,10	103,19	71,78	0,285	0,282	0,264
40	67,6	125,74	114,72	79,80	0,317	0,305	0,282
40	79,1	132,50	120,89	84,09	0,334	0,319	0,293
40	87,2	136,87	124,88	86,87	0,345	0,329	0,301
40	94,0	140,34	128,05	89,07	0,354	0,337	0,308
70	70,0	109,04	116,35	94,93	0,288	0,248	0,232
70	96,6	121,40	129,54	105,69	0,321	0,266	0,248
70	107,8	125,92	134,36	109,63	0,333	0,274	0,254
70	123,6	131,79	140,63	114,74	0,349	0,285	0,263
70	139,0	137,05	146,24	119,32	0,363	0,296	0,272
70	152,1	141,23	150,70	122,96	0,374	0,305	0,279
70	165,1	145,14	154,88	126,37	0,384	0,314	0,286
110	110,0	129,20	137,32	129,24	0,226	0,216	0,203
110	151,1	143,62	152,64	143,67	0,251	0,234	0,218
110	173,5	150,39	159,84	150,44	0,263	0,244	0,226
110	196,7	156,81	166,67	156,87	0,274	0,255	0,234
110	218,2	162,33	172,54	162,39	0,284	0,264	0,242
110	240,9	167,78	178,32	167,84	0,293	0,274	0,250
110	263,0	172,76	183,62	172,82	0,302	0,284	0,258
140	140,0	154,05	153,31	153,89	0,167	0,193	0,181
140	186,3	169,44	168,63	169,27	0,184	0,209	0,194
140	222,3	179,72	178,86	179,53	0,195	0,221	0,204
140	248,9	186,62	185,72	186,43	0,202	0,231	0,212
140	276,3	193,23	192,30	193,03	0,209	0,240	0,219
140	306,2	199,96	199,00	199,76	0,217	0,250	0,228
140	334,3	205,90	204,91	205,69	0,223	0,260	0,236
170	170,0	177,82	172,94	177,98	0,141	0,169	0,159
170	232,6	197,41	191,99	197,59	0,157	0,187	0,173
170	268,4	207,06	201,38	207,25	0,165	0,197	0,182
170	303,9	215,81	209,89	216,01	0,172	0,208	0,190
170	338,0	223,60	217,46	223,80	0,178	0,217	0,198
170	372,0	230,86	224,52	231,07	0,184	0,227	0,206
170	408,2	238,12	231,58	238,33	0,189	0,237	0,214
210	210,0	209,57	211,07	209,52	0,127	0,138	0,129
210	287,7	232,76	234,42	232,70	0,141	0,156	0,144
210	329,9	243,62	245,36	243,57	0,148	0,166	0,152
210	376,9	254,68	256,50	254,62	0,154	0,176	0,161
210	419,7	263,98	265,86	263,92	0,160	0,186	0,169
210	458,8	271,94	273,88	271,87	0,165	0,195	0,176
210	505,5	280,87	282,87	280,80	0,170	0,206	0,185

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar; Druckspannungen, ^b Istwerte; Druckspannungen^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.5: Gemessene und aus Modellparametern berechnete Dehnungen für eine stufenweise Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$		
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$		
σ_r^a	σ_z^b	ϵ_z^b	$\epsilon_{z,DM}^I^c$	$\epsilon_{z,DM}^{II^d}$
[kPa]	[kPa]	[‰]	[‰]	[‰]
			Gl. (3.15b)	Gl. (3.15b)
40	40,0	0,204	0,190	0,293
40	54,3	0,249	0,293	0,442
40	49,2	0,307	0,258	0,391
40	67,6	0,350	0,377	0,564
40	79,1	0,391	0,443	0,662
40	87,2	0,438	0,488	0,726
40	94,0	0,502	0,524	0,779
70	70,0	0,308	0,304	0,395
70	96,6	0,395	0,458	0,586
70	107,8	0,476	0,517	0,659
70	123,6	0,547	0,595	0,757
70	139,0	0,627	0,667	0,846
70	152,1	0,725	0,726	0,919
70	165,1	0,793	0,782	0,989
110	110,0	0,490	0,455	0,506
110	151,1	0,636	0,652	0,718
110	173,5	0,761	0,749	0,823
110	196,7	0,882	0,844	0,925
110	218,2	0,970	0,928	1,016
110	240,9	1,058	1,013	1,107
110	263,0	1,135	1,092	1,193
140	140,0	0,604	0,561	0,581
140	186,3	0,808	0,758	0,780
140	222,3	0,943	0,896	0,920
140	248,9	1,051	0,993	1,017
140	276,3	1,140	1,087	1,113
140	306,2	1,221	1,186	1,213
140	334,3	1,312	1,276	1,304
170	170,0	0,681	0,650	0,652
170	232,6	0,880	0,880	0,879
170	268,4	1,060	1,000	0,997
170	303,9	1,161	1,112	1,108
170	338,0	1,255	1,215	1,210
170	372,0	1,323	1,313	1,307
170	408,2	1,438	1,414	1,407
210	210,0	0,755	0,721	0,743
210	287,7	0,984	0,948	0,977
210	329,9	1,142	1,061	1,093
210	376,9	1,246	1,180	1,215
210	419,7	1,242	1,284	1,322
210	458,8	1,459	1,376	1,416
210	505,5	1,577	1,481	1,524

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar; Druckspannungen, ^b Istwerte; Druckspannungen^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Gleichzeitige Parameterbestimmung: Bsp. Material Granodiorit GRA2-M-2.0; DIA3-U-1.5; DIA4-M-3.4

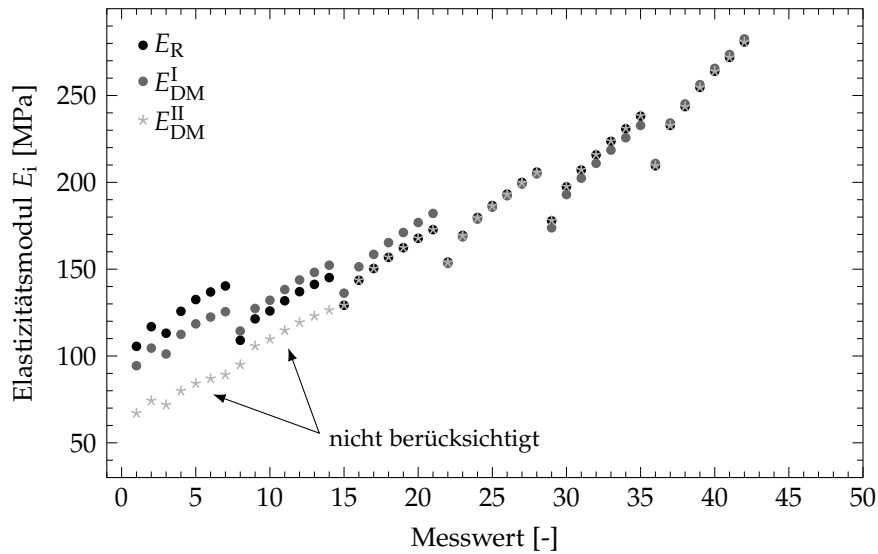


Abbildung C.11: Aus Messwerten und mit dem DRESNER Modell (gleichzeitige Parameterbestimmung getrennt für jede Laststufe - für $\sigma_{3, \text{konstant}}$; Berücksichtigung aller bzw. ausgewählter Laststufen) berechnete Elastizitätsmoduln für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

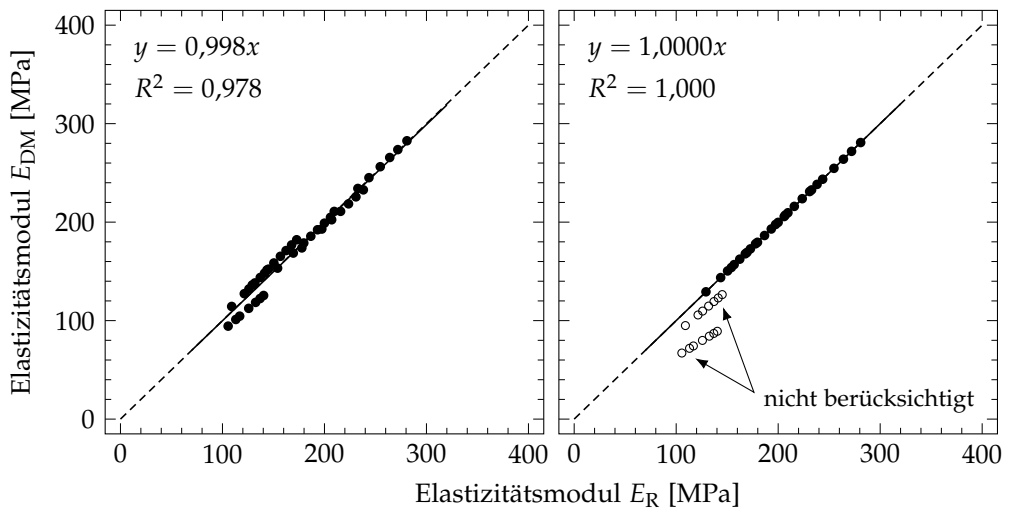


Abbildung C.12: Korrelation zwischen aus Messwerten und mit dem DRESNER Modell berechnete Elastizitätsmodul für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0; links: Berücksichtigung aller Laststufen; rechts: Berücksichtigung ausgewählter Laststufen

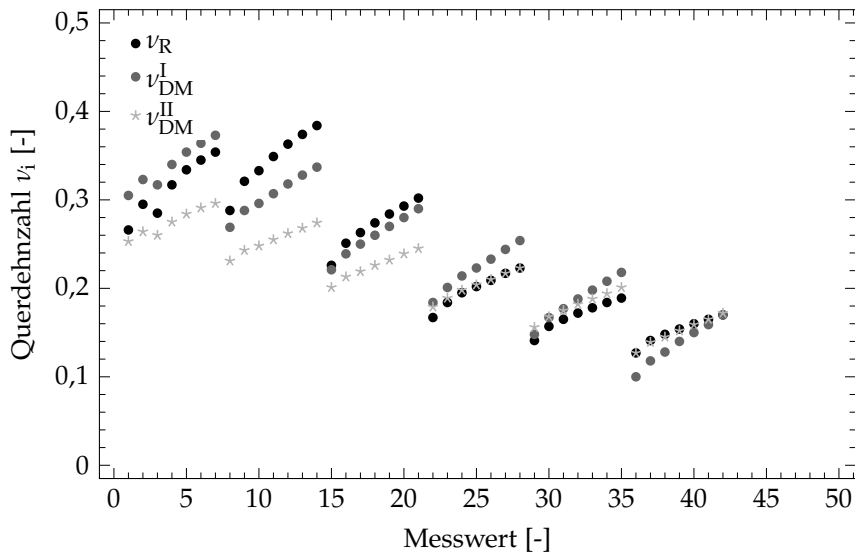


Abbildung C.13: Aus Messwerten und mit dem DRESDNER Modell (gleichzeitige Parameterbestimmung getrennt für jede Laststufe - für $\sigma_{3,\text{konstant}}$; Berücksichtigung aller bzw. ausgewählter Laststufen) berechnete Querdehnzahlen für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

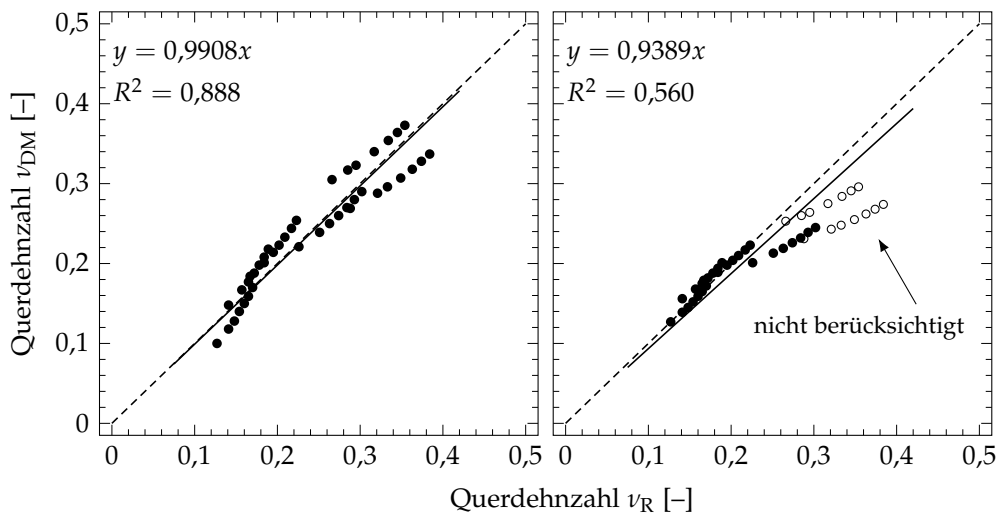


Abbildung C.14: Korrelation zwischen aus Messwerten und mit dem DRESDNER Modell berechnete Querdehnzahlen für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0; *links*: Berücksichtigung aller Laststufen; *rechts*: Berücksichtigung ausgewählter Laststufen

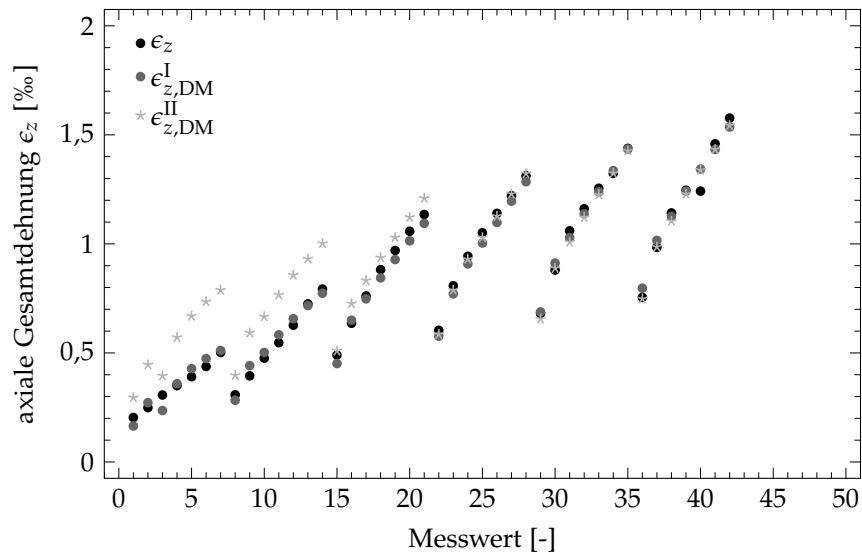


Abbildung C.15: Gemessene und mit dem DRESDNER Modell (gleichzeitige Parameterbestimmung getrennt für jede Laststufe - für $\sigma_{3,\text{konstant}}$; Berücksichtigung aller bzw. ausgewählter Laststufen) berechnete axiale Gesamtdehnung für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0

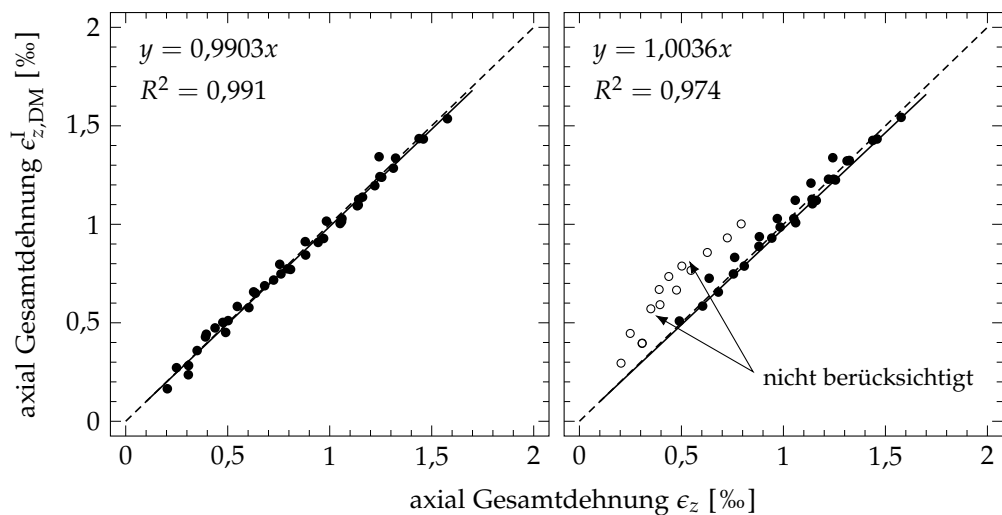


Abbildung C.16: Korrelation zwischen gemessenen und mit dem DRESDNER Modell berechnete axiale Gesamtdehnung für das Material Granodiorit GRA2-M-2.0; *links*: Berücksichtigung aller Laststufen; *rechts*: Berücksichtigung ausgewählter Laststufen

Tabelle C.6: Kennwerte berechnet aus Messwerten und Modellparametern für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$					
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$		Trockendichte $\rho_d = 2,24\text{ g/cm}^3$					
σ_r^a [kPa]	σ_z^b [kPa]	E_R [MPa]	E_{DM}^I ^c [MPa]	E_{DM}^{II} ^d [MPa]	ν_R [-]	ν_{DM}^I ^c [-]	ν_{DM}^{II} ^d [-]
		Gl. (3.27)	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.28)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)
40	40,0	105,56	94,41	67,08	0,266	0,305	0,253
40	54,3	116,88	104,54	74,27	0,295	0,323	0,264
40	49,2	113,10	101,16	71,87	0,285	0,317	0,260
40	67,6	125,74	112,46	79,90	0,317	0,340	0,275
40	79,1	132,50	118,51	84,20	0,334	0,354	0,284
40	87,2	136,87	122,42	86,98	0,345	0,364	0,291
40	94,0	140,34	125,52	89,18	0,354	0,373	0,296
70	70,0	109,04	114,39	94,97	0,288	0,269	0,231
70	96,6	121,40	127,36	105,74	0,321	0,288	0,243
70	107,8	125,92	132,10	109,68	0,333	0,296	0,248
70	123,6	131,79	138,27	114,79	0,349	0,307	0,255
70	139,0	137,05	143,78	119,37	0,363	0,318	0,262
70	152,1	141,23	148,17	123,01	0,374	0,328	0,268
70	165,1	145,14	152,27	126,42	0,384	0,337	0,274
110	110,0	129,20	136,18	129,25	0,226	0,221	0,201
110	151,1	143,62	151,38	143,68	0,251	0,239	0,213
110	173,5	150,39	158,52	150,45	0,263	0,250	0,219
110	196,7	156,81	165,29	156,88	0,274	0,260	0,226
110	218,2	162,33	171,11	162,40	0,284	0,270	0,232
110	240,9	167,78	176,85	167,84	0,293	0,280	0,239
110	263,0	172,76	182,10	172,83	0,302	0,290	0,245
140	140,0	154,05	153,28	153,89	0,167	0,184	0,179
140	186,3	169,44	168,59	169,26	0,184	0,201	0,189
140	222,3	179,72	178,82	179,53	0,195	0,214	0,198
140	248,9	186,62	185,69	186,42	0,202	0,223	0,204
140	276,3	193,23	192,26	193,03	0,209	0,233	0,210
140	306,2	199,96	198,96	199,75	0,217	0,244	0,217
140	334,3	205,90	204,87	205,68	0,223	0,254	0,223
170	170,0	177,82	173,82	177,98	0,141	0,148	0,156
170	232,6	197,41	192,97	197,58	0,157	0,167	0,168
170	268,4	207,06	202,40	207,24	0,165	0,177	0,175
170	303,9	215,81	210,96	216,00	0,172	0,188	0,182
170	338,0	223,60	218,57	223,80	0,178	0,198	0,188
170	372,0	230,86	225,67	231,06	0,184	0,208	0,194
170	408,2	238,12	232,76	238,33	0,189	0,218	0,201
210	210,0	209,57	210,87	209,53	0,127	0,100	0,127
210	287,7	232,76	234,20	232,71	0,141	0,118	0,139
210	329,9	243,62	245,13	243,57	0,148	0,128	0,145
210	376,9	254,68	256,26	254,63	0,154	0,140	0,152
210	419,7	263,98	265,61	263,92	0,160	0,150	0,159
210	458,8	271,94	273,62	271,88	0,165	0,159	0,165
210	505,5	280,87	282,60	280,81	0,170	0,170	0,172

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar, ^b Istwerte
^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)
^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.7: Gemessene und aus Modellparametern berechnete Dehnungen für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Granodioritprobe GRA2-M-2.0

Versuchsreihe GRA2-M-2.0 ^a		Wassergehalt $w = 5,03\%$ Trockendichte $\rho_d = 2,24 \text{ g/cm}^3$		
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 2$				
σ_r^a [kPa]	σ_z^b [kPa]	ϵ_z^b [‰]	$\epsilon_{z,DM}^I^c$ [‰]	$\epsilon_{z,DM}^{II^d}$ [‰]
		Gl. (3.15b)		Gl. (3.15b)
40	40,0	0,204	0,165	0,295
40	54,3	0,249	0,272	0,446
40	49,2	0,307	0,236	0,395
40	67,6	0,350	0,359	0,571
40	79,1	0,391	0,428	0,669
40	87,2	0,438	0,474	0,735
40	94,0	0,502	0,511	0,788
70	70,0	0,308	0,283	0,397
70	96,6	0,395	0,442	0,592
70	107,8	0,476	0,502	0,666
70	123,6	0,547	0,583	0,766
70	139,0	0,627	0,657	0,857
70	152,1	0,725	0,717	0,931
70	165,1	0,793	0,774	1,002
110	110,0	0,490	0,451	0,509
110	151,1	0,636	0,650	0,726
110	173,5	0,761	0,748	0,832
110	196,7	0,882	0,844	0,937
110	218,2	0,970	0,928	1,029
110	240,9	1,058	1,014	1,122
110	263,0	1,135	1,094	1,209
140	140,0	0,604	0,577	0,585
140	186,3	0,808	0,771	0,788
140	222,3	0,943	0,908	0,930
140	248,9	1,051	1,004	1,029
140	276,3	1,140	1,098	1,127
140	306,2	1,221	1,196	1,229
140	334,3	1,312	1,285	1,322
170	170,0	0,681	0,688	0,656
170	232,6	0,880	0,912	0,888
170	268,4	1,060	1,029	1,008
170	303,9	1,161	1,138	1,121
170	338,0	1,255	1,239	1,225
170	372,0	1,323	1,336	1,324
170	408,2	1,438	1,435	1,426
210	210,0	0,755	0,797	0,748
210	287,7	0,984	1,016	0,986
210	329,9	1,142	1,126	1,104
210	376,9	1,246	1,242	1,229
210	419,7	1,242	1,343	1,338
210	458,8	1,459	1,433	1,433
210	505,5	1,577	1,536	1,543

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar, ^b Istwerte^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.8: Datenblatt Triaxialversuche der Diabasprobe DIA3-U-1.5

Versuchsreihe DIA3-U-1.5 ^a				Wassergehalt $w = 3,0\%$					
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 3; 4$				Trockendichte $\rho_d = 2,21 \text{ g/cm}^3$					
σ_r^b	σ_d^c	σ_z^c	σ_z/σ_r	$\epsilon_{z,d}$	$\epsilon_{z,hyd}$	ϵ_z	$\epsilon_{r,d}^d$	$\epsilon_{r,hyd}$	ϵ_r
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
40	0,0	40,0	1,00	0,000	0,243	0,243	0,000	0,244	0,244
40	18,5	58,5	1,46	0,149	0,243	0,392	-0,067	0,244	0,177
40	25,7	65,7	1,64	0,198	0,243	0,441	-0,100	0,244	0,144
40	33,6	73,6	1,84	0,256	0,243	0,499	-0,118	0,244	0,126
40	42,8	82,8	2,07	0,284	0,243	0,527	-0,132	0,244	0,112
40	49,1	89,1	2,23	0,299	0,243	0,542	-0,138	0,244	0,106
40	56,8	96,8	2,42	0,332	0,243	0,575	-0,175	0,244	0,069
70	0,0	70,0	1,00	0,000	0,321	0,321	0,000	0,288	0,288
70	32,8	102,8	1,47	0,157	0,321	0,478	-0,083	0,288	0,205
70	44,0	114,0	1,63	0,233	0,321	0,554	-0,108	0,288	0,180
70	55,8	125,8	1,80	0,275	0,321	0,596	-0,123	0,288	0,165
70	71,4	141,4	2,02	0,322	0,321	0,643	-0,155	0,288	0,133
70	85,4	155,4	2,22	0,372	0,321	0,693	-0,191	0,288	0,097
70	99,2	169,2	2,42	0,394	0,321	0,715	-0,205	0,288	0,083
110	0,0	110,0	1,00	0,000	0,354	0,354	0,000	0,302	0,302
110	45,8	155,8	1,42	0,181	0,354	0,535	-0,083	0,302	0,205
110	68,4	178,4	1,62	0,274	0,354	0,628	-0,108	0,302	0,180
110	89,7	199,7	1,82	0,340	0,354	0,694	-0,123	0,302	0,165
110	112,5	222,5	2,02	0,376	0,354	0,730	-0,155	0,302	0,133
110	134,8	244,8	2,23	0,432	0,354	0,786	-0,191	0,302	0,097
110	155,1	265,1	2,41	0,464	0,354	0,818	-0,205	0,302	0,083
140	0,0	140,0	1,00	0,000	0,376	0,376	0,000	0,337	0,337
140	56,7	196,7	1,41	0,199	0,376	0,575	-0,088	0,337	0,214
140	84,5	224,5	1,60	0,298	0,376	0,674	-0,125	0,337	0,177
140	112,9	252,9	1,81	0,348	0,376	0,724	-0,145	0,337	0,157
140	141,1	281,1	2,01	0,410	0,376	0,786	-0,172	0,337	0,130
140	170,9	310,9	2,22	0,450	0,376	0,826	-0,198	0,337	0,104
140	196,6	336,6	2,40	0,493	0,376	0,869	-0,224	0,337	0,078
170	0,0	170,0	1,00	0,000	0,434	0,434	0,000	0,402	0,402
170	67,3	237,3	1,40	0,207	0,434	0,641	-0,096	0,402	0,314
170	101,3	271,3	1,60	0,301	0,434	0,735	-0,117	0,402	0,283
170	137,6	307,6	1,81	0,375	0,434	0,809	-0,147	0,402	0,261
170	171,9	341,9	2,01	0,423	0,434	0,857	-0,179	0,402	0,223
170	205,7	375,7	2,21	0,477	0,434	0,911	-0,216	0,402	0,191
170	238,4	408,4	2,40	0,501	0,434	0,935	-0,234	0,402	0,164
210	0,0	210,0	1,00	0,000	0,474	0,474	0,000	0,441	0,441
210	84,8	294,8	1,40	0,227	0,474	0,701	-0,088	0,441	0,351
210	126,2	336,2	1,60	0,305	0,474	0,779	-0,119	0,441	0,322
210	168,8	378,8	1,80	0,379	0,474	0,853	-0,141	0,441	0,279
210	210,6	420,6	2,00	0,417	0,474	0,891	-0,179	0,441	0,243
210	253,6	463,6	2,21	0,493	0,474	0,967	-0,211	0,441	0,210
210	293,7	503,7	2,40	0,537	0,474	1,011	-0,238	0,441	0,184

^a Diabas 0/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]^b Sollwerte; keine Istwerte verfügbar^c Istwerte^d Diskrepanz in Messwerten für $\sigma_3 = 70 \text{ kPa}$ und $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

Tabelle C.9: Kennwerte berechnet aus Messwerten und Modellparametern für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Diabasprobe DIA3-U-1.5

Versuchsreihe DIA3-U-1.5 ^a				Wassergehalt $w = 3,0\%$			
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 3; 4$				Trockendichte $\rho_d = 2,21 \text{ g/cm}^3$			
σ_r^a	σ_z^b	E_R	$E_{DM}^I{}^c$	$E_{DM}^{II}{}^d$	ν_R	$\nu_{DM}^I{}^c$	$\nu_{DM}^{II}{}^d$
[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
		Gl. (3.27)	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.28)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)
40	40,0	97,48	94,97	91,32	0,176	0,192	0,244
40	58,5	110,65	107,80	103,66	0,200	0,209	0,257
40	65,7	115,02	112,05	107,75	0,208	0,215	0,262
40	73,6	119,45	116,38	111,91	0,216	0,223	0,268
40	82,8	124,24	121,04	116,39	0,225	0,231	0,275
40	89,1	127,31	124,03	119,27	0,230	0,237	0,279
40	96,8	130,88	127,51	122,61	0,237	0,244	0,285
70	70,0	139,29	138,71	134,94	0,164	0,179	0,221
70	102,8	158,33	157,66	153,38	0,186	0,196	0,235
70	114,0	163,88	163,19	158,76	0,193	0,202	0,239
70	125,8	169,35	168,64	164,06	0,199	0,208	0,244
70	141,4	176,08	175,34	170,58	0,207	0,216	0,251
70	155,4	181,71	180,95	176,03	0,214	0,224	0,256
70	169,2	186,94	186,15	181,10	0,220	0,231	0,262
110	110,0	188,71	192,18	189,30	0,174	0,162	0,191
110	155,8	211,93	215,82	212,59	0,195	0,177	0,203
110	178,4	221,71	225,79	222,41	0,204	0,185	0,209
110	199,7	230,21	234,44	230,93	0,212	0,192	0,215
110	222,5	238,66	243,04	239,40	0,220	0,199	0,221
110	244,8	246,38	250,90	247,15	0,227	0,207	0,226
110	265,1	253,01	257,66	253,80	0,233	0,214	0,232
140	140,0	228,64	230,27	228,57	0,165	0,149	0,168
140	196,7	256,08	257,91	256,00	0,185	0,164	0,180
140	224,5	267,62	269,53	267,54	0,193	0,171	0,186
140	252,9	278,46	280,45	278,37	0,201	0,179	0,192
140	281,1	288,44	290,51	288,36	0,208	0,186	0,197
140	310,9	298,29	300,43	298,21	0,215	0,194	0,204
140	336,6	306,30	308,49	306,21	0,221	0,201	0,209
170	170,0	268,11	267,24	267,03	0,128	0,137	0,146
170	237,3	299,63	298,66	298,43	0,143	0,151	0,157
170	271,3	313,31	312,30	312,05	0,149	0,158	0,163
170	307,6	326,70	325,65	325,39	0,156	0,166	0,169
170	341,9	338,42	337,33	337,06	0,161	0,174	0,175
170	375,7	349,23	348,10	347,82	0,167	0,181	0,181
170	408,4	359,08	357,91	357,63	0,171	0,188	0,186
210	210,0	316,79	315,23	317,39	0,116	0,120	0,116
210	294,8	354,71	352,96	355,39	0,129	0,134	0,127
210	336,2	370,60	368,77	371,30	0,135	0,142	0,133
210	378,8	385,63	383,73	386,36	0,141	0,149	0,139
210	420,6	399,32	397,35	400,08	0,146	0,156	0,145
210	463,6	412,49	410,46	413,28	0,150	0,164	0,150
210	503,7	424,06	421,97	424,86	0,155	0,171	0,156

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar, ^b Istwerte^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.10: Gemessene und aus Modellparametern berechnete Dehnungen für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Diabasprobe DIA3-U-1.5

Versuchsreihe DIA3-U-1.5 ^a		Wassergehalt $w = 3,0\%$		
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 3; 4$		Trockendichte $\rho_d = 2,21 \text{ g/cm}^3$		
σ_r^a	σ_z^b	ϵ_z^b	$\epsilon_{z,DM}^I^c$	$\epsilon_{z,DM}^{II^d}$
[kPa]	[kPa]	[‰]	[‰]	[‰]
			Gl. (3.15b)	Gl. (3.15b)
40	40,0	0,243	0,260	0,224
40	58,5	0,392	0,388	0,366
40	65,7	0,441	0,433	0,415
40	73,6	0,499	0,479	0,466
40	82,8	0,527	0,531	0,523
40	89,1	0,542	0,566	0,560
40	96,8	0,575	0,606	0,604
70	70,0	0,321	0,324	0,289
70	102,8	0,478	0,478	0,456
70	114,0	0,554	0,525	0,507
70	125,8	0,596	0,573	0,558
70	141,4	0,643	0,634	0,623
70	155,4	0,693	0,686	0,679
70	169,2	0,715	0,735	0,732
110	110,0	0,354	0,387	0,359
110	155,8	0,535	0,541	0,523
110	178,4	0,628	0,610	0,595
110	199,7	0,694	0,672	0,660
110	222,5	0,730	0,735	0,727
110	244,8	0,786	0,794	0,789
110	265,1	0,818	0,846	0,844
140	140,0	0,376	0,426	0,406
140	196,7	0,575	0,585	0,571
140	224,5	0,674	0,655	0,645
140	252,9	0,724	0,723	0,716
140	281,1	0,786	0,788	0,783
140	310,9	0,826	0,854	0,851
140	336,6	0,869	0,909	0,908
170	170,0	0,434	0,462	0,451
170	237,3	0,641	0,623	0,616
170	271,3	0,735	0,696	0,692
170	307,6	0,809	0,771	0,769
170	341,9	0,857	0,839	0,838
170	375,7	0,911	0,903	0,904
170	408,4	0,935	0,963	0,965
210	210,0	0,474	0,507	0,509
210	294,8	0,701	0,675	0,679
210	336,2	0,779	0,750	0,755
210	378,8	0,853	0,824	0,830
210	420,6	0,891	0,893	0,900
210	463,6	0,967	0,962	0,969
210	503,7	1,011	1,024	1,031

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar, ^b Istwerte^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.11: Datenblatt Triaxialversuche der Diabasprobe DIA4-M-3.4

Versuchsreihe DIA4-M-3.4 ^a Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 3; 4$				Wassergehalt $w = 3,63\%$ Trockendichte $\rho_d = 2,47 \text{ g/cm}^3$					
σ_r^b [kPa]	σ_d^c [kPa]	σ_z^c [kPa]	σ_z/σ_r [-]	$\epsilon_{z,d}$ [‰]	$\epsilon_{z,hyd}$ [‰]	ϵ_z [‰]	$\epsilon_{r,d}$ [‰]	$\epsilon_{r,hyd}$ [‰]	ϵ_r [‰]
40	0,0	40,0	1,00	0,000	0,065	0,065	0,000	0,240	0,240
40	12,5	52,5	1,31	0,010	0,065	0,075	-0,009	0,240	0,231
40	22,4	62,4	1,56	0,022	0,065	0,087	-0,020	0,240	0,220
40	32,3	72,3	1,81	0,037	0,065	0,102	-0,041	0,240	0,199
40	40,2	80,2	2,00	0,050	0,065	0,115	-0,055	0,240	0,185
40	48,7	88,7	2,22	0,068	0,065	0,133	-0,068	0,240	0,172
40	56,6	96,6	2,42	0,087	0,065	0,152	-0,085	0,240	0,155
70	0,0	70,0	1,00	0,000	0,111	0,111	0,000	0,320	0,320
70	28,3	98,3	1,40	0,020	0,111	0,133	-0,011	0,320	0,309
70	41,9	111,9	1,60	0,035	0,111	0,146	-0,023	0,320	0,297
70	52,0	122,0	1,74	0,057	0,111	0,168	-0,038	0,320	0,282
70	69,4	139,4	1,99	0,086	0,111	0,197	-0,058	0,320	0,262
70	83,7	153,7	2,20	0,109	0,111	0,220	-0,073	0,320	0,247
70	98,1	168,1	2,40	0,137	0,111	0,248	-0,087	0,320	0,233
110	0,0	110,0	1,00	0,000	0,179	0,179	0,000	0,433	0,433
110	45,7	155,7	1,42	0,026	0,179	0,205	-0,013	0,433	0,421
110	60,8	170,8	1,55	0,049	0,179	0,228	-0,020	0,433	0,413
110	90,2	200,2	1,82	0,109	0,179	0,288	-0,041	0,433	0,392
110	109,6	219,6	2,00	0,146	0,179	0,325	-0,060	0,433	0,373
110	129,8	239,8	2,18	0,190	0,179	0,369	-0,078	0,433	0,355
110	153,5	263,5	2,40	0,233	0,179	0,412	-0,094	0,433	0,339
140	0,0	140,0	1,00	0,000	0,231	0,231	0,000	0,500	0,500
140	56,2	196,2	1,40	0,031	0,231	0,262	-0,015	0,500	0,485
140	85,0	225,0	1,61	0,077	0,231	0,308	-0,028	0,500	0,472
140	110,0	250,0	1,79	0,119	0,231	0,350	-0,046	0,500	0,454
140	137,9	277,9	1,98	0,173	0,231	0,404	-0,069	0,500	0,431
140	168,8	308,8	2,21	0,224	0,231	0,455	-0,091	0,500	0,409
140	194,3	334,3	2,39	0,258	0,231	0,489	-0,108	0,500	0,392
170	0,0	170,0	1,00	0,000	0,269	0,269	0,000	0,587	0,587
170	65,0	235,0	1,38	0,035	0,269	0,304	-0,017	0,587	0,570
170	101,9	271,9	1,60	0,084	0,269	0,353	-0,033	0,587	0,554
170	139,0	309,0	1,82	0,155	0,269	0,424	-0,051	0,587	0,535
170	168,6	338,6	1,99	0,191	0,269	0,460	-0,075	0,587	0,512
170	203,5	373,5	2,20	0,241	0,269	0,510	-0,093	0,587	0,494
170	236,7	406,7	2,39	0,294	0,269	0,563	-0,116	0,587	0,471
210	0,0	210,0	1,00	0,000	0,311	0,311	0,000	0,693	0,687
210	88,3	298,3	1,42	0,041	0,311	0,352	-0,019	0,693	0,674
210	127,3	337,3	1,61	0,113	0,311	0,424	-0,042	0,693	0,651
210	169,3	379,3	1,81	0,178	0,311	0,489	-0,066	0,693	0,627
210	209,2	419,2	2,00	0,223	0,311	0,534	-0,083	0,693	0,610
210	251,6	461,6	2,20	0,286	0,311	0,597	-0,107	0,693	0,586
210	292,0	502,0	2,39	0,334	0,311	0,645	-0,132	0,693	0,561

^a Diabas 0/32 - Zusammensetzung gemäß ZTV T-StB 95/98 [102]^b Sollwerte; keine Istwerte verfügbar^c Istwerte

Tabelle C.12: Kennwerte berechnet aus Messwerten und Modellparametern für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Diabasprobe DIA4-M-3.4

Versuchsreihe DIA4-M-3.4 ^a				Wassergehalt $w = 3,63\%$			
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 3; 4$				Trockendichte $\rho_d = 2,47 \text{ g/cm}^3$			
σ_r^a [kPa]	σ_z^b [kPa]	E_R [MPa]	E_{DM}^I ^c [MPa]	E_{DM}^{II} ^d [MPa]	ν_R [-]	ν_{DM}^I ^c [-]	ν_{DM}^{II} ^d [-]
		Gl. (3.27)	Gl. (3.37)	Gl. (3.37)	Gl. (3.28)	Gl. (3.43)	Gl. (3.43)
40	40,0	370,03	250,30	234,29	0,241	0,26	0,27
40	52,5	405,14	274,05	256,52	0,264	0,28	0,28
40	62,4	429,16	290,29	271,73	0,280	0,29	0,29
40	72,3	450,75	304,90	285,40	0,294	0,30	0,31
40	80,2	466,60	315,62	295,44	0,304	0,31	0,32
40	88,7	482,53	326,40	305,53	0,314	0,32	0,33
40	96,6	496,45	335,81	314,34	0,323	0,34	0,34
70	70,0	394,39	316,96	295,40	0,232	0,25	0,26
70	98,3	441,65	354,94	330,79	0,260	0,27	0,27
70	111,9	461,14	370,61	345,39	0,271	0,28	0,28
70	122,0	474,62	381,44	355,49	0,279	0,29	0,29
70	139,4	496,19	398,78	371,64	0,292	0,30	0,30
70	153,7	512,60	411,97	383,94	0,301	0,31	0,31
70	168,1	528,14	424,45	395,57	0,310	0,32	0,32
110	110,0	352,30	384,79	357,20	0,266	0,23	0,24
110	155,7	395,55	432,04	401,06	0,299	0,26	0,26
110	170,8	407,95	445,58	413,63	0,308	0,26	0,26
110	200,2	430,13	469,81	436,11	0,325	0,28	0,28
110	219,6	443,60	484,51	449,77	0,335	0,29	0,29
110	239,8	456,80	498,94	463,16	0,345	0,30	0,29
110	263,5	471,38	514,86	477,94	0,356	0,31	0,30
140	140,0	399,12	427,25	395,72	0,217	0,22	0,23
140	196,2	446,65	478,12	442,84	0,242	0,24	0,24
140	225,0	467,51	500,46	463,52	0,254	0,25	0,25
140	250,0	484,22	518,35	480,09	0,263	0,26	0,26
140	277,9	501,60	536,96	497,33	0,272	0,28	0,27
140	308,8	519,55	556,16	515,12	0,282	0,29	0,28
140	334,3	533,47	571,07	528,92	0,290	0,30	0,29
170	170,0	436,10	465,10	429,96	0,197	0,21	0,21
170	235,0	485,80	518,11	478,97	0,220	0,23	0,23
170	271,9	510,00	543,92	502,83	0,231	0,24	0,24
170	309,0	532,22	567,61	524,73	0,241	0,25	0,25
170	338,6	548,70	585,19	540,98	0,248	0,26	0,26
170	373,5	566,93	604,64	558,96	0,257	0,28	0,27
170	406,7	583,26	622,05	575,05	0,264	0,29	0,28
210	210,0	466,14	510,44	470,87	0,196	0,20	0,20
210	298,3	523,99	573,79	529,31	0,220	0,22	0,22
210	337,3	545,90	597,78	551,44	0,229	0,23	0,22
210	379,3	567,68	621,63	573,44	0,238	0,24	0,23
210	419,2	586,92	642,70	592,88	0,247	0,25	0,24
210	461,6	606,08	663,68	612,23	0,255	0,26	0,25
210	502,0	623,27	682,50	629,60	0,262	0,27	0,26

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar, ^b Istwerte
^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)
^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

Tabelle C.13: Gemessene und aus Modellparametern berechnete Dehnungen für eine gleichzeitige Parameterbestimmung, ermittelt aus Versuchsdaten der Diabasprobe DIA4-M-3.4

Versuchsreihe DIA4-M-3.4 ^a		Wassergehalt $w = 3,63\%$ Trockendichte $\rho_d = 2,47 \text{ g/cm}^3$		
Vorbelastung: $\sigma_z/\sigma_r : 3; 4$				
σ_r^a [kPa]	σ_z^b [kPa]	ϵ_z^b [‰]	$\epsilon_{z,DM}^I{}^c$ [‰]	$\epsilon_{z,DM}^{II}{}^d$ [‰]
		Gl. (3.15b)		Gl. (3.15b)
40	40,0	0,065	0,077	0,079
40	52,5	0,075	0,111	0,117
40	62,4	0,087	0,135	0,143
40	72,3	0,102	0,158	0,168
40	80,2	0,115	0,175	0,186
40	88,7	0,133	0,192	0,205
40	96,6	0,152	0,208	0,222
70	70,0	0,111	0,111	0,116
70	98,3	0,133	0,171	0,181
70	111,9	0,146	0,196	0,209
70	122,0	0,168	0,214	0,229
70	139,4	0,197	0,244	0,261
70	153,7	0,220	0,267	0,287
70	168,1	0,248	0,289	0,311
110	110,0	0,179	0,153	0,161
110	155,7	0,205	0,230	0,247
110	170,8	0,228	0,253	0,272
110	200,2	0,288	0,296	0,319
110	219,6	0,325	0,323	0,349
110	239,8	0,369	0,350	0,378
110	263,5	0,412	0,380	0,411
140	140,0	0,231	0,182	0,194
140	196,2	0,262	0,268	0,288
140	225,0	0,308	0,307	0,332
140	250,0	0,350	0,339	0,367
140	277,9	0,404	0,374	0,406
140	308,8	0,455	0,411	0,446
140	334,3	0,489	0,440	0,478
170	170,0	0,269	0,211	0,227
170	235,0	0,304	0,302	0,327
170	271,9	0,353	0,348	0,378
170	309,0	0,424	0,392	0,426
170	338,6	0,460	0,425	0,463
170	373,5	0,510	0,463	0,504
170	406,7	0,563	0,497	0,542
210	210,0	0,311	0,250	0,271
210	298,3	0,352	0,360	0,392
210	337,3	0,424	0,404	0,441
210	379,3	0,489	0,448	0,490
210	419,2	0,534	0,489	0,535
210	461,6	0,597	0,531	0,581

^a Sollwerte; keine Istwerte verfügbar, ^b Istwerte^c auf Grundlage aller Laststufen (vollständiger Datensatz)^d auf Grundlage ausgewählter Laststufen (reduzierter Datensatz)

ANHANG D - BERECHNUNGSMODELL UND BEANSPRUCHUNGSZUSTÄNDE

D.1 MODELLGEOMETRIE UND RANDBEDINGUNGEN

- Ergänzung zu Abschnitt 6.3 -

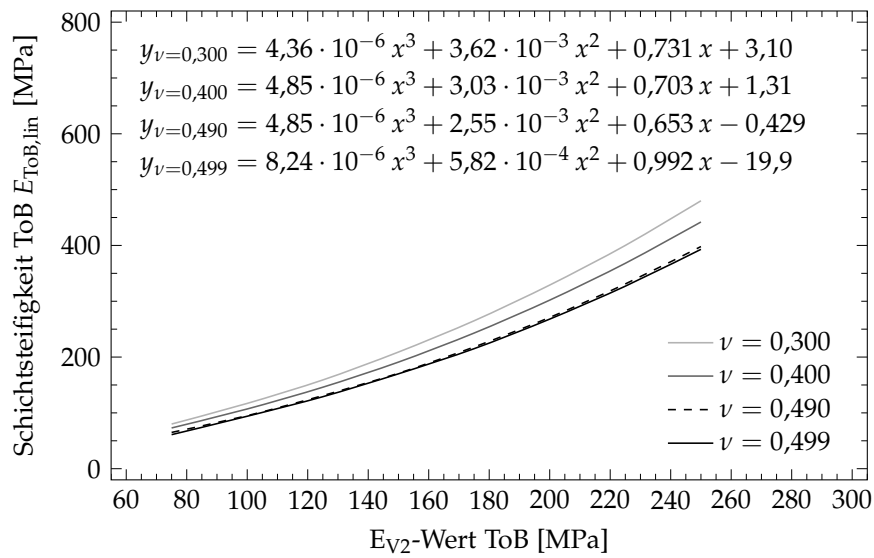


Abbildung D.1: Zusammenhang zwischen Schichtsteifigkeit der Tragschicht ohne Bindemittel im linearen Berechnungsmodell und dem resultierenden E_{V2} -Wert

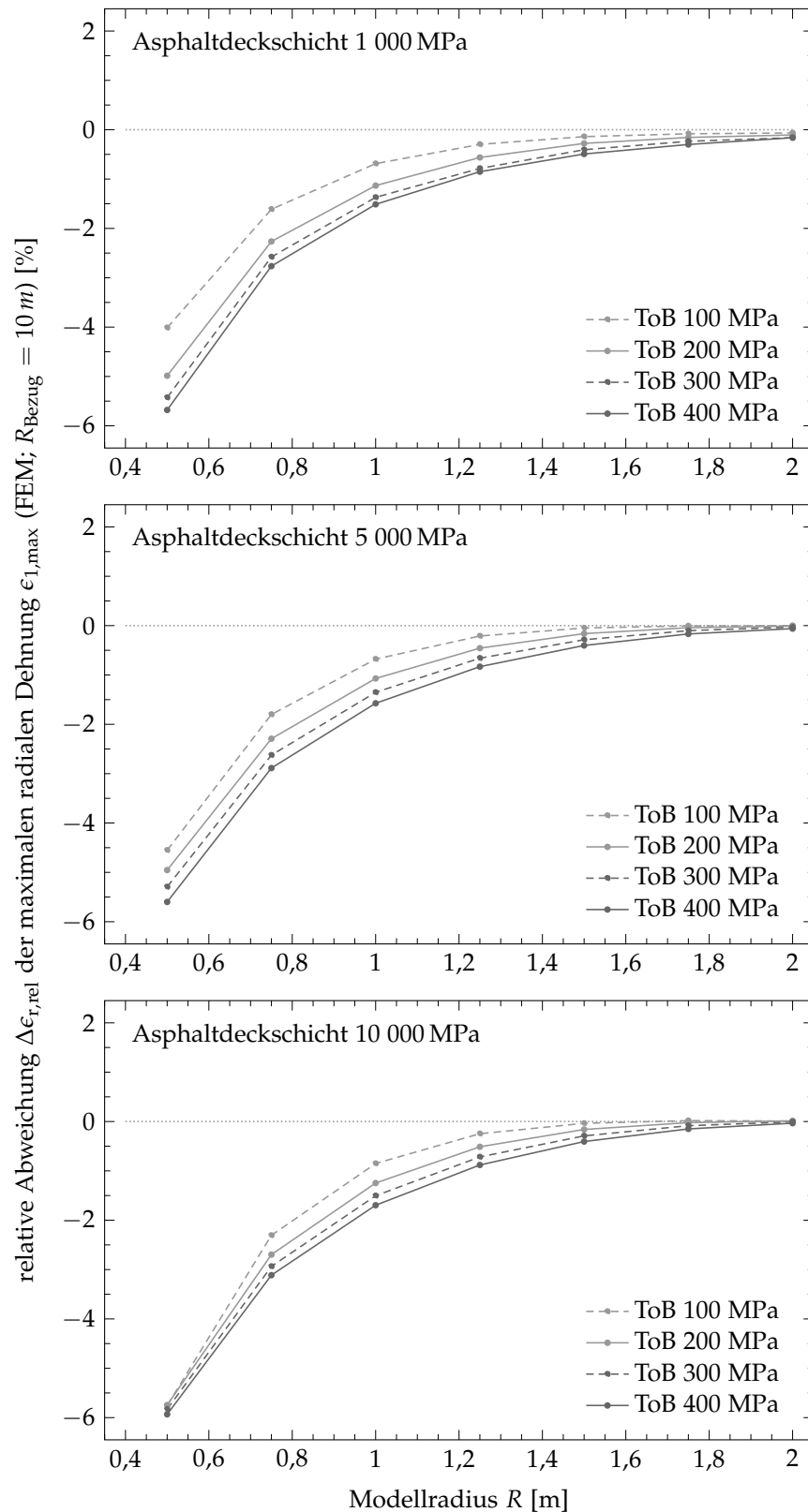


Abbildung D.2: Relative Abweichung $\Delta\epsilon_{r,rel}$ der maximalen radialen Dehnungen $\epsilon_{r,max}$ an der Unterseite der Asphaltdeckschicht bestimmt mit der Methode der Finiten Elemente, berechnet aus den Dehnungen ermittelt bei einem Referenzmodellradius von 10 m und den Dehnungen bestimmt bei Radien von 0,5 m bis 2 m; Darstellung für verschiedene Kombinationen aus Asphalt- und Tragschichtsteifigkeiten; Ausbildung rechter Modellrand: *in axialer Richtung verschieblich*

D.2 VALIDIERUNG DER EINBINDUNG DES DRESDNER MODELLS

- Ergänzung zu Abschnitt [6.4.2](#) -

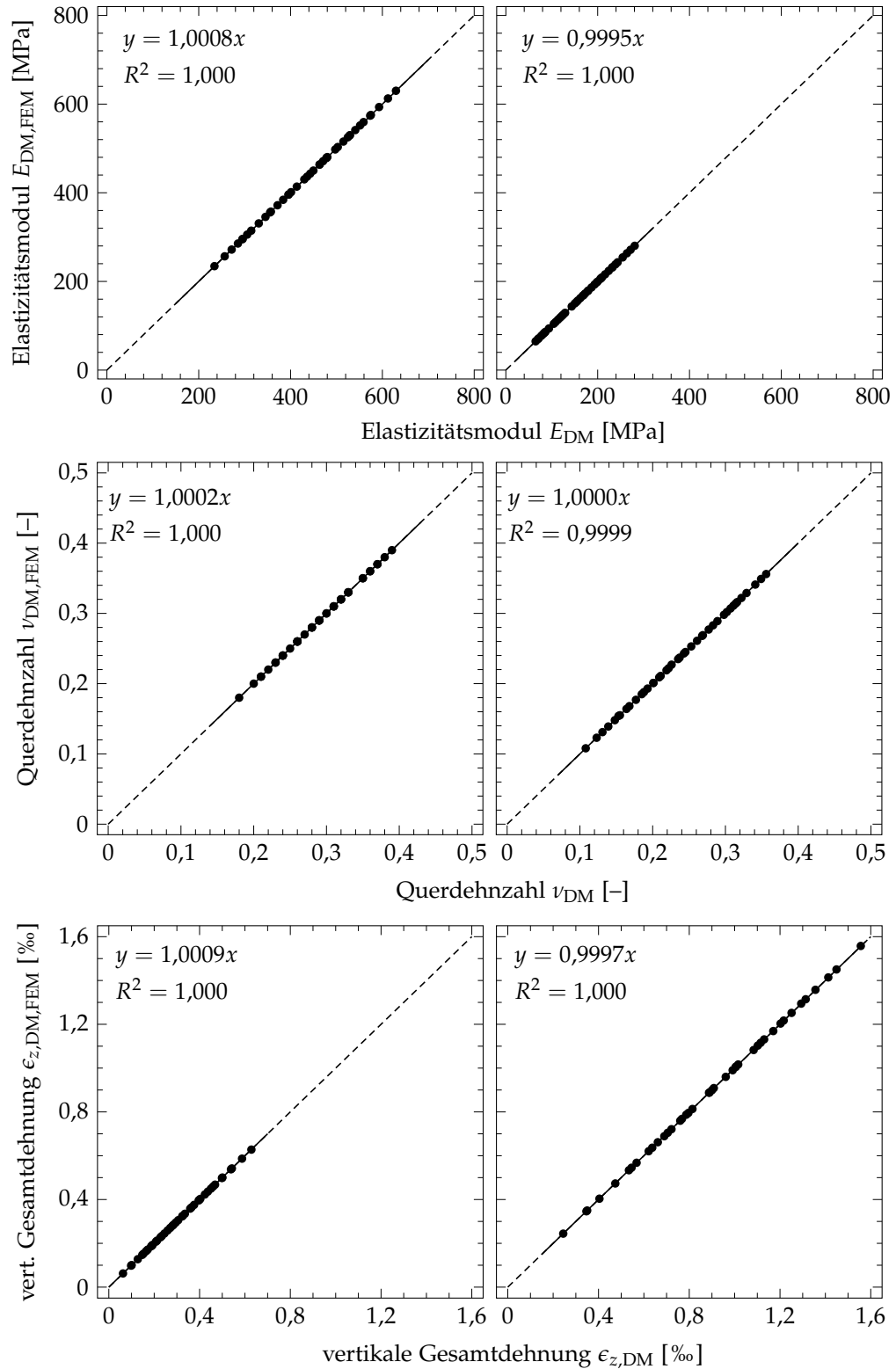


Abbildung D.3: Vergleich von mit Modellparametern berechneten Kenngrößen mit in COMSOL berechneten Kenngrößen nach Einbindung des DRESNER Modells; links: DIA4-M-3.4, rechts: GRA2-M-2.0

D.3 MODELLBEDINGUNGEN IM LINEAREN BERECHNUNGSMODELL

- Ergänzung zu Abschnitt 6.6.4 -

Tabelle D.1: Ergebnisse der Simulation des Plattendruckversuches zur Kalibrierung der Kenngrößen im linearen Berechnungsmodell: Einsenkungen in den nichtlinearen Berechnungsmodellen ohne (nAW) und mit (AW) Aufweichen des Elastizitätsmoduls des DRESDNER Modells

Material	Belastungszyklus	Belastung [MPa]	Einsenkung [mm]	
			nAW	AW
DIA4-M-3.4	Erstbelastung	150	-0,17077	-0,18039
	Zweitbelastung	350	-0,31929	-0,36371
GRA2-M-2.0	Erstbelastung	150	-0,45708	-0,47983
	Zweitbelastung	350	-0,83907	-0,94027

Tabelle D.2: Ergebnisse der Simulation des Plattendruckversuches zur Kalibrierung der Kenngrößen im linearen Berechnungsmodell: Schichtmodule der Tragschichten ohne Bindemittel in den linearen Berechnungsmodellen ohne (nAW) und mit (AW) Aufweichen des Elastizitätsmoduls des DRESDNER Modells bei Verwendung des Tragschichtmaterials DIA4-M-3.4

Dicke ToB [cm]	Querdehnzahl ν [-]	Schichtmodul $E_{ToB,lin}$ [MPa]	
		nAW	AW
40	0,450	-	153,750
50	0,499	307,188	238,906
50	0,495	310,469	241,406
50	0,490	313,750	244,063
50	0,480	320,000	248,963
50	0,470	325,725	253,594
50	0,460	331,250	257,813
50	0,450	336,463	262,031
50	0,400	360,213	280,725
50	0,350	380,313	296,563
50	0,300	397,188	309,900
50	0,250	411,094	320,781
50	0,200	422,344	329,588
60	0,450	-	293,594

D.4 BERECHNUNGSERGEBNISSE NACH EINBINDUNG DES DRESDNER MODELLS

- Ergänzung zu Abschnitt 6.4.3 -

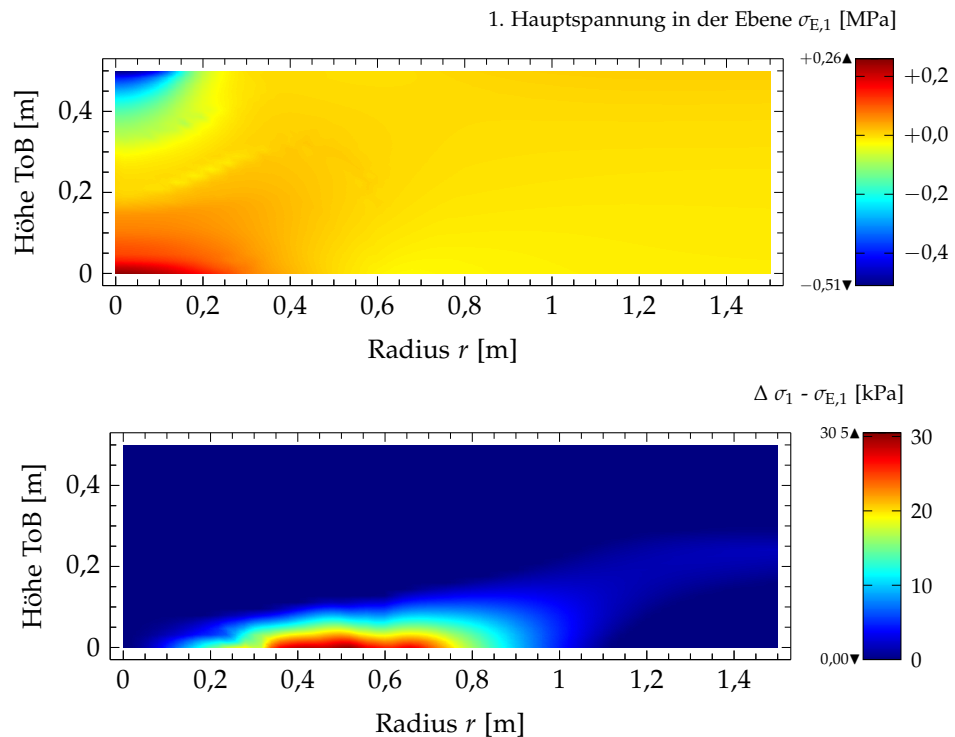


Abbildung D.4: DRESDNER Modell in erweiterter Form mit Oktaederspannungen; Darstellung (a) 1. Hauptspannung in der Ebene $\sigma_{E,1}$ und (b) Differenz 1. Hauptspannung σ_1 - 1. Hauptspannung in der Ebene $\sigma_{E,1}$; Berechnung für eine Asphaltsteifigkeit $E_{\text{Asphalt}} = 5000$ MPa sowie eine Radlast $RL = 5$ t; Darstellung für den Querschnitt der ungebundenen Tragschicht (ToB)

D.5 BEANSPRUCHUNGSZUSTÄNDE

- Ergänzung zu Abschnitt 6.6 -

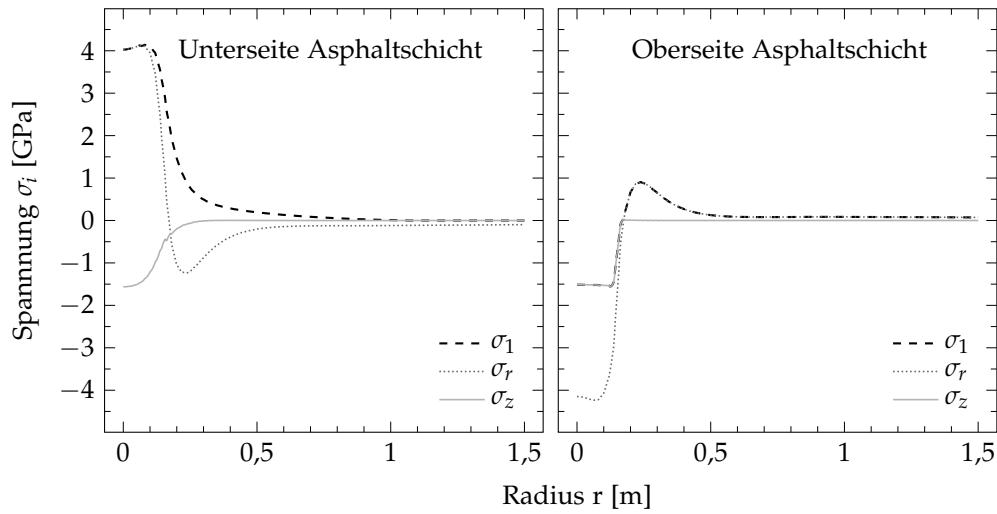


Abbildung D.5: 1. Hauptspannung σ_1 , radiale Spannung σ_r und vertikale Spannung σ_z an der Unter- und der Oberseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 11\text{ t}$, sowie für eine Dicke der Asphalttschicht $d_A = 4\text{ cm}$, eine Dicke der ungebundenen Tragschicht $d_{ToB} = 50\text{ cm}$ und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4; in Ergänzung zu Abbildung 6.26

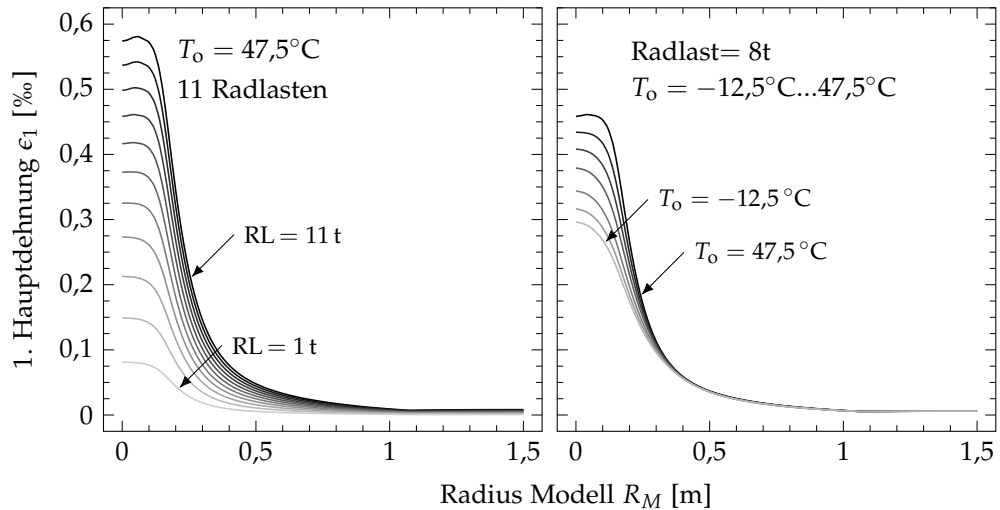


Abbildung D.6: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphaltsschicht; Darstellung exemplarisch für: links: eine Oberflächentemperatur T_0 ($47,5^\circ\text{C}$) und verschiedene Radlasten RL (1 t – 11 t) und rechts: verschiedene Oberflächentemperaturen T_0 ($-12,5^\circ\text{C}$ – $47,5^\circ\text{C}$; jeweils 10°C Differenz) und eine Radlasten RL (8 t); sowie für eine Dicke d_A der Asphaltsschicht (4 cm), eine Dicke d_{TOB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit *hoher* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

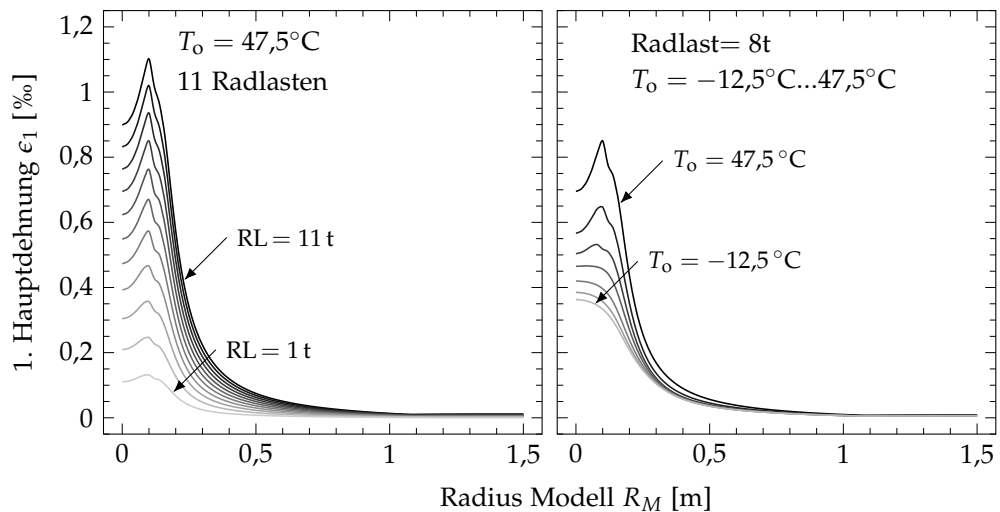


Abbildung D.7: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite der Asphaltsschicht; Darstellung exemplarisch für: links: eine Oberflächentemperatur T_0 ($47,5^\circ\text{C}$) und verschiedene Radlasten RL (1 t – 11 t) und rechts: verschiedene Oberflächentemperaturen T_0 ($-12,5^\circ\text{C}$ – $47,5^\circ\text{C}$; jeweils 10°C Differenz) und eine Radlasten RL (8 t); sowie für eine Dicke d_A der Asphaltsschicht (4 cm), eine Dicke d_{TOB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit *geringer* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

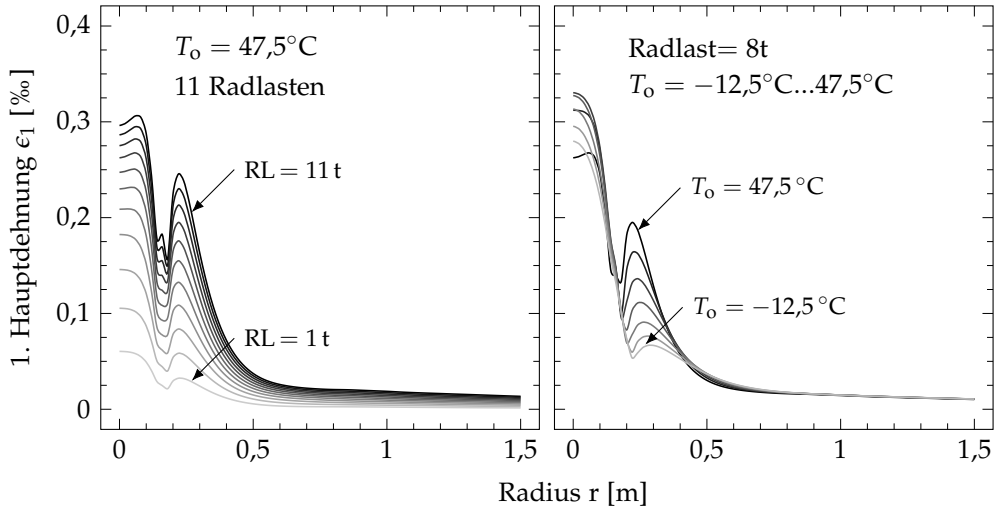


Abbildung D.8: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Oberseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für: links: eine Oberflächentemperatur T_0 ($47,5^\circ\text{C}$) und verschiedene Radlasten RL ($1\text{ t} - 11\text{ t}$) und rechts: verschiedene Oberflächentemperaturen T_0 ($-12,5^\circ\text{C} - 47,5^\circ\text{C}$; jeweils 10°C Differenz) und eine Radlasten RL (8 t); sowie für eine Dicke d_A der Asphalttschicht (4 cm), eine Dicke d_{T0B} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit *hoher* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

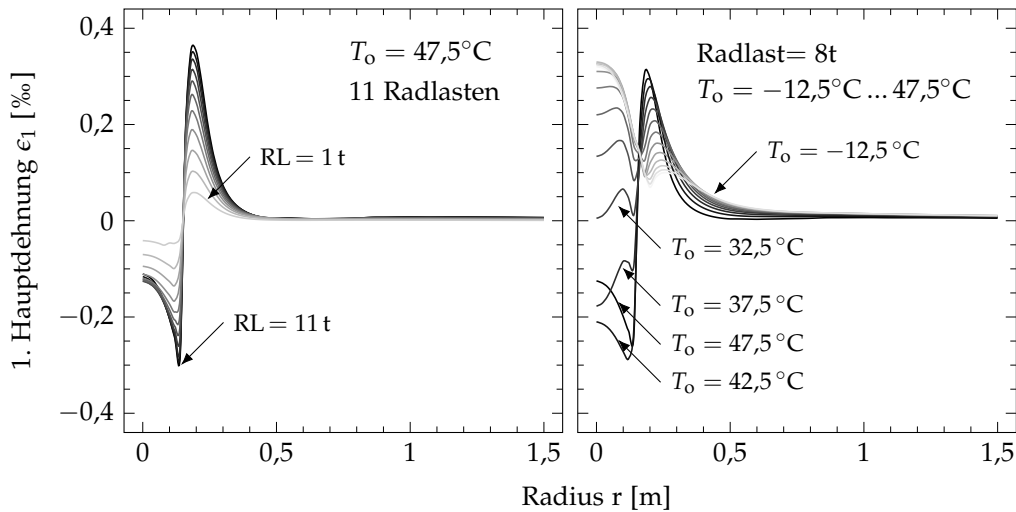


Abbildung D.9: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Oberseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für: links: eine Oberflächentemperatur T_0 ($47,5^\circ\text{C}$) und verschiedene Radlasten RL ($1\text{ t} - 11\text{ t}$) und rechts: verschiedene Oberflächentemperaturen T_0 ($-12,5^\circ\text{C} - 47,5^\circ\text{C}$; jeweils 5°C Differenz) und eine Radlasten RL (8 t); sowie für eine Dicke d_A der Asphalttschicht (4 cm), eine Dicke d_{T0B} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit *geringer* Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

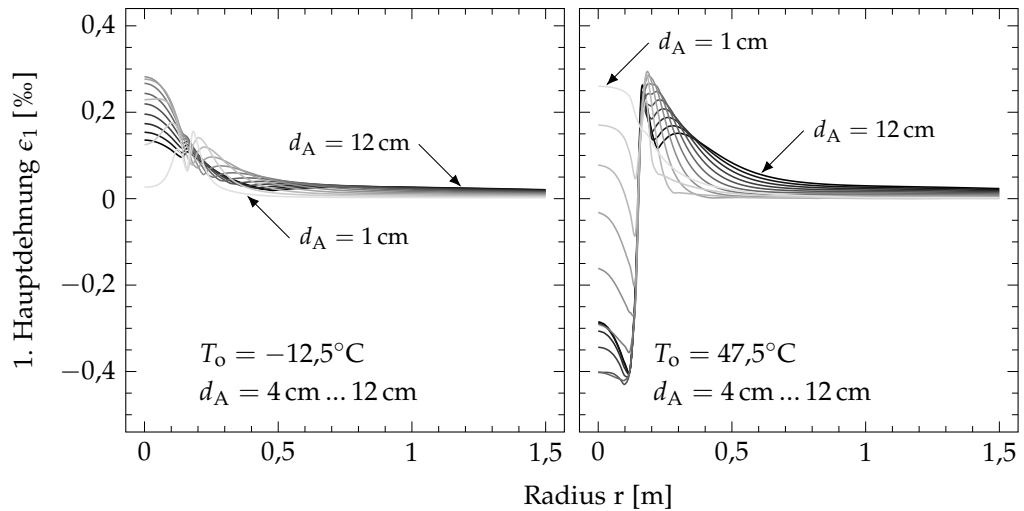
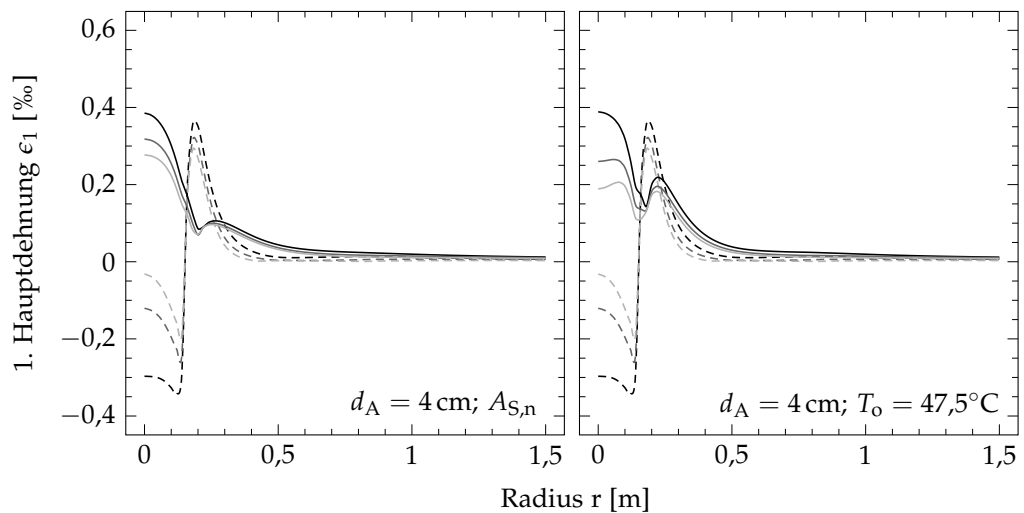


Abbildung D.10: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Oberseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen T_0 ($-12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$) und eine Radlast RL (8 t) sowie für eine Dicke d_A der Asphalttschicht (4 cm), eine Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (60 cm) und die Materialkombinationen: Asphalt mit geringer Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4



---- $d_{\text{ToB}} = 40\text{ cm}, T_0 = -47,5^\circ\text{C}$	---- $A_{\text{S,n}}, d_{\text{ToB}} = 40\text{ cm}$
---- $d_{\text{ToB}} = 50\text{ cm}, T_0 = -47,5^\circ\text{C}$	---- $A_{\text{S,n}}, d_{\text{ToB}} = 50\text{ cm}$
---- $d_{\text{ToB}} = 60\text{ cm}, T_0 = -47,5^\circ\text{C}$	---- $A_{\text{S,n}}, d_{\text{ToB}} = 60\text{ cm}$
— $d_{\text{ToB}} = 40\text{ cm}, T_0 = -12,5^\circ\text{C}$	— $A_{\text{S,h}}, d_{\text{ToB}} = 40\text{ cm}$
— $d_{\text{ToB}} = 50\text{ cm}, T_0 = -12,5^\circ\text{C}$	— $A_{\text{S,h}}, d_{\text{ToB}} = 50\text{ cm}$
— $d_{\text{ToB}} = 60\text{ cm}, T_0 = -12,5^\circ\text{C}$	— $A_{\text{S,h}}, d_{\text{ToB}} = 60\text{ cm}$

Abbildung D.11: 1. Hauptdehnung ϵ_1 an der Oberseite der Asphalttschicht; Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen T_0 ($-12,5^\circ\text{C}$ und $47,5^\circ\text{C}$) und eine Radlast RL (8 t) sowie eine Dicke d_A der Asphalttschicht (4 cm), verschiedene Dicken d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (40 cm, 50 cm und 60 cm) und verschiedene Materialkombinationen: Asphalt mit geringer (A_u) bzw. hoher (A_o) Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

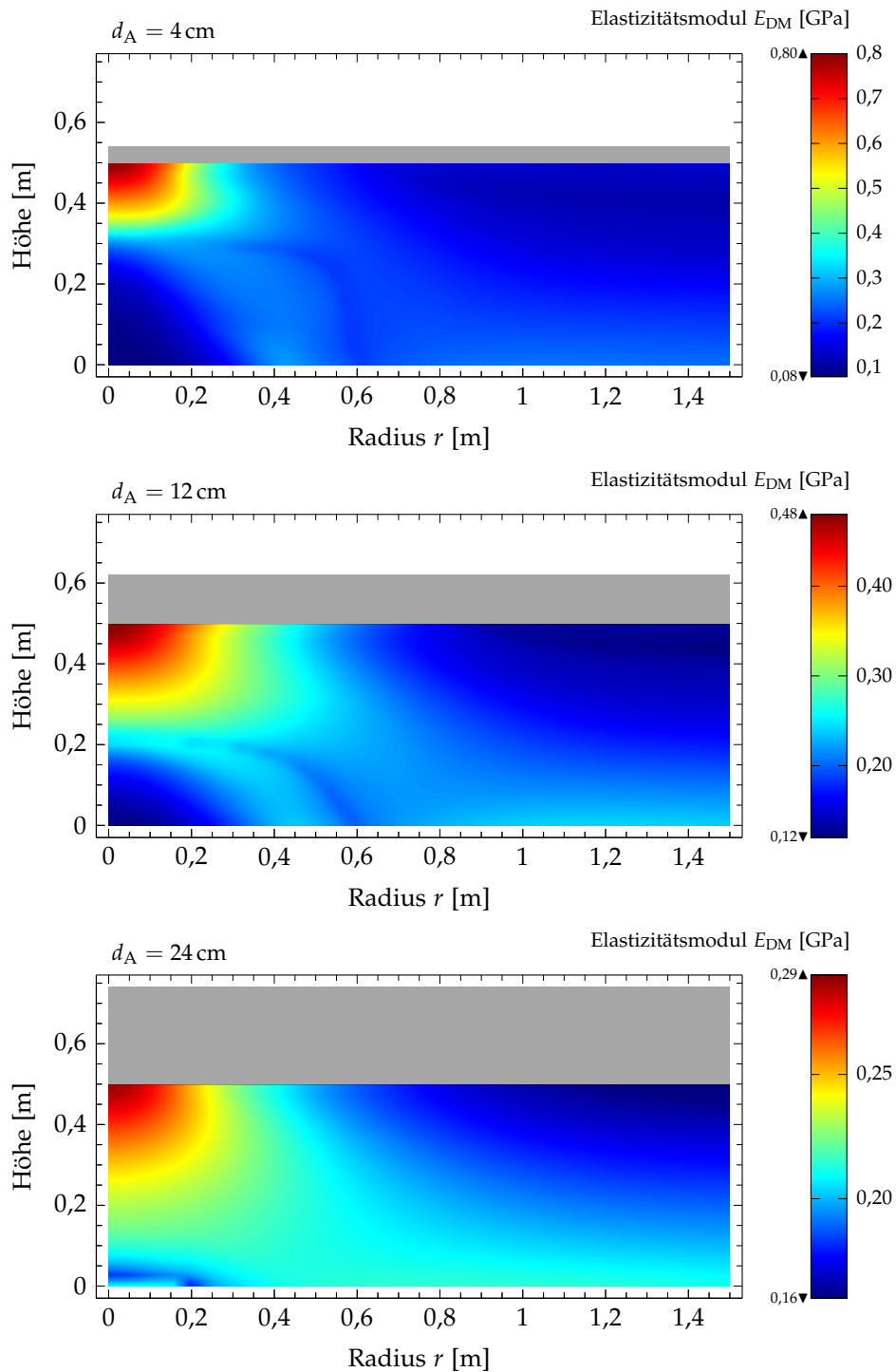


Abbildung D.12: Anwendung DRESDNER Modell in erweiterter Form mit Oktaeder-
spannungen und aufgeweichtem E-Modul; Darstellung E-Modul E_{DM}
für verschiedene Dicken der Asphaltsschicht: (a) $d_A = 4$ cm, (b) $d_A =$
12 cm und (c) $d_A = 24$ cm; Berechnung für eine Oberflächentempera-
tur $T_o = 47,5^\circ\text{C}$ und eine Radlast $RL = 5$ t sowie die Materialkom-
bination: Asphaltmaterial hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes
Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4; Darstellung für Querschnitt der un-
gebundenen Tragschicht; in Ergänzung zu Abbildung 6.32

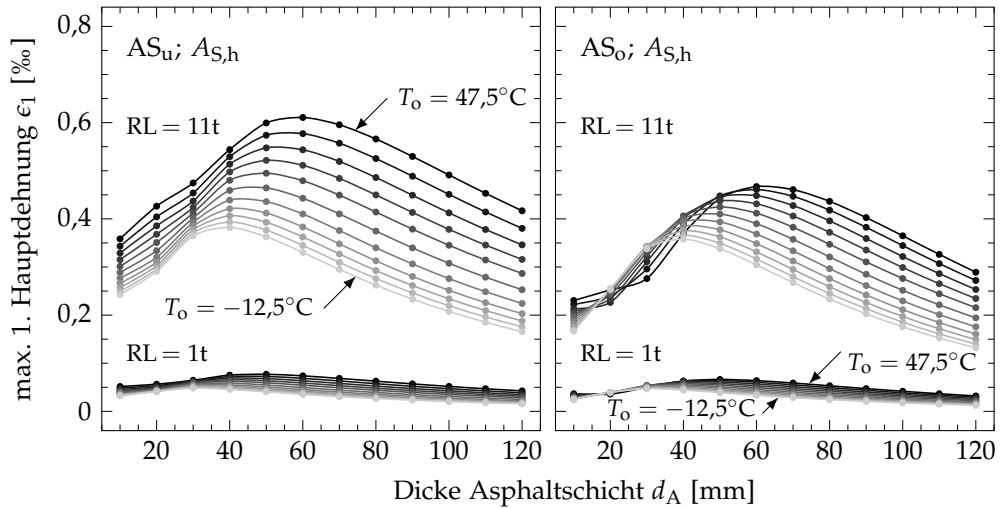


Abbildung D.13: Maximale Hauptdehnung ϵ_1 an der Unterseite (AS_u , vgl. Abbildung 6.35) und der Oberseite (AS_o , vgl. Abbildung 6.36) der Asphaltdecke in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltdecke (1 cm – 12 cm) und der aufgetragenen Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen T_o ($-12,5^\circ C$ und $47,5^\circ C$), eine Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($AS_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

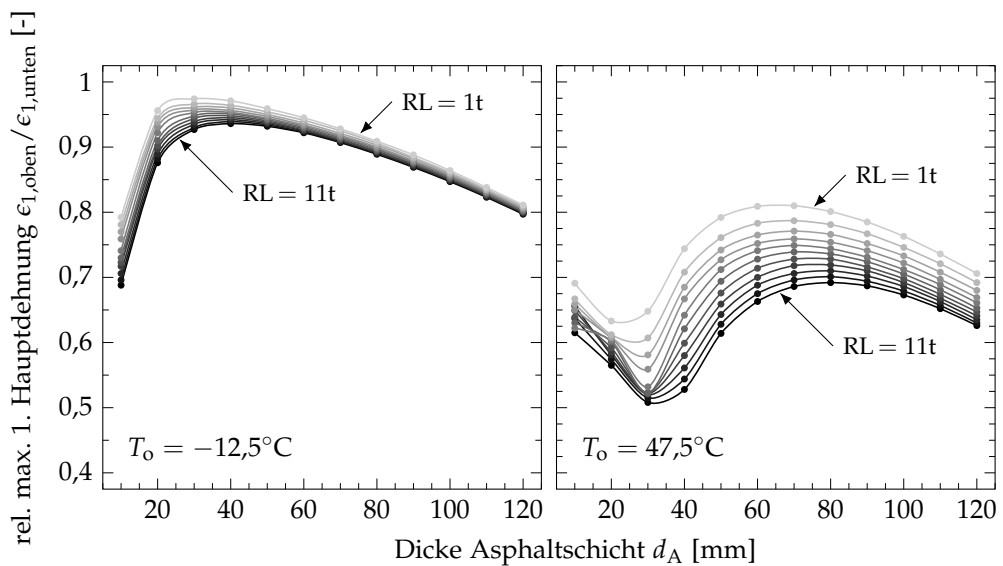


Abbildung D.14: Maximalen Hauptdehnung $\epsilon_{1,oben}$ an der Oberseite der Asphaltdecke im Verhältnis zur maximalen Hauptdehnung $\epsilon_{1,unten}$ an der Unterseite der Asphaltdecke; in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltdecke (1 cm – 12 cm) und der aufgetragenen Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für zwei Oberflächentemperaturen T_o ($-12,5^\circ C$ und $47,5^\circ C$), eine Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

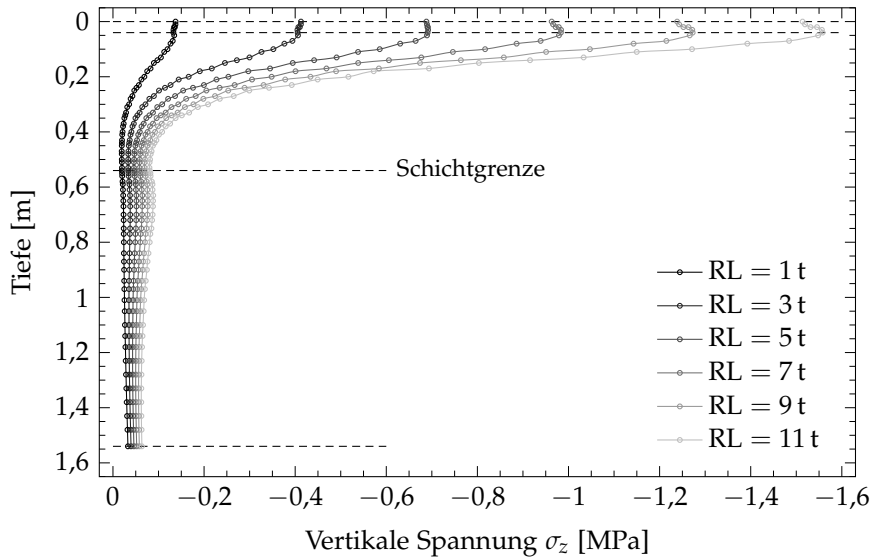


Abbildung D.15: vertikale Spannung σ_z in der Lastachse; in Abhängigkeit von der aufgebrauchten Radlast RL (1 t – 11 t); Darstellung exemplarisch für eine Oberflächentemperatur T_o (47,5 °C), eine Dicke der Asphalt-schicht ($d_A = 4$ cm), eine Dicke der ungebundenen Tragschicht ($d_{ToB} = 50$ cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

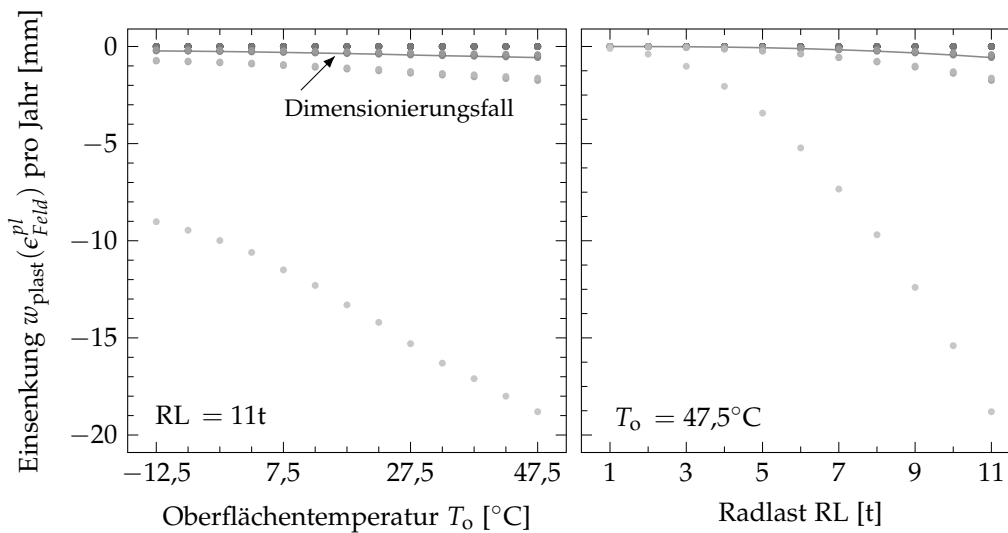


Abbildung D.16: Maximale Einsenkung w_{pl} an der Oberseite der ungebundenen Tragschicht für $N_{pl} = 150000$ AÜ; Darstellung in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur T_o (-12,5 °C bis 47,5 °C) und der aufgebrauchten Radlast (1 t bis 11 t) exemplarisch für eine Dicke der Asphalt-schicht ($d_A = 4$ cm) und eine Dicke der ungebundenen Tragschicht ($d_{ToB} = 50$ cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4

E.1 ERMÜDUNGSNACHWEIS - NICHTLINEARER BERECHNUNGSANSATZ

- Ergänzung zu Abschnitt 7.1.1 -

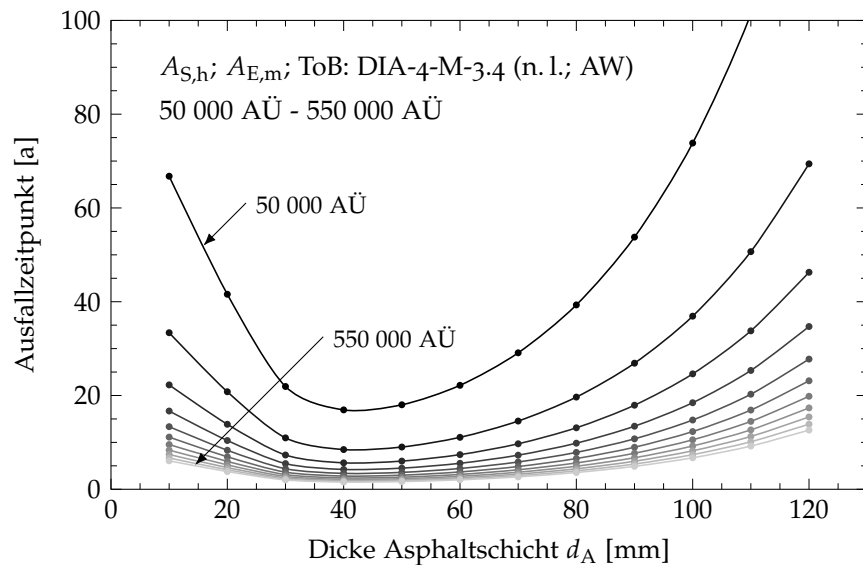


Abbildung E.1: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht; in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphaltsschicht (1 cm – 12 cm) für verschiedene Anzahlen an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (50 000-550 000 AÜ; jeweils 50 000 AÜ Differenz); Darstellung exemplarisch für eine Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlere Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n. l.)

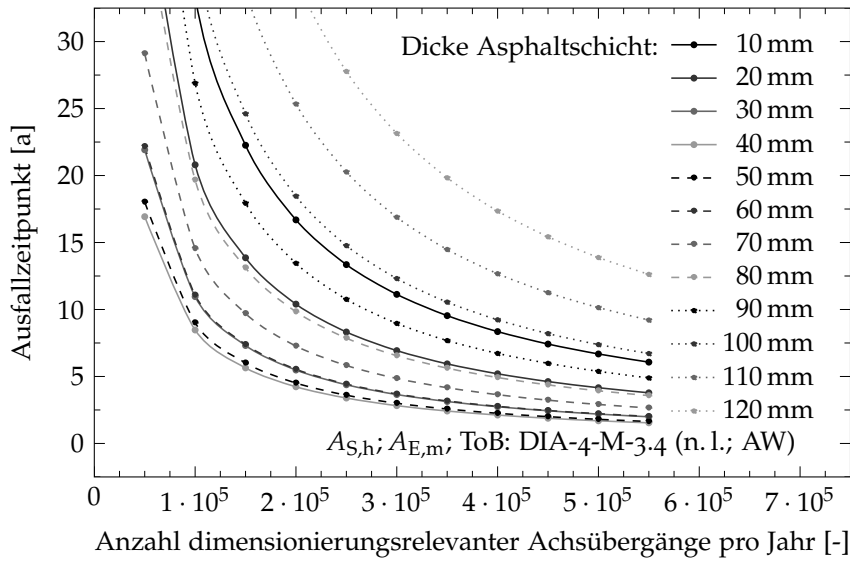


Abbildung E.2: Darstellung der Ausfallzeitpunkte in Abbildung 7.1 bzw. Abbildung E.1 in Abhängigkeit von der Anzahl der Achsübergänge für unterschiedliche Dicken der Asphalttschicht

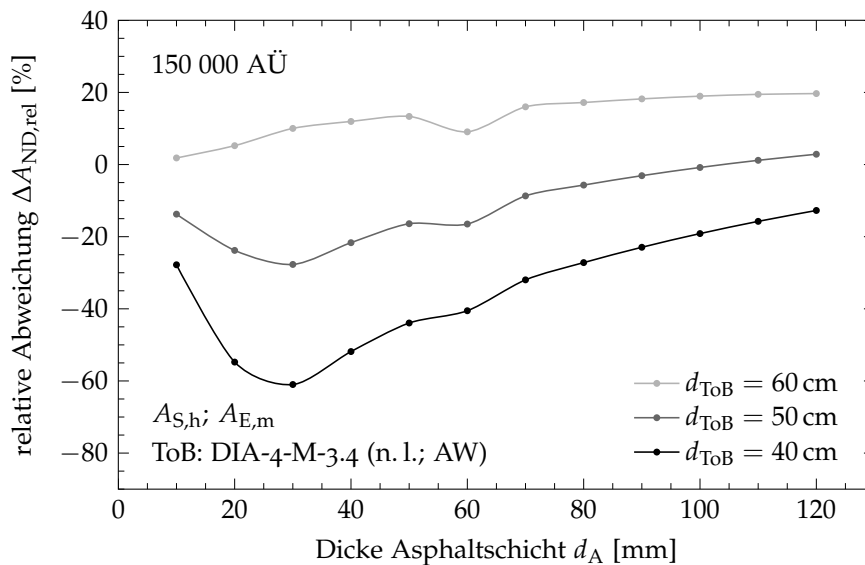


Abbildung E.3: Relative Abweichung der prognostizierten Ausfallzeitpunkte der Asphalttschicht in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalttschicht (1 cm – 12 cm) für verschiedene Dicken d_{ToB} der ungebundenen Tragtschicht (40 cm, 50 cm und 60 cm) im Bezug zu Aufbauten mit konstanter frostsicherer Dicke d_{FS} ; Darstellung exemplarisch für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $A_{E,n}$ (150 000 $A_{E,n}$) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragtschichtmaterial DIA-4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n.l.)

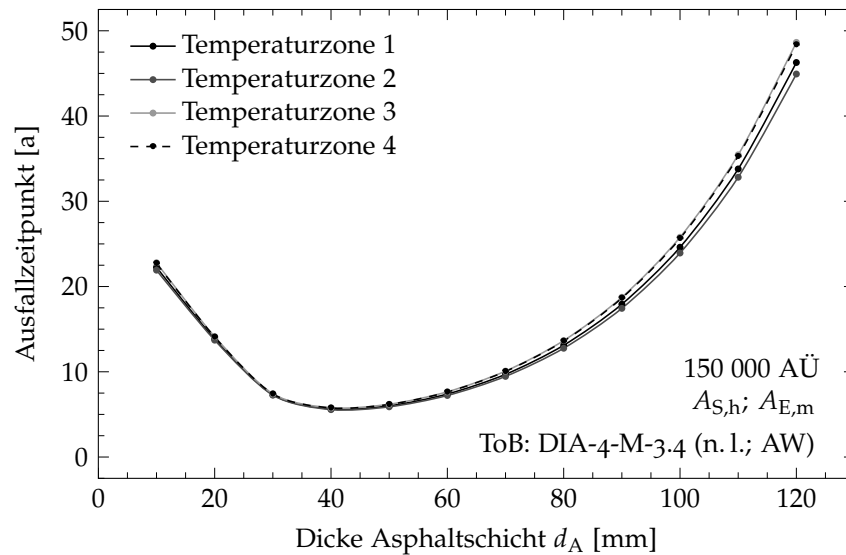


Abbildung E.4: Prognostizierte Ausfallzeitpunkte der Asphalterschicht in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalterschicht (1 cm – 12 cm); Variation der Temperaturzone; Darstellung exemplarisch für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (150 000 AÜ), eine Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombinationen: Asphalt mit hoher ($A_{S,h}$) Steifigkeit und mittlerer ($A_{E,m}$) Ermüdungsbeständigkeit sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4 (Dia) (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n. l.)

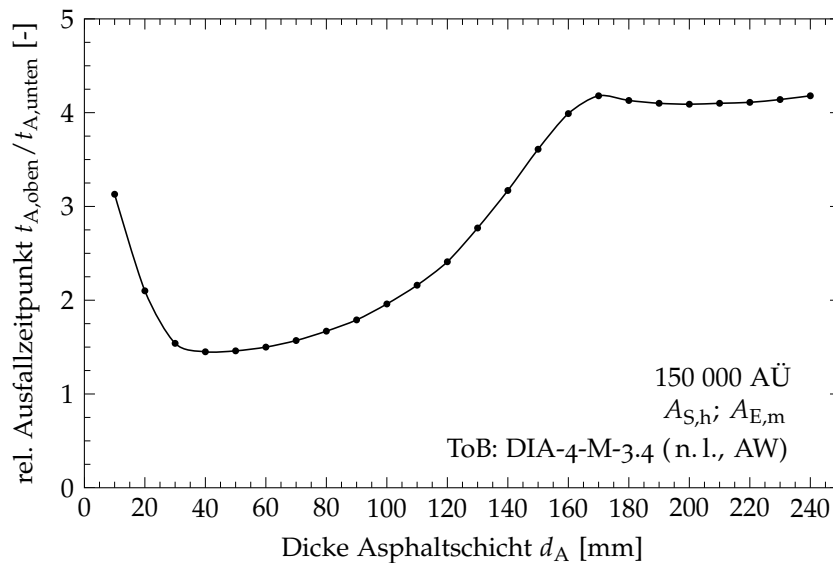


Abbildung E.5: Relative Abweichung der prognostizierten Ausfallzeitpunkte der Asphalterschicht auf Grundlage der maximalen Zugdehnungen an der Oberseite (A_{S_o}) bezogen auf die an der Unterseite (A_{S_u}) der Asphalterschicht; in Abhängigkeit von der Dicke d_A der Asphalterschicht (1 cm – 24 cm) für eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen AÜ (150 000 AÜ); Darstellung exemplarisch für eine Dicke d_{ToB} der ungebundenen Tragschicht (50 cm) und die Materialkombination: Asphalt mit hoher Steifigkeit und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$) sowie ungebundenes Tragschichtmaterial DIA-4-M-3.4 (Berücksichtigung nichtlineares Materialverhalten: n. l.)

E.2 ERMÜDUNGSNACHWEIS - LINEARER BERECHNUNGSANSATZ

- Ergänzung zu Abschnitt 7.1.2 -

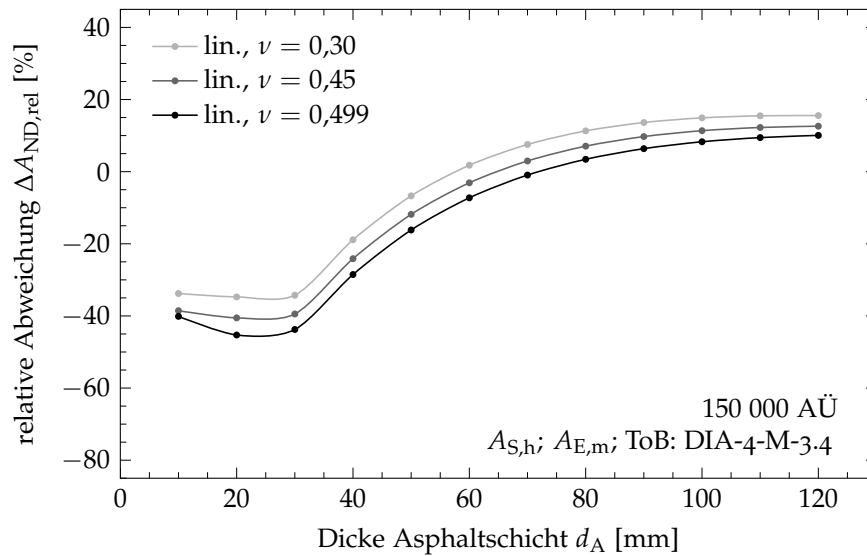


Abbildung E.6: Relative Abweichung der prognostizierten Ausfallzeitpunkte vs. Dicke Asphaltsschicht; „lin.“ bezogen auf „n.l., AW“ in Abbildung 7.13; Darstellung für ausgewählte Querdehnzahlen

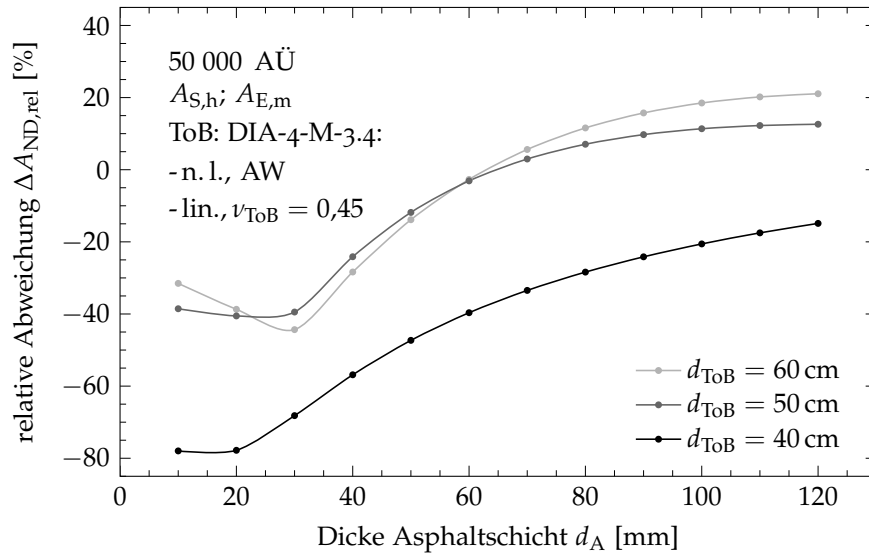


Abbildung E.7: Relative Abweichung der prognostizierten Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht bei Annahme linearen und nichtlinearen Materialverhaltens für das Tragschichtmaterial DIA4-M-3.4 (gemäß Kalibrierung); Darstellung in Abhängigkeit von der Dicke der Asphaltsschicht d_A (1 cm – 12 cm) für verschiedene Dicken der ungebundenen Tragschicht d_{ToB} (40 cm, 50 cm und 60 cm) und eine Anzahl an dimensionierungsrelevanten Achsübergängen $AÜ=150\ 000$ bei Verwendung des Asphaltmaterials mit hoher Steifigkeit ($A_{S,h}$) und mittlerer Ermüdungsbeständigkeit ($A_{E,m}$)

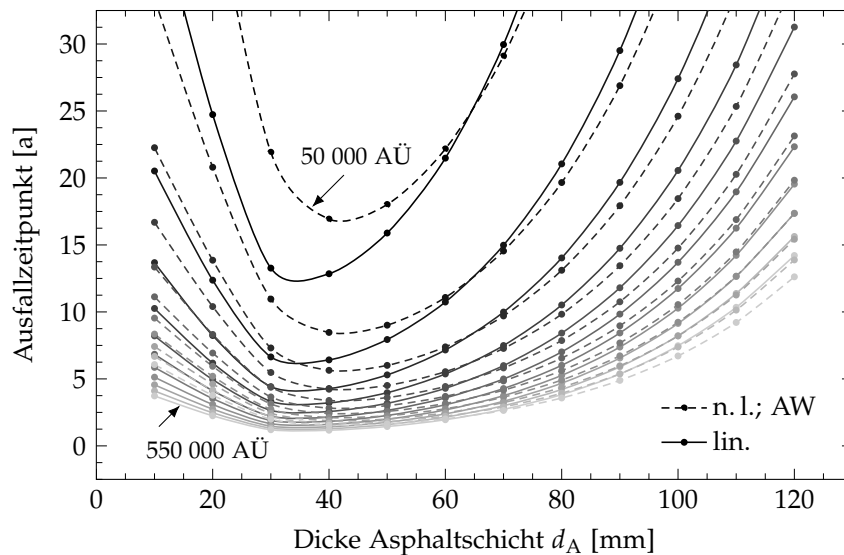


Abbildung E.8: Vergleich der prognostizierten Ausfallzeitpunkte der Asphaltsschicht bei Annahme linearen (vgl. Abbildung 7.1) und nichtlinearen (vgl. Abbildung 7.12, DIA4-M-3.4) Materialverhaltens für das Tragschichtmaterial bei Verwendung äquivalenter Modelle

ABBILDUNGSVERZEICHNIS ANHANG

- Abbildung A.1 Modellierung Materialverhalten: Prinzipskizze Bildung Hauptkurve durch Transformation 237
- Abbildung A.2 Materialwahl: Bestimmung Grenzmoduln der Hauptkurven der einbezogenen Asphalte 237
- Abbildung A.3 Modellierung Materialverhalten: Prinzipskizze Bestimmung Zeitpunkt Makroriss 238
- Abbildung B.1 Beanspruchungsgrößen: Temperaturzonenkarte entsprechend RDO Asphalt 09 241
- Abbildung B.2 Beanspruchungsgrößen: Koordinatenreferenzierte Temperaturzonenkarte, RDO Asphalt 09/19 242
- Abbildung B.3 Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ zusammengefasst und gemittelt, RDO Asphalt 09/19 246
- Abbildung B.4 Beanspruchungsgrößen: Häufigkeitsverteilung der Achslastkollektive gemäß RDO Asphalt 09 249
- Abbildung B.5 Beanspruchungsgrößen: Häufigkeitsverteilung der Achslastkollektive gemäß RDO Asphalt 09 249
- Abbildung C.1 Materialwahl: Steifigkeitsmodul - Temperaturfunktionen der einbezogenen Asphalte 250
- Abbildung C.2 Materialwahl: Kryogene Zugspannungen verschiedener Asphalte; ber. und gemessen 251
- Abbildung C.3 Materialwahl: mechanisches Verhalten Diabas-Gesteinskorngemische 252
- Abbildung C.4 Materialwahl: mechanisches Verhalten Diabas-Gesteinskorngemische, grobe Korngrößenverteilung 253
- Abbildung C.5 Materialwahl: mechanisches Verhalten Diabas-Gesteinskorngemische, mittlere Korngrößenverteilung 253
- Abbildung C.6 Materialwahl: mechanisches Verhalten Diabas-Gesteinskorngemische, feine Korngrößenverteilung 254
- Abbildung C.7 Materialwahl: mech. Verhalten Recyclingbeton-Gesteinskorngemische, mittlere Korngrößenverteilung 254
- Abbildung C.8 Materialwahl: mech. Verh. Granodiorit-Gesteinskorngemische, mittlere Korngrößenverteilung 255
- Abbildung C.9 Materialwahl: mech. Verh. Kies-Gesteinskorngemische, mittlere Korngrößenverteilung 255
- Abbildung C.10 Materialwahl: mech. Verh. Kies-Gesteinskorngemische, feine Korngrößenverteilung 256
- Abbildung C.11 Dresdner Modell: Parameterbestimmung gleichzeitig; E_R (gemessen) und E_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 262
- Abbildung C.12 Dresdner Modell: Parameterbestimmung gleichzeitig; E_R (gemessen) vs. E_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 262
- Abbildung C.13 Dresdner Modell: Parameterbestimmung gleichzeitig; ν_R (gemessen) und ν_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 263

- Abbildung C.14 Dresdner Modell: Parameterbestimmung gleichzeitig; ν_R (gemessen) vs. ν_{DM} (berechnet) für GRA2-M-2.0 263
- Abbildung C.15 Dresdner Modell: Parameterbestimmung gleichzeitig; ϵ_z (gemessen und berechnet) für GRA2-M-2.0 264
- Abbildung C.16 Dresdner Modell: Parameterbestimmung gleichzeitig; ϵ_z (gemessen vs. berechnet) für GRA2-M-2.0 264
- Abbildung D.1 Finite Elemente Analyse: Zusammenhang Schichtsteifigkeit und E_{V2} -Wert 273
- Abbildung D.2 Finite Elemente Analyse: Vergleich $\Delta\epsilon_{r,rel}$, MST vs. FEA; Variation Modellradius und Randeinspannung 274
- Abbildung D.3 Finite Elemente Analyse: Einbindung Dresdner Modell; Vergleich Kenngrößen 276
- Abbildung D.4 Finite Elemente Analyse: Anwendung Dresdner Modell mit Oktaederspannung (2D) 278
- Abbildung D.5 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite und Oberseite, Vergleich Spannungskomponenten 279
- Abbildung D.6 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite, Vergleich 1. Hauptdehnung, Variation Belastung 280
- Abbildung D.7 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunterseite, Vergleich 1. Hauptdehnung, Variation Belastung 280
- Abbildung D.8 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtoberseite, Vergleich 1. Hauptdehnung, Variation Belastung 281
- Abbildung D.9 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtoberseite, Vergleich 1. Hauptdehnung, Variation Belastung 281
- Abbildung D.10 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtoberseite, Vergleich 1. Hauptdehnung, Var. Asphalt-schichtdicke 282
- Abbildung D.11 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtoberseite, Vergleich 1. Hauptdehnung, Var. Tragschichtdicke 282
- Abbildung D.12 Beanspruchungszustände: E_{DM} in ungebundener Tragschicht, Variation Asphalt-schichtdicke (2D) 283
- Abbildung D.13 Beanspruchungszustände: Asphalt-schichtunter-/oberseite, 1. Hauptdehnung, Var. Asphalt-schichtdicke 284
- Abbildung D.14 Beanspruchungszustände: Asphalt-schicht, 1. Hauptdehnung an Ober- zu Unterseite 284
- Abbildung D.15 Beanspruchungszustände: Vertikale Spannung innerhalb der Lastachse in Abhängigkeit der Radlast 285
- Abbildung D.16 Beanspruchungszustände: max. vertikale Einsenkung in Abhängigkeit der Beanspruchungskombination 285
- Abbildung E.1 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schichtdicke; n. l., AW 286
- Abbildung E.2 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schichtdicke; n. l., AW 287
- Abbildung E.3 Ermüdungsnachweis: rel. Abweichung Ausfallzeitpunkte vs. Asphalt-schichtdicke; n. l., AW; Var. d_{ToB} 287
- Abbildung E.4 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schichtdicke; n. l., AW; Variation Temperaturzone 288
- Abbildung E.5 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpkt. vs. Asphalt-schichtdicke; n. l., AW; Ober-/Unterseite Asphalt-schicht 288

- Abbildung E.6 Ermüdungsnachweis: rel. Abweichung Ausfallzeitpunkte vs. Asphaltstärke; lin. bezogen auf n.l., AW 289
- Abbildung E.7 Ermüdungsnachweis: rel. Abweichung Ausfallzeitpunkte vs. Asphaltstärke; n.l. zu lin., AW; Var. d_{ToB} 290
- Abbildung E.8 Ermüdungsnachweis: Ausfallzeitpunkte vs. Asphaltstärke; n.l. und lin., AW 290

TABELLENVERZEICHNIS ANHANG

Tabelle B.1	Beanspruchungsgrößen: Parameter für Temperaturänderung in die Tiefe, RDO Asphalt 09 240
Tabelle B.2	Beanspruchungsgrößen: Parameter für Temperaturänderung in die Tiefe, RDO Asphalt 09/19 240
Tabelle B.3	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten zu Temperaturzonenkarte, RDO Asphalt 09 243
Tabelle B.4	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ Zone 1, RDO Asphalt 09/19 243
Tabelle B.5	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ Zone 2, RDO Asphalt 09/19 244
Tabelle B.6	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ Zone 3, RDO Asphalt 09/19 244
Tabelle B.7	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ Zone 4, RDO Asphalt 09/19 245
Tabelle B.8	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ über Zonen gemittelt, RDO Asphalt 09/19 245
Tabelle B.9	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeiten $T_o(ncT's)$ zusammengefasst und gemittelt, RDO Asphalt 09/19 246
Tabelle B.10	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeitsverteilung der Achslastkollektive, RDO Asphalt 09 247
Tabelle B.11	Beanspruchungsgrößen: Häufigkeitsverteilung der Achslastkollektive, RDO Asphalt 09/19 248
Tabelle C.1	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Datenblatt Triaxialversuche, GRA2-M-2.0 257
Tabelle C.2	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte ermittelt aus Versuchsdaten, GRA2-M-2.0 258
Tabelle C.3	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte berechnet aus Messwerten, GRA2-M-2.0 259
Tabelle C.4	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte ermittelt aus Mess- und Modellwerten, GRA2-M-2.0 260
Tabelle C.5	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Gesamtdehn. Messwerte vs. Modellparameter, GRA2-M-2.0 261
Tabelle C.6	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte ermittelt aus Mess- und Modellwerten, GRA2-M-2.0 265
Tabelle C.7	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Gesamtdehn. Messwerten vs. Modellparametern, GRA2-M-2.0 266
Tabelle C.8	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Datenblatt Triaxialversuche, DIA3-U-1.5 267
Tabelle C.9	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte ermittelt aus Mess- und Modellwerten, DIA3-U-1.5 268
Tabelle C.10	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Gesamtdehn. Messwerten vs. Modellparametern, DIA3-U-1.5 269

Tabelle C.11	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Datenblatt Triaxialversuche, DIA4-M-3.4 270
Tabelle C.12	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Kennwerte ermittelt aus Mess- und Modellwerten, DIA4-M-3.4 271
Tabelle C.13	Dresdner Modell: Parameterbestimmung, Gesamtdehn. Messwerten vs. Modellparametern, DIA4-M-3.4 272
Tabelle D.1	Dresdner Modell: Modellkalibrierung: Simulation Plattendruckversuch 277
Tabelle D.2	Dresdner Modell: Modellkalibrierung: Simulation Plattendruckversuch 277

FINIS CORONAT OPUS

OVID

KOLOPHON

Der Satz dieser Arbeit basiert auf der von André Miede entwickelten Vorlage `classicthesis`. Diese Vorlage ist inspiriert von Robert Bringhursts Buch *“The Elements of Typographic Style”* und ist sowohl für \LaTeX als auch für \LyX verfügbar unter

<https://www.ctan.org/pkg/classicthesis>