

ARBEITSAUSSCHUSS: BEMESSUNG UND STANDARDISIERUNG
DER VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN
FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN

FGSV-Arbeitspapier

Nr. 60

Mechanisches Verhalten von Tragschichten ohne Bindemittel in Befestigungen für Verkehrsflächen

Ausgabe 2003

Die in Form von Arbeitspapieren herausgegebenen Arbeitsergebnisse von Gremien der FGSV stellen Zwischenergebnisse weiter gehender Arbeiten oder kurzfristig erarbeiteter Beiträge zur weiteren Diskussion aktueller Fragen dar.

Diese Arbeitspapiere sind nicht innerhalb der FGSV abgestimmt und deshalb noch nicht als Stellungnahme der FGSV zu betrachten.

Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn
Arbeitsausschuss: Bemessung und Standardisierung
der Verkehrsflächenbefestigungen
Arbeitskreis: Stoffverhalten
Bearbeitergruppe: Tragschichten ohne Bindemittel

Leiter: Dr.- Ing. Gleitz, Dresden

Mitarbeiter: Dipl.-Ing. Henkel, Stuttgart
Dipl.-Ing. Numrich, Dresden
Prof. Dr.-Ing. Wellner, Dresden
Dipl.-Ing. Werkmeister, Dresden

© 2003 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die des Nachdruckes, der Übersetzung, des Vortrages, der Entnahme von Abbildungen und Tabellen, der Funksendung, der Mikroverfilmung oder der Vervielfältigung auf anderen Wegen und Speicherungen in Datenverarbeitungsanlagen sowie Verbreitung im Internet bleiben, auch bei auszugsweiser Verwertung, vorbehalten.

Inhaltsübersicht

	Seite
1. Einführung	3
2. Zweck und Grundlagen	4
3. Begriffe	6
3.1 Stoffeigenschaften	6
3.2 Arten der Beanspruchung	6
3.3 Beanspruchungen	7
3.3.1 Spannungen	7
3.3.2 Verformungen	8
3.4 Moduln und Verhältniszahlen	8
3.5 Allgemeine Begriffe der Festigkeit und des Versagens	9
4. Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten von Gesteinskornmischungen	10
4.1 Wasser	10
4.1.1 Bedeutung des Wassergehaltes	10
4.1.2 Bedeutung der Wasserdurchlässigkeit und der Filterstabilität	11
4.2 Gesteinskornart/ Kornform	12
4.3 Lagerungsdichte	12
4.4 Korngrößenverteilung	12
4.4.1 Bedeutung der Korngrößenverteilung	12
4.4.2 Bedeutung des Frostwiderstandes und der Frostempfindlichkeit	18
4.5 Spannungsniveau	19
5. Theoretische Grundsätze des Spannungs-Verformungsverhaltens	22
5.1 Beschreibung des Verhaltens	22
5.2 Elastizität und Plastizität	25
5.3 Modellansätze zum Stoffverhalten	27
5.3.1 Schichtmodelle	28
5.3.1.1 Modelle	28
5.3.1.2 Überblick über die Materialparameter der Schichtmodelle für ToB und Böden	31
5.3.2 Stoffmodelle zum elastischen Verformungsverhalten	32
5.3.2.1 K-Theta-Modelle	33
5.3.2.2 E- μ -Modelle	38
5.3.2.3 G-K-Modelle	40
5.3.2.4 CBR-Modelle	41
5.3.2.5 Überblick über die Materialparameter der Stoffmodelle zum elastischen Verformungsverhalten	42
5.3.3 Stoffmodelle zum plastischen Verformungsverhalten	42
5.3.3.1 Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel	50
5.3.3.2 Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von den Spannungen	51
5.3.3.3 Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von den Spannungen und der Anzahl der Lastwechsel	52
5.3.4 Überblick über Materialparameter ausgewählter Stoffmodelle zum plastischen Verformungsverhalten	55
5.3.4.1 Parameter für ein ausgewähltes Stoffmodell zum plastischen Verformungsverhalten in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel	55
5.3.4.2 Parameter für ein ausgewähltes Stoffmodell zum plastischen Verformungsverhalten in Abhängigkeit von den Spannungen	56
5.3.4.3 Parameter für ein ausgewähltes Stoffmodell zum plastischen Verformungsverhalten in Abhängigkeit von den Spannungen und der Anzahl der Lastwechsel	56

5.4 Energiemethode	58
5.5 Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Beanspruchung von ToB und Böden	59
6. Messmethoden	66
6.1 Triaxialversuch	66
7. Hinweise zur Anwendung der Rechenverfahren	74
7.1 Mehrschichtentheorie	74
7.2 Methode der Finite Elemente	75
Literaturverzeichnis	77
Anlage 1: Spannungen der ToB in ausgewählten RStO-Befestigungen	84

1. Einführung

Die Bemessungspraxis in Deutschland beschränkt sich z.Zt. auf die Anwendung der Standardbefestigungen der RStO [RStO], d.h. es werden auf der Grundlage empirisch gewonnener Erkenntnisse die Schichtdicken der Straßenkonstruktionen festgelegt. Der Vorteil dieser Vorgehensweise besteht darin, dass mit geringem Aufwand relativ sichere Befestigungen ausgeführt werden können. Der Nachteil dieser Methode besteht u.a. darin, dass bei Neubau- und Erneuerungsmaßnahmen eine wirtschaftliche Anpassung der Befestigungen an die örtlichen Bedingungen nur sehr grob möglich ist. Auch eine Extrapolation der empirischen Erkenntnisse auf andere Belastungen (z.B. höhere Radlasten) ist anhand fundierter Grundlagen nur schwer möglich. Mit Hilfe von Dimensionierungsverfahren für Straßenbefestigungen auf rechnerischer Grundlage ist es jedoch möglich, diese Nachteile zu eliminieren. Grundlagen hierfür sind jedoch im Regelwerk der Bundesrepublik Deutschland nicht zu finden.

Es ist zu beobachten, dass in den letzten Jahren sowohl in den Ländern der Europäischen Union als auch auf der weiteren internationalen Ebene verstärkt Untersuchungen durchgeführt wurden, welche die Schaffung von Grundlagen für eine rechnerische Bemessung von Straßenbefestigungen zum Ziel haben. Die dabei zu bearbeitenden Aufgabenbereiche lassen sich wie folgt unterteilen:

1. die Festlegung von Berechnungslasten,
2. die Ermittlung der Beanspruchung anhand eines Berechnungsverfahrens unter Berücksichtigung des Stoffverhaltens der Straßenbaustoffe sowie der Eigenschaften des Untergrundes/Unterbaues,
3. die Festlegung von Vergleichskriterien und -werten der Beanspruchung. Diese sind so festzulegen, dass die dimensionierte Straßenbefestigung während der vorgesehenen Nutzungsdauer den Beanspruchungen aus Verkehr und Witterung widersteht, so dass die Anforderungen bezüglich Verkehrssicherheit und Fahrkomfort erfüllt werden.

Die beiden letzten Punkte erfordern Kenntnisse über das Materialverhalten. Der derzeitige Kenntnisstand ist im nachfolgenden Arbeitspapier für die mechanischen Eigenschaften von Tragschichten ohne Bindemittel dargestellt.

2. Zweck und Grundlagen

Gesteinskorngemische (früher: Mineralstoffgemische) ohne Bindemittel werden zur Herstellung von Tragschichten ohne Bindemittel (ToB) in Straßenbefestigungen verwendet. In dieser Funktion sind sie vielfältigen Beanspruchungen aus Verkehr und Witterung ausgesetzt. Die Korngrößenverteilung der Gesteinskorngemische für ToB richtet sich nach den Vorgaben der ZTV T-StB [ZTV T-StB]. Das Verformungsverhalten und die Dauerhaftigkeit der Schicht werden dabei wesentlich von den Eigenschaften der Gesteinskorngemische und der darin enthaltenen Gesteinskörnungen bestimmt.

Das Gesteinskorngemisch verhält sich bei Belastung nichtlinear elastisch und plastisch.

In einem Belastungsbereich, in dem die elastischen Verformungen überwiegen, sind Verschiebungen zwischen Körnern sehr klein und Kornverschiebungen daher weitgehend ausgeschlossen. Die Größe der Verformung hängt von der Größe der wirksamen Spannung ab. Die Nichtlinearität resultiert aus der Vergrößerung der im belastungsfreien Zustand praktisch punktförmigen, bei Belastung flächigen Berührungskontakte. Mit Steigerung der Belastung vergrößern sich die Berührungsflächen, wodurch der Widerstand gegen die Annäherung der Kornschwerpunkte und damit der Verformungswiderstand des Kornhaufwerkes wächst. Bei einer Steigerung der Belastung in gleichgroßen Intervallen verringert sich die Verformungszunahme je Belastungsschritt. Dieser Belastungsbereich wird als "verfestigender" Bereich bezeichnet und durch die von HERTZ [HERTZ, 1882] aufgestellte Kugeltheorie qualitativ beschrieben. Wesentlichster Einflussparameter zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit eines Gesteinskorngemisches gegen die elastische Verformung ist die Zahl der Kornkontakte, die wesentlich von der Korngrößenverteilung abhängt.

In einem Belastungsbereich, in welchem die plastischen Verformungen überwiegen, bewirken Kornverschiebungen und ggf. auch Kornzertrümmerungen die entstehende Verformung infolge Belastung. Die Größe der Verformung hängt dann ab von der Größe der wirksamen Spannung und der Zahl der Lastwechsel. Mit steigender Belastung wächst die Verformungszunahme je Belastungsschritt. Der Verformungswiderstand wird also mit steigender Belastung kleiner. Im Bruchzustand nimmt die Verformung ohne weitere Belastungssteigerung zu. Dieser Belastungsbereich wird als "entfestigender" Bereich bezeichnet. Wesentlicher Parameter zur Erhöhung des Verformungswiderstandes des Kornhaufwerkes ist die Reibung in den Kornkontaktpunkten bzw. -flächen. Dieser Belastungsbereich muss für Tragschichten ohne Bindemittel in Straßenbefestigungen durch ausreichende Dimensionierung der Befestigung in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften ausgeschlossen werden.

Beide Bereiche sind bei allen Gesteinskorngemischen zu beobachten. In Abhängigkeit von den Eigenschaften der Gesteinskorngemische (z.B. Korngrößenverteilung, Kornform etc.) unterscheiden sich die Beanspruchungsbereiche jedoch deutlich. Zur Erfassung des für die beiden Bereiche beschriebenen Stoffverhaltens sind Modelle erforderlich, welche sowohl das Verhalten der Gesteinskorngemische und die Grenzen zwischen den Bereichen ausreichend genau beschreiben.

Das vorliegende Arbeitspapier soll die bisher bekannten Grundlagen für die Beschreibung des Stoffverhaltens und der zulässigen Beanspruchungen der Tragschichten ohne Bindemittel in Straßenbefestigungen zusammenfassen. Da dieses Stoffverhalten Auswirkung auf die Größe der Beanspruchung hat, ist die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Materialverhaltens dieser Straßenbaustoffe für rechnerische Verfahren zur Ermittlung der Beanspruchung von Befestigungen von besonderer Bedeutung.

3. Begriffe

3.1 Stoffeigenschaften

anisotrop	nicht in allen räumlichen Richtungen gleich reagierend
Elastizität	Fähigkeit eines Körpers, durch äußere Kräfte oder Momente erzeugte Gestalt- und/ oder Volumenänderungen nach Wegfall der Ursachen spontan und ohne Rest zurückzubilden
homogen	gleichartig, an allen Stellen des Kontinuums, Körpers oder Stoffes identische physikalische Eigenschaften besitzend
isotrop	in allen räumlichen Richtungen gleich reagierend
Nichtlinearität	Verformbarkeit eines Körpers nicht linear abhängig von aufgebrachtter Spannung (Quotient aus Spannung und Dehnung $\neq$ konstant)
Plastizität	Eigenschaft eines Körpers, durch äußere Kräfte oder Momente Gestalt- und/ oder Volumenänderungen zu erleiden, die nach Wegfall der Ursachen erhalten bleiben

3.2 Arten der Belastung

Belastung	äußere Ursache für das Entstehen von Spannungen und Verzerrungen in einem Körper
Druck	Belastung eines Körpers durch zwei entgegengesetzt wirkende, in derselben Wirkungslinie aufeinander zustrebende Kräfte, gekennzeichnet durch ein negatives Vorzeichen
Schub	Belastung eines Körpers durch eine parallel zu einer Fläche des Körpers angreifende Kraft
Zug	Belastung eines Körpers durch zwei entgegengesetzt wirkende, in der selben Wirkungslinie auseinanderstrebende Kräfte, gekennzeichnet durch ein positives Vorzeichen

3.3 Beanspruchungen

3.3.1 Spannungen

Beanspruchung	innere Verzerrungen und Spannungen, die in einem Körper infolge einer Belastung entstehen
Deviatorspannung	bezogen auf den Triaxialversuch: Spannungsdifferenz zwischen dem Gesamtspannungszustand und dem hydrostatischen Spannungszustand infolge der Zellspannung (bewirkt Verzerrung am Volumenelement)
Druckspannung	auf eine Stauchung eines Körpers hinwirkende Normalspannung
Fließgrenze	diejenige konstante Spannung, bei der ein plastisch reagieren der Körper eine ständig wachsende bleibende Verformung erleidet
Hauptspannung	Normalspannung auf ein Flächenelement solcher Orientierung, dass die Schubspannungen zu Null werden
hydrostatischer Spannungszustand	in einem Volumenelement in allen Richtungen gleichgroß zuwirkende Normalspannungen (bewirkt nur eine Volumenänderung und keine Verzerrung am Volumenelement)
Normalspannung	senkrecht auf ein Flächenelement einwirkende Komponente einer Spannung
Radialspannung	im rotationssymmetrischen Kontinuum die Normalspannung in Richtung des Radius
Scherspannung	Schubspannung in der Scherfuge eines Körpers, wobei die Normalspannungen null sind
Schubspannung	Spannung parallel zum Schnitttrand eines Körpers
Spannung	Quotient aus Kraft und Fläche

Tangentialspannung im rotationssymmetrischen Kontinuum die Normalspannung senkrecht zum Radius

Zugspannung auf eine Dehnung eines Körpers hinwirkende Normalspannung

3.3.2 Verformungen

Dehnung auf die ursprüngliche Länge eines Körpers bezogene positive/negative Längenänderung als Folge einer Normalspannung

Gleitung Winkeländerung eines Volumenelements als Folge einer Schubspannung

Gestaltänderung durch Volumenkonstanz gekennzeichnete Verformung eines Körpers unter Einwirkung einer Spannung

Kompressibilität Zusammendrückbarkeit eines Stoffes

Verformung durch äußere Kräfte oder Zwängungen bewirkte Volumen- und/oder Gestaltänderung, rückstellbar oder bleibend

Volumenänderung Verformung eines Körpers unter der Einwirkung von Druck- oder Zugspannungen, ausgenommen Gestaltänderung

Volumendehnung auf das ursprüngliche Volumen eines Körpers bezogene Volumenänderung

3.4 Moduln und Verhältniszahlen

Elastizitätsmodul Materialkennwert oder -funktion, Quotient aus Normalspannung und elastischer Dehnung

Kompressionsmodul Materialkennwert oder -funktion, Quotient aus allseitigem Druck und elastischer Volumendehnung

Schubmodul Materialkennwert oder -funktion, Quotient aus Schubspannung und elastischer Gleitung

Verformungsmodul	Kenngroße für die Verformbarkeit eines Bodens oder einer Tragschicht ohne Bindemittel, bestimmt mit Hilfe der Neigung der Last-Setzungskurve eines Plattendruckversuches
Querdehnzahl	Materialkennwert oder -funktion, Absolutbetrag von Querdehnung zu Längsdehnung (Wertebereich: 0 bis 0,5)

3.5 Allgemeine Begriffe der Festigkeit und des Versagens

Bruch	Versagen eines Körpers infolge von Normal- und/oder Radial- und/oder Tangentialspannungen
Druckfestigkeit	auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Druckspannung, die zum Bruch führt
Festigkeit	Grenzspannung, bei der ein Bruch oder eine die Gebrauchstauglichkeit herabsetzende Verformung eintritt
Grenzbedingung	Funktion der Spannungskomponenten, durch welche die von einem Körper aufnehmbare Spannungen begrenzt werden
Grenzzustand	Zustand der Dehnungs- und Spannungsänderungen des Körpers, in welchem die Spannungen die Grenzbedingung erfüllen
Scherfestigkeit	Schubspannung in einer Scherfuge, die im Grenzzustand auftritt
Scherfuge	flächenhafter Bereich, in welchem Scherverformungen beim plastischen Versagen konzentriert stattfinden
Schubfestigkeit	Schubspannung, die im Grenzzustand auftritt
Zugfestigkeit	auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Zugspannung, die zum Bruch führt

4. Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten von Gesteinskorngemischen

Das Spannungs-Verformungsverhalten wird von verschiedenen Größen beeinflusst. Die wichtigsten Faktoren für die Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Gesteinskörnungen sind:

- Wasser
- Lagerungsdichte
- Kornform/Gesteinskornart
- Korngrößenverteilung
- Spannungszustand.

4.1 Wasser

4.1.1 Bedeutung des Wassergehaltes

Im Gebrauchszustand der Straßenkonstruktion ist Wasser immer in den Tragschichten ohne Bindemittel vorhanden. Das Vorhandensein einer begrenzten Menge Wasser wirkt sich positiv auf das Spannungs-Verformungsverhalten von Gesteinskörnungen aus. Ein höherer Wassergehalt in den Tragschichten ohne Bindemittel führt zu niedrigeren Steifigkeiten und Verformungswiderständen dieser Schichten [NUMRICH, 2003].

Für den Einbau und die Verdichtung sowie um der Entmischung entgegenzuwirken, müssen Gesteinskorngemische einen ausreichenden Wassergehalt aufweisen. Dieser ist Voraussetzung, um einen erforderlichen Verdichtungsgrad zu erreichen. Aus Vergleichsuntersuchungen von FLOSS [FLOSS, 1970] ergibt sich für einen Kiessand als Näherungswert für den optimalen Wassergehalt der einfachen Proctordichte folgende Gleichung:

$$w_{Pr} = 10,5 - 5,27 \cdot \log d'_g \quad \text{Gleichung 4-1}$$

Allgemein bleibt festzustellen, dass sich der Einfluss des Wassergehaltes mit der Zunahme der Ungleichförmigkeitszahl U auf die Verdichtbarkeit insbesondere von Kiesgemischen ($U > 10$) auswirkt, auf gleichkörnig abgestufte Gemische ($1 < U < 3$) dagegen weniger. Für Mischungen aus gebrochenen Gesteinskörnungen sind keine Zusammenhänge bekannt. Zur Festlegung des günstigsten Wassergehaltes zum Einbau kann das „Merkblatt für die Herstellung von Trag- und Deckschichten ohne Bindemittel“ [FGSV, Merkblatt für die Herstellung von Trag- und Deckschichten ohne Bindemittel] herangezogen werden.

4.1.2 Bedeutung der Wasserdurchlässigkeit und der Filterstabilität

Tragschichten ohne Bindemittel sind ausreichend wasserdurchlässig und filterstabil auszubilden. Gravitation und/oder Druck sowie Kapillarität sind Einflussfaktoren bei allen Flüssigkeitsbewegungen im Gemisch. Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f ist wesentlicher Parameter zur Beschreibung des Verhaltens einer Flüssigkeit im Gemisch. Tragschichten ohne Bindemittel sind als grobporige Gemische zu betrachten. Diese entwässern vorzugsweise unter dem Einfluss der Gravitation. Die Flüssigkeit zeigt NEWTONsches Verhalten. Ihre mittlere Fließgeschwindigkeit ist nach DARCY [DARCY, 1856]:

$$v = k_f \cdot i \quad \text{Gleichung 4-2}$$

mit

v	[m/s]	Fließgeschwindigkeit
k_f	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
i	[-]	hydraulisches Gefälle.

Aus entwässerungstechnischer Sicht sind Tragschichten ohne Bindemittel mit einem k_f -Wert $\geq 10^{-5}$ m/s als durchlässig anzusehen [MORITZ, 1980]. Ein Prüfverfahren zur Bestimmung des k_f -Wertes an der eingebauten ToB ist derzeit noch nicht festgelegt.

Wasserbewegungen in den Gesteinskorngemischen können bei entsprechenden Fließgeschwindigkeiten u. U. Ausspülungen bewirken. Insbesondere abschlämmbare Bestandteile und Feinsande können durch diese Wasserbewegungen abtransportiert und/oder umgelagert werden.

Auch kann dies dazu führen, dass Tragschichten mit Feinstbestandteilen aus dem Untergrund/ Unterbau verunreinigt werden. Dadurch verringert sich die Gravität, die Wasserdurchlässigkeit und die Scherfestigkeit. Die Frostempfindlichkeit wird erhöht. Es sind daher die Tragschichten untereinander sowie die Tragschichten und das Untergrundmaterial filterstabil aufeinander abzustimmen, was auf der Grundlage verschiedener Filterregeln erfolgen kann. Der Nachweis der Filterstabilität von Gesteinskorngemischen mit einer Ungleichförmigkeitszahl $U \geq 15$ gilt als erbracht, wenn folgende Bedingungen nach DIN 18035-5 [DIN 18035-5] erfüllt sind:

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5 \quad \text{Durchlässigkeitsbedingung} \quad \text{Gleichung 4-3}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad \text{Sicherheitsbedingung gegenüber Erosion} \quad \text{Gleichung 4-4}$$

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \quad \text{Sicherheitsbedingung gegenüber Kontakterosion} \quad \text{Gleichung 4-5}$$

mit

D_{15}, D_{50} [mm]	Korndurchmesser des gröberen Gesteinskorngemisches bei 15 bzw. 50 M.- % Siebdurchgang
d_{15}, d_{50}, d_{85} [mm]	Korndurchmesser des feineren Gesteinskorngemisches bei 15, 50 bzw. 85 M.- % Siebdurchgang.

4.2 Gesteinskornart / Kornform

Der Einfluss der Gesteinskornart ist einer der bisher am wenigsten beachteten Parameter, die das Spannungs-Verformungsverhalten beeinflussen. Ursache für das unterschiedliche Verformungsverhalten bei unterschiedlichen Gesteinskornarten mit vergleichbarer Lagerungsdichte ist vermutlich die Oberflächenbeschaffenheit der Gesteinskörner. Die gebrochenen Körner sind rauer sowie kantiger und weisen damit eine bessere Partikelverzahnung auf. Diese Verzahnung bewirkt eine scheinbare Kohäsion c' , die als Vergrößerung der Scherfestigkeit in Rechnung gestellt werden kann. Folglich werden gebrochene Gesteinskorngemische aufgrund der höheren Oberflächenrauigkeit bei vergleichbarer Lagerungsdichte und vergleichbarem Wassergehalt geringere Verformungen erleiden als ungebrochene Gesteinskorngemische (Rundkorngemische).

Des weiteren haben Langzeitbeobachtungen und Schadensuntersuchungen der BAST [TOUSSAINT, 1998] gezeigt, dass die mechanische Festigkeit der Gesteinskorngemische für die Tragschichten ohne Bindemittel nur bei ihrem Einbau von Bedeutung ist, soweit die Gemische den im Regelwerk genannten Anforderungen entsprechen.

4.3 Lagerungsdichte

Die Lagerungsdichte hat einen großen Einfluss auf die Entwicklung der Verformungen [VAN NIERKERK, 2000]. Der Widerstand gegen die Verformungen unter dynamischer Belastung kann durch eine Erhöhung der Lagerungsdichte verbessert werden (besonders deutlich bei gebrochenen Körnern). Somit bewirkt ein und dieselbe Belastung bei einer Tragschicht ohne Bindemittel mit hoher Einbaudichte (z.B. $D_{Pr} = 103 \%$) viel geringere plastische und elastische Verformungen, als mit geringer Einbaudichte (z.B. $D_{Pr} = 97 \%$).

4.4 Korngrößenverteilung

4.4.1 Bedeutung der Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung beeinflusst auch die Verformungskennwerte eines Gemisches. In Abhängigkeit z.B. von der Kornabstufung, der Gesteinskorngemische und der erreichten

Verdichtung variieren auch die Steifigkeiten verschiedener Tragschichten. Inwiefern diese Eigenschaften Auswirkungen auf die im Abschnitt 5 beschriebenen Stoffgesetze haben, kann gegenwärtig noch nicht ausreichend belegt werden. Erste Untersuchungen zum Einfluss der Korngrößenverteilung auf das Verformungsverhalten belegen, dass der größte Widerstand gegen plastische Verformungen bei Materialien zu beobachten ist, die eine Korngrößenverteilung aufweisen, mit der eine hohe Lagerungsdichte erreichbar ist [KOLISOJA, 1998].

Des weiteren beeinflussen der Porenanteil und damit die Dichte eines Gemisches dessen mechanisches Verhalten, also auch die Festigkeit.

Durch ausreichende Verdichtung muss das Gemisch einen „anforderungsgerechten“ Verdichtungsgrad erreichen. Betrachtet man das Gemisch als geometrisches System, gestaltet sich die Verteilung der einzelnen Körner eines solchen Systems auf das Gemischvolumen als reines Symmetrieproblem. Wesentlichen Einfluss auf das geometrische System hat die Korngrößenverteilung. Einkornsysteme weisen im Zustand der vollkommenen Verdichtung eine **hexaedrische** Anordnung auf (s. Abbildung 4-1). In der Abbildung 4-2 ist eine Kornanordnung eines Systems von Körnern dreier Korngrößen in der Ebene dargestellt.

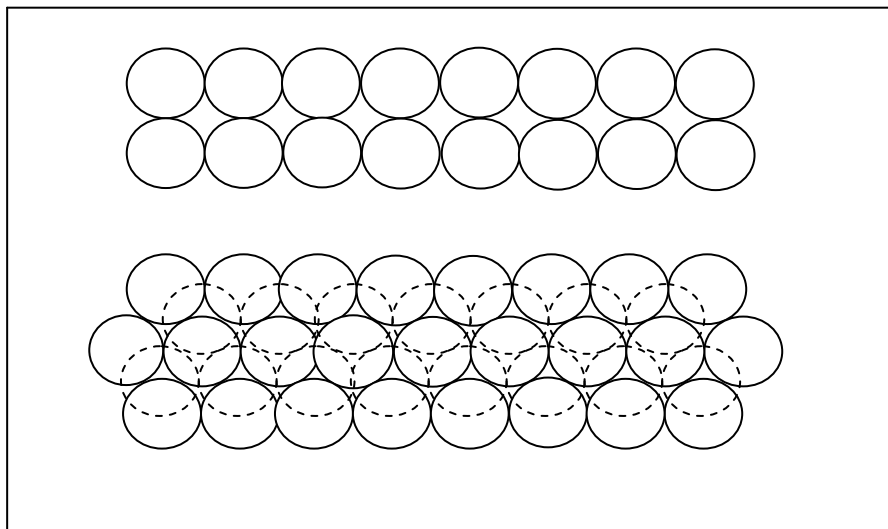


Abbildung 4-1: Ideale Schüttung von gleich großen Kugeln in dichtester und lockerster Lagerung [FÖRSTER, 1996]

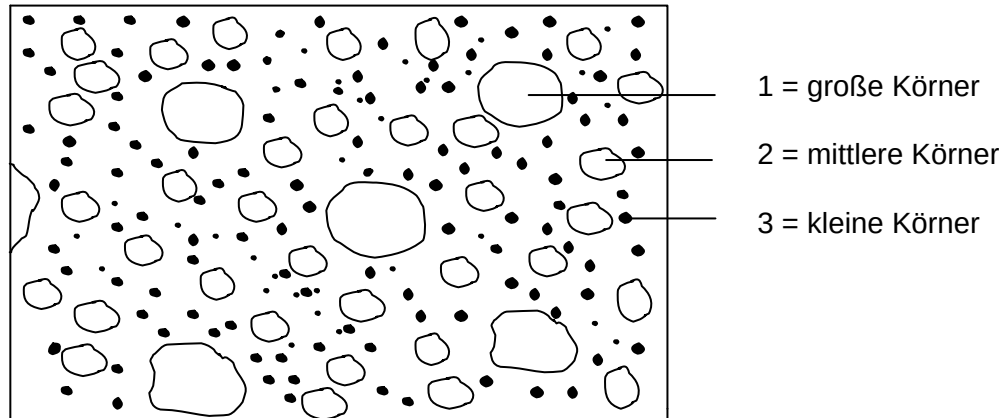


Abbildung 4-2: Ordnungszustand der Körner im Gemisch

Einkörnige Gemische

Aus Kugeln gleicher Größe bestehende Gemische haben - je nach Lagerungsart – Hohlraumgehalte zwischen 26 Vol.-% (Minimum) und 47 Vol.-% (Maximum) (Abbildung 4-3).

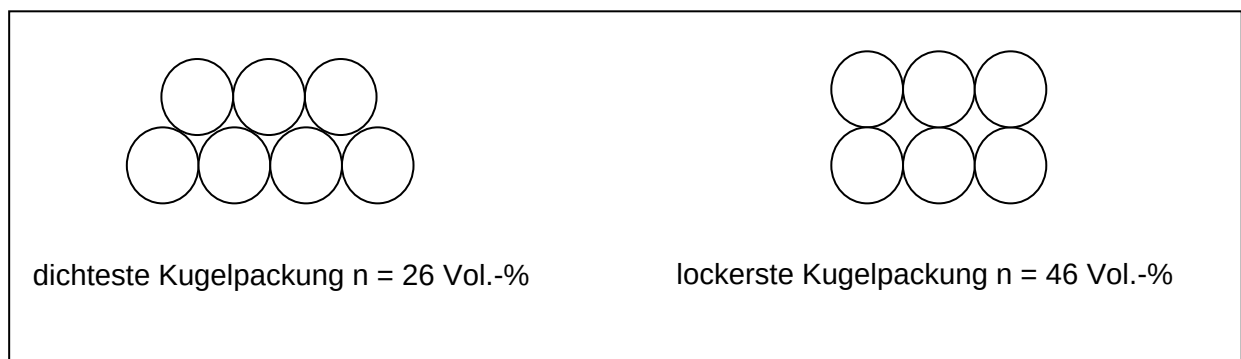


Abbildung 4-3: Lockerste und dichteste Kugelpackung

Stetige Gemische

Bei stetigen Gemischen bilden die Größtkörner ein weitmaschiges **tetraedisch/hexaedrisches** Grundgitter. Im Raum zwischen den Größtkörnern befinden sich weitere engmaschigere **tetraedisch/hexaedrische** Teilgitter der Mittelkörner. Die Räume zwischen den Mittelkörnern sind mit noch engmaschigeren Teilgittern der Feinkörner ausgefüllt. Dieses Gleichverteilungsgesetz von Korngrößen zieht eine "Gittersymmetrie" im Gemisch nach sich. Um diese kompakte Symmetrie aufbauen zu können, ist es notwendig, eine weitgestufte, viele Korngrößen umfassende (stetige) Kornzusammensetzung vorzugeben. Die Grundformen stetiger Korngrößenverteilungen lassen sich durch nachstehende Gleichungen kennzeichnen. Für die parabelförmige Verteilung gilt:

$$a = \left(\frac{d}{d_{\max}} \right)^q$$

Gleichung 4-6

mit

a	[M.-%]	Anteil des Siebdurchganges
d	[mm]	Prüfkorngröße
d _{max}	[mm]	Größtkorn
q	[-]	Körnungsexponent.

Einem $q = 0,5$ entspricht die quadratische Parabel. Mit Hilfe der Parameter U (Ungleichförmigkeitszahl) und C_c (Krümmungszahl) ist es möglich, die Eignung eines Gesteinskorngemisches als Tragschicht ohne Bindemittel in einer Straßenkonstruktion abzuschätzen.

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Gleichung 4-7}$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \quad \text{Gleichung 4-8}$$

mit

d_{10}, d_{30}, d_{60} [mm] Korngrößen, die dem Siebdurchgang 10, 30 und 60 M. - % der Korngrößenverteilung entsprechen.

Die Ungleichförmigkeit ist ein Maß für die Steilheit der Korngrößenverteilung nach DIN 18123 [DIN 18123] und ist ein Anhalt über die Verdichtbarkeit. Die Krümmungszahl C_c gibt den Verlauf der Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 an. Ein für den Verdichtungszweck ideal abgestuftes Gemisch besitzt die Kennzahlen $U = 36$ und $C_c = 2,25$ und entspricht der Fullerparabel. Mit Gemischen dieser Art kann ein minimaler Hohlraumgehalt erreicht werden.

Die Fullerparabel ($U = 36$) liegt innerhalb der Sieblinienbereiche für Schotter- und Kiestragschichten nach ZTV T [ZTV T-StB].

Unstetige Gemische

Bei unstetigen Gemischen (Ausfallkörnungen) bilden die Größtkörner als „Stützkörner“ ein zusammenhängendes regelmäßiges System, bei dem die nächstkleineren Körner gerade so groß sind, dass sie die Porenräume ausfüllen können. Es lassen sich theoretisch Haufwerke mit sehr geringem Porenvolumen aufbauen, wenn der „Schlüpfkugelradius“ r bei einer dichten Anordnung der „Stützkugeln“ mit dem Radius R nicht mehr als

$$r = \frac{2}{3} \cdot [R \cdot \sqrt{3}] - R \quad \text{Gleichung 4-9}$$

beträgt [FLOSS, 1970]. Der Porenanteil eines mehrkörnigen Haufwerks ist dann am geringsten, wenn die Durchmesserfolge der Kugeln der geometrischen Reihe

$$d_{\max}; \quad 0,155 \, d_{\max}; \quad 0,155^2 \, d_{\max}; \quad 0,155^3 \, d_{\max}, \text{ usw.} \quad \text{Gleichung 4-10}$$

entspricht. Bei un stetigen Gemischen ist ein vorheriges Mischen zu einer Lieferkörnung nicht zweckmäßig, da hierbei die Symmetrie und dichteste Anordnung der größeren Körner durch die kleineren verhindert werden. Derartige Gemische lassen sich nur in dünnen Schichten einbauen, wobei jede kleinere Körnung für sich in die Hohlräume eingerüttelt werden muss. Dies war das Prinzip der so genannten Rüttelschotter- und Rüttelkiesbauweisen, die heute jedoch nicht mehr angewendet werden und daher nur noch eine untergeordnete Bedeutung haben.

Körnungskennwerte

Aus der Korngrößenverteilung lassen sich neben der Ungleichförmigkeitszahl U und der Krümmungszahl C_c noch weitere Körnungskennwerte ableiten (Größenfaktor SF , gewogene mittlere Korngröße d_g , Feinheitsmodul F_m , Feinheitszahl F , Gesamtoberfläche der Körnung O). Auch die Summe der Kornoberflächen kann näherungsweise berechnet werden, wobei allerdings die Einflüsse der Kornform und Kornrauheit unberücksichtigt bleiben [FLOSS, 1970]. Das Gesamtgewicht des Korngrößendifferentials d ($\log d$) mit dem Anteil d_a ergibt sich nach der Sieblinie zu:

$$dG = \frac{d_a}{d(\log d)} \cdot d(\log d) = d_a. \quad \text{Gleichung 4-11}$$

Mit Annahme kugel- oder würfelförmiger Einzelkörnungen hat jedes Korn mit der Oberfläche O , dem äquivalenten Korndurchmesser d' und der Rohdichte ρ das Gewicht G :

$$G = \frac{O \cdot d' \cdot \rho}{6}. \quad \text{Gleichung 4-12}$$

Durch Umrechnung und Integration folgt für die Gesamtoberfläche der Körnung:

$$O = \frac{6}{\rho} \int_0^1 \frac{d_a}{d'} \cdot d'. \quad \text{Gleichung 4-13}$$

Die Oberfläche stellt ein Maß für die Feinheit dar, auf die Raumeinheit bezogen ist sie die spezifische Kornoberfläche.

Kiessand

FLOSS [FLOSS, 1970] hat bei Vergleichsuntersuchungen über Verdichtungs- und Verformungseigenschaften stetiger und insbesondere unstetig abgestufter Kiessande festgestellt, dass die gewogene mittlere Korngröße d_g - allerdings nur für den Körnungsbereich zwischen d_{10} und d_{90} bestimmt und mit d_g' bezeichnet - nicht nur für das Porenvolumen, sondern auch für den Verformungswiderstand einen charakteristischen Körnungskennwert darstellt. Die Berechnung von d_g' geht von folgenden Kornklassen aus:

22,4	bis	d_{90}	mm
8,0	bis	22,4	mm
2,0	bis	8,0	mm
0,5	bis	2,0	mm
0,25	bis	0,5	mm
d_{10}	bis	0,25	mm

und der Gleichung

$$d_g' = \frac{\sum_{i=1}^n d_m \cdot a}{\sum_{i=1}^n a} \quad \text{Gleichung 4-14}$$

mit

a	[mm]	Differenz zwischen den benachbarten Siebdurchgängen
d_m	[mm]	mittlerer Korndurchmesser der jeweiligen Kornklasse
n	[-]	Anzahl der Kornklassen.

Zwischen dem Porenvolumen n_p (n_p = Porenvolumen der einfachen Proctordichte) und d_g' besteht eine Beziehung für Kiessande nach der Gleichung:

$$n_p = 0,324 - 0,028 \cdot d_g' + 0,0013 \cdot (d_g')^2 \quad \text{Gleichung 4-15}$$

Das Porenvolumen der modifizierten Proctordichte beträgt:

$$n_{pv} = 0,017 \cdot n_p - 0,034 \quad \text{Gleichung 4-16}$$

Die Vergleichsuntersuchungen haben weiterhin gezeigt, dass direkte Zusammenhänge zwischen Porenvolumen und dem Verformungswiderstand bzw. den Verformungsmoduln bestehen, die sich nach folgenden Gleichungen beschreiben lassen:

$$\log \text{CBR} = -0,131 - 2,752 \log n_p \quad \text{Gleichung 4-17}$$

$$\log E_{v1} = 1,48 - 2,03 \log n \quad \text{Gleichung 4-18}$$

$$\log E_{v2} = 2,19 - 1,47 \log n \quad \text{Gleichung 4-19}$$

mit

n [%] Porenanteil.

Die Formeln und Gleichungen sind aus dem experimentell gewonnenen Datenmaterial durch Kurvenanpassung bestimmt worden und haben daher eine durch die Material- und Prüfstreuung eingeschränkte Genauigkeit. Der praktische Wert besteht darin, dass die Verdichtungseigenschaften stetiger als auch unstetiger Kiesgemische mittels bestimmter Körnungskennwerte abgeschätzt und die Verformungseigenschaften näherungsweise angegeben werden können.

Bei Mischungen mit und aus gebrochenen Gesteinskörnungen ist eine Anwendungsmöglichkeit nicht nachgewiesen.

4.4.2 Bedeutung des Frostwiderstandes und der Frostempfindlichkeit

Bei mangelnder Widerstandsfähigkeit der Gesteinskörnung gegen Frost gemäß TL Min-StB [TL Min-StB] kann z.B. durch Erhöhung des Feinkornanteils in der Korngrößenverteilung die mechanische Festigkeit der Gesteinskornmische hinsichtlich Tragfähigkeit und Scherfestigkeit sowie ggf. die Wasserdurchlässigkeit nachteilig verändert werden.

Bei Gesteinskornmischen für Tragschichten ohne Bindemittel nach den ZTV T [ZTV T-StB] wird mit der Begrenzung der Kornanteile unter 0,063 mm nach dem Einbau vorausgesetzt, dass ausreichende Frostunempfindlichkeit vorhanden ist. Dieser Kornanteil sollte sich während der Nutzung weder infolge der Beanspruchung noch infolge der Einwirkung von Frost wesentlich verändern.

Langzeitbeobachtungen und Schadensuntersuchungen der BAST [TOUSSAINT, 1998] an verschiedenen Straßen haben gezeigt, dass Ursachen für Schäden an Straßen zu hohe Feinkornanteile und Inhomogenitäten in der Gemischzusammensetzung beim Einbau sowie die verwitterungsbedingte Nachbildung von Feinkorn in den Tragschichten bei der Verwendung nicht anforderungsgemäßer Gesteinskornmische waren.

4.5 Spannungsniveau

Die Verformungen sind stark vom Beanspruchungsniveau abhängig. Mit zunehmender Beanspruchung des Gesteinskorngemisches nimmt der Verformungswiderstand zunächst zu und dann ab (vgl. Abbildung 5-1). Um die elastischen und plastischen Verformungen in den Tragschichten ohne Bindemittel zu begrenzen, sollte die Beanspruchung dieser Schichten weit unterhalb des Grenzzustandes (Bruch) liegen. Dieser Vorgang (Bruch) wird dennoch in diesem Arbeitspapier beschrieben, da bei einigen Stoffmodellen die Parameter in Abhängigkeit von der Bruchspannung bestimmt werden.

Beim Versagen ("Bruch") werden die von einem Bodenkörper im Grenzzustand aufnehmbaren Spannungen ausgeschöpft, so dass kein Gleichgewicht mehr zwischen den angreifenden und widerstehenden Kräften vorhanden ist. Die Verformungen wachsen dabei ohne Spannungszunahme an. Hierbei interessiert die Größe der Bruchspannung (=Bruchfestigkeit) mehr als die Bruchverformung, erstere bestimmt die maximale Belastbarkeit eines Körpers.

Für Gesteinskorngemische kommt aus der Vielzahl unterschiedlicher Bruchzustände praktisch nur der Scherbruch in Frage. Das beanspruchte Gesteinskorngemisch trennt sich in Bruchkörper, welche sich gegeneinander entlang der Bruchflächen verschieben. Die dabei auftretende Reibung wurde von COULOMB [COULOMB, 1773] wie folgt definiert:

$$R = C^* + N \cdot f \quad \text{Gleichung 4-20}$$

mit

R	[kPa]	Reibungswiderstand
C*	[kPa]	Anfangswiderstand (Kohäsion)
N	[kPa]	Normalkraft in der Trennfläche
f	[-]	innerer Reibungskoeffizient

MOHR [MOHR, 1882] deutet vereinfacht den Trennungsvorgang als Grenzzustand eines elastischen Spannungszustandes. Die MOHR-COULOMBSche Bruchbedingung lautet dann:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{Gleichung 4-21}$$

mit

τ	[kPa]	Scherspannung in der Scherfläche
c	[kPa]	Kohäsion
σ	[kPa]	Normalspannung
φ	[°]	Reibungswinkel.

Diese Gleichung bildet sich im σ/τ -System als Gerade mit dem Anstieg φ ab. Der Idealisierung gemäß ist jeder bestimmte Bruchspannungszustand σ_i/τ_i Grenzfall eines elastischen Spannungszustandes und lässt sich somit graphisch als bestimmter Punkt eines MOHRschen Kreises abbilden. Die Bruchgerade ist damit gemeinsame Tangente an verschiedene MOHRsche Bruchspannungskreise. Sie ist geometrisch durch zwei Kreise bestimmt (siehe Abbildung 4-4).

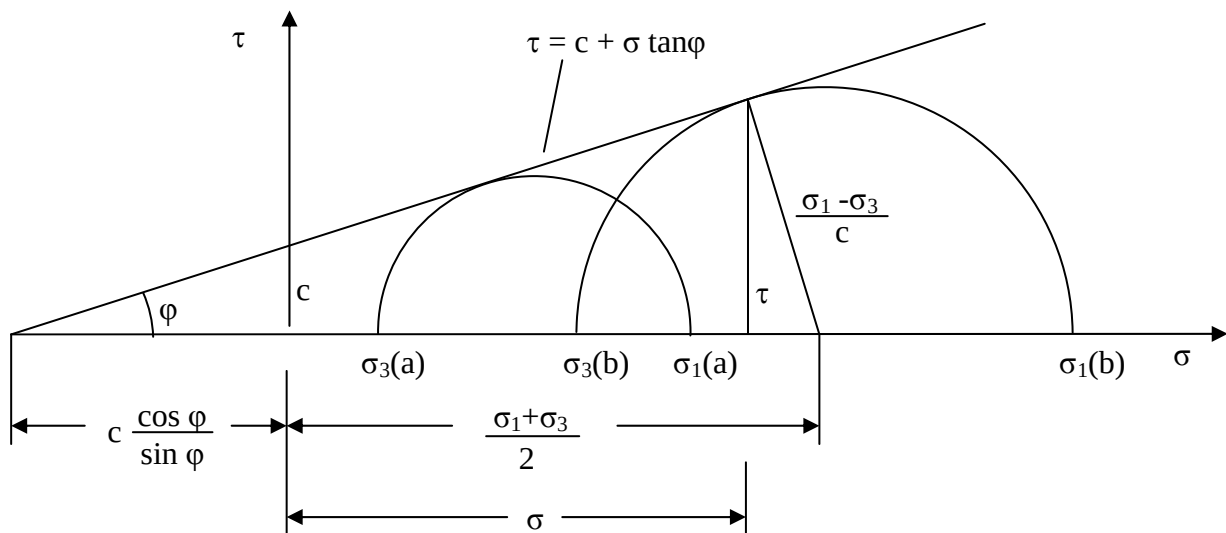


Abbildung 4-4: Darstellung der Bruchbedingung [MOHR,1882]

Versuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit werden nach DIN 18137-2 [DIN 18137-2] durchgeführt und ausgewertet.

Bei diesen Versuchen zeigt sich, dass die zum Abscheren erforderliche Kraft (bzw. Spannung) nach Erreichen eines Höchstwertes wieder abnimmt. Der Höchstwert ist die größte Scherfestigkeit (Bruchfestigkeit) τ_f .

Gesteinskornmischungen besitzen keine echte Kohäsion. Bei ausreichend wasserdurchlässigen Gesteinskornmischungen tritt kein Porenwasserdruck auf. Zur Bestimmung der Scherparameter werden die Proben gestört oder ungestört eingebaut, unterschiedlich normal vorbelastet - z.B. mit 50, 150 oder 250 kPa - und unter der aufgetragenen Belastung abgescher. Werden die bei Vergleichsversuchen ermittelten Wertepaare (σ ; τ) in das Scherdiagramm eingetragen, so ergibt sich als Scherfestigkeitslinie z.B. für einen lockeren, trockenen Sand eine Gerade, die durch den Nullpunkt geht und deren Neigungswinkel gegen die Horizontale der Winkel φ ist (Abbildung 4-5).

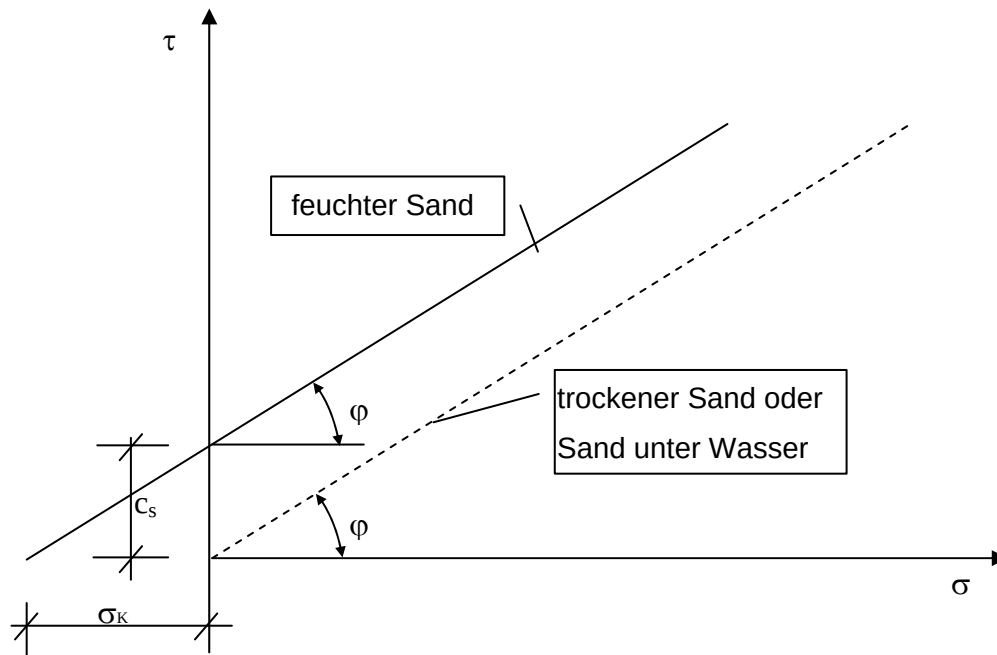


Abbildung 4-5: Scherdiagramm für einen lockeren Sand [DÖRKEN, DEHNE, 1993]

Die Gleichung für die Scherfestigkeit für Gesteinskornmische lautet im Normalfall (Porenwasserdruck $u = 0$; $\sigma' = \sigma$).

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c_s$$

Gleichung 4-22

mit

τ	[kPa]	Scherspannung in der Scherfläche
c_s	[kPa]	scheinbare Kohäsion
σ	[kPa]	Normalspannung
φ	[°]	Reibungswinkel.

5. Theoretische Grundsätze des Spannungs-Verformungsverhaltens

5.1 Beschreibung des Verhaltens

Die Besonderheiten des Verhaltens von Gesteinskorngemischen ist wie folgt zu beschreiben:

1. Der Verformungswiderstand der Gesteinskorngemische ist von der Größe der Beanspruchung abhängig. Bei entsprechend niedrigem Beanspruchungsniveau nimmt mit zunehmender Spannung die Steifigkeit des Materials zu (verfestigender Bereich). Bei höherem Beanspruchungsniveau (Nähe Bruchzustand) nimmt die Steifigkeit des Materials ab (entfestigender Bereich). Das wirkt sich - wie in Abbildung 5-1 ersichtlich - auf das Verformungsverhalten des Gemisches aus. Es ist zu vermuten - und erste zielgerichtet durchgeführte Versuche bestätigen dies -, dass im "verfestigenden" Bereich der elastische Verformungsanteil an der Gesamtverformung sehr groß ist (Bereich mit vorwiegend elastischer Verformung), während im "entfestigenden" Bereich der plastische Anteil an der Gesamtverformung dominiert (Bereich mit vorwiegend plastischer Verformung).

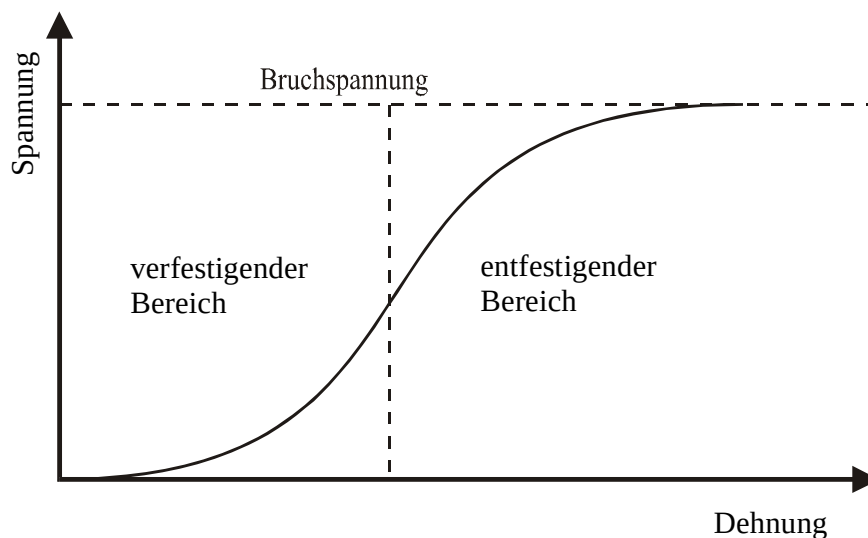


Abbildung 5-1: Spannungs-Verformungsverhalten von Gesteinskorngemischen (statische Belastung)

2. Im vorwiegend elastischen Verformungsbereich bildet sich bei vertikaler Belastung einer Schicht bzw. eines Halbraumes eines Gesteinskorngemisches ein "Verformungstrichter" aus, welcher mit der konventionellen Halbraumtheorie nicht beschrieben werden kann. In Abbildung 5-2 ist die bei einem Plattendruckversuch gemessene elastische Oberflächenverformung eines Kiessandhalbraumes der nach Halbraumtheorie (linear elastisch) berechneten Oberflächenverformung, unter der Voraussetzung gleicher Einsenkung der gemessenen und berechneten Verformungen in der Lastachse, gegenübergestellt worden. Bei den gemessenen bildet sich gegenüber den berechneten Verformungen eindeutig ein wesentlich steiler verlaufender Verformungstrichter aus.

Außerdem treten in einem Abstand von ca. 450 bis 600 mm neben der Lastfläche Hebungen auf. Auch diese Hebungen sind elastisch, d.h., sie bilden sich nach Entlastung der Oberfläche zurück.

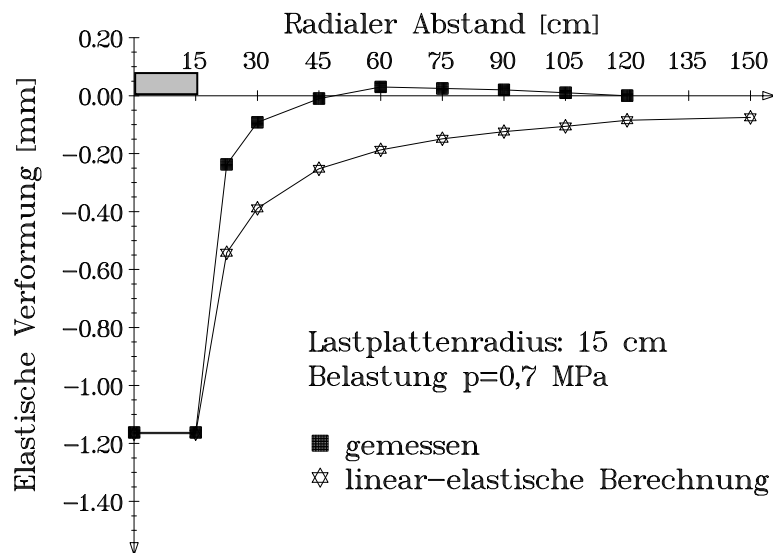


Abbildung 5-2: Gegenüberstellung einer gemessenen und mit linear-elastischen Annahmen berechneten Oberflächenverformung am Kiessandhalbraum [WELLNER, 1993]

3. Plastische Verformungen sind im wesentlichen auf Verschiebungen im Korngerüst infolge Überschreitung des Reibungswiderstandes zwischen den einzelnen Körnern zurückzuführen. In Abbildung 5-3 ist exemplarisch das Ergebnis der Belastung einer im Triaxialversuch statisch bis zum Bruch belasteten Probe eines Gemisches 0/32 aus gebrochenen Gesteinskörnungen [GLEITZ, 1996] dargestellt. Es sind offensichtlich drei Bereiche mit unterschiedlichem Verhalten zu erkennen:

- Bereich 1 - Bereich mit vorwiegend elastischer Verformung
- Bereich 2 - Bereich mit vorwiegend plastischer Verformung
- Bereich 3 - Bruchbereich

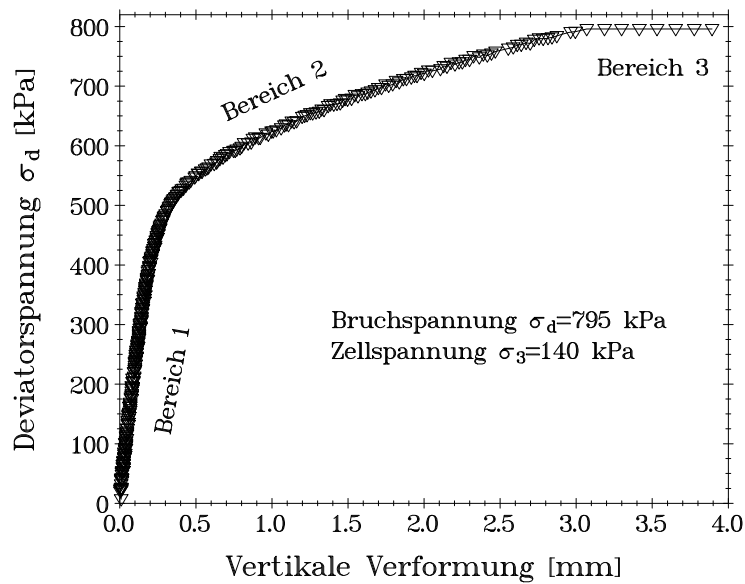


Abbildung 5-3: Statischer Bruchversuch an einem Gemisch 0/32 aus gebrochenen Gesteinskörnungen im Triaxialversuch [GLEITZ, 1996]

Der in Abbildung 5-3 dargestellte Kurvenverlauf kann als idealisiert angesehen werden. Bei statischen Bruchversuchen an Proben im Triaxialversuch ist eine eindeutige Abgrenzung der drei Bereiche nicht immer möglich.

Wird die gleiche Probe einer Dauerbelastung ausgesetzt, stellt sich der in der Prinzipskizze der Abbildung 5-4 bzw. Abbildung 5-5 dargestellte Verformungsverlauf ein. Dabei sind qualitativ zwei unterschiedliche Kurvenverläufe, mit degressiver bzw. progressiver Zunahme der summierten plastischen Verformung festzustellen. Bei degressivem Kurvenverlauf (Abbildung 5-4) entstehen zu Beginn der dynamischen Belastung relativ große plastische Verformungen - offenbar Nachverdichtungserscheinungen -, welche jedoch mit steigender Lastwechselzahl kleiner werden. Die Summenkurve nähert sich asymptotisch einem Grenzwert, d.h., die plastische Verformungsrate pro Lastwechsel geht gegen Null. Demgegenüber wird bei progressivem Kurvenverlauf (Abbildung 5-5), praktisch von Beginn an, der Zuwachs der plastischen Verformung mit steigender Lastwechselzahl größer. Bei gleichbleibender Belastungsgröße wird sich nach einer von Material und Belastungsgrößen abhängigen Lastwechselzahl ein Bruch einstellen.

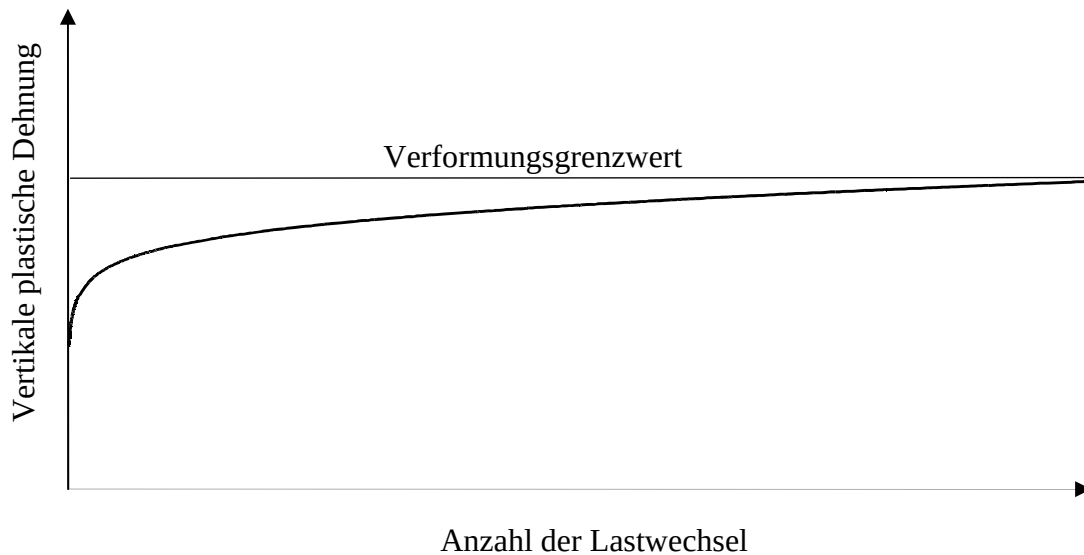


Abbildung 5-4: Plastisches Dehnungsverhalten von Gesteinskornmischen für kleine Spannungsverhältnisse (degressiver Kurvenverlauf)
[WERKMEISTER, NUMRICH, 2000]

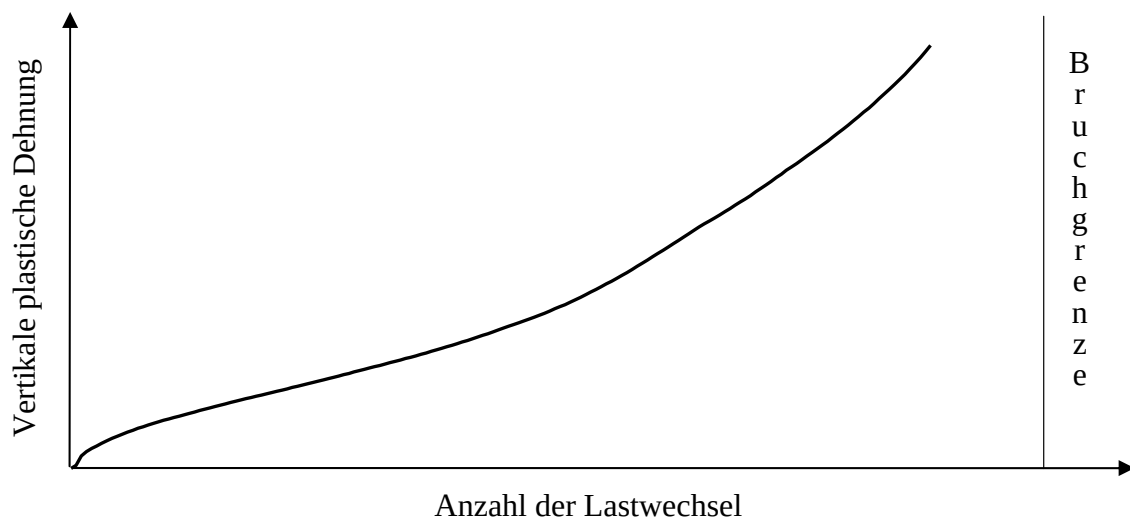


Abbildung 5-5: Plastisches Dehnungsverhalten von Gesteinskornmischen für hohe Spannungsverhältnisse (progressiver Kurvenverlauf)
[WERKMEISTER, NUMRICH, 2000]

5.2 Elastizität und Plastizität

Für die Erfassung des beschriebenen Verformungsverhaltens der Gesteinskornmische gibt es grundsätzlich die nachfolgend genannten Modelle:

- Modelle zur Beschreibung des elastischen Verhaltens
- Modelle zur Beschreibung des plastischen Verhaltens
- Modelle zur Beschreibung des elastoplastischen Verhaltens.

Sowohl das elastische wie auch das plastische Verhalten ist abhängig von der Größe der Belastung. Daraus folgt, dass das Materialverhalten in Form von spannungs- bzw. dehnungsabhängigen Beziehungen erfasst werden muss. Weiterhin beeinflussen die Art des Gesteins, die Kornform, die Korngrößenverteilung sowie weitere Parameter wie der Wassergehalt das Verformungsverhalten.

Elastische Modelle beziehen sich in der Regel auf die bekannten Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach HOOKE, wobei die Verformungskennwerte keine Konstanten sind, sondern Funktionen i.d.R. abhängig von der Spannung. Plastische Modelle beschreiben zunächst ausschließlich die plastischen Verformungen. Die elastoplastischen Modelle fassen die Verformungsanteile durch Superposition zusammen.

Gesteinskorngemische zeigen elastoplastisches Verhalten. Bei dynamischer Spannung (Verkehrsbelastung oder Deviatorspannung im Triaxialversuch) werden in Abhängigkeit von der Größe der Spannung Dehnungen gemäß Abbildung 5-6 erzeugt.

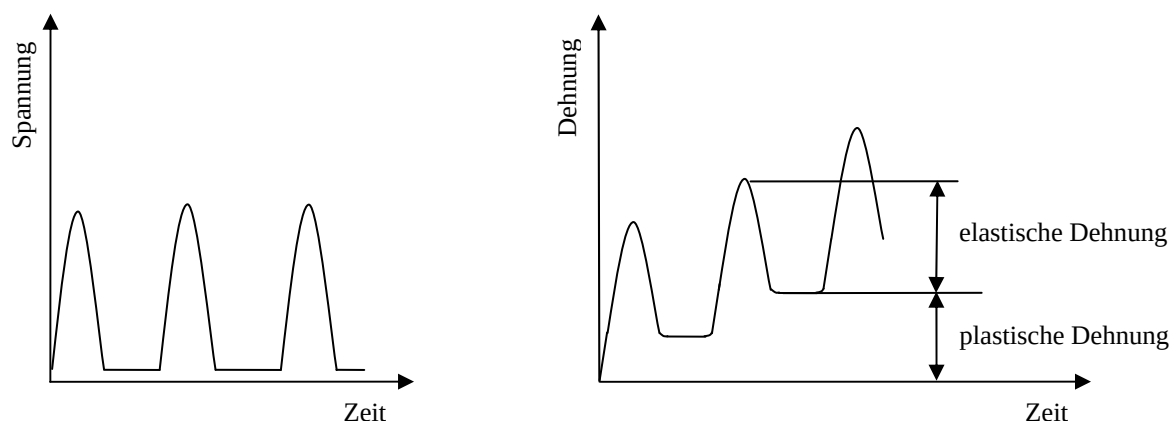


Abbildung 5-6: Verformungen von Gesteinskorngemischen bei dynamischer Spannung

Plastische Verformungen resultieren aus Kornumlagerungen und Kornzertrümmerungen. Sie müssen für die vorgesehene Nutzungsdauer einer Straßenbefestigung verhindert bzw. in Abhängigkeit von der Beanspruchung (Bauklasse) der Straße so begrenzt werden, dass Sicherheit des Verkehrs und Fahrkomfort nicht negativ beeinflusst werden. Es ist die Aufgabe der Bemessung, die Beanspruchung der Befestigungsschichten durch deren Dimensionierung auf ein dementsprechend ertragbares Niveau einzustellen. An einem Rechenbeispiel [WELLNER, 1993] sollen die Bedeutung der elastischen und der plastischen Verformungsanteile herausgestellt werden:

Eine elastische Verformung von ca.

$$s_{el} = 0,4 \text{ mm/LW}$$

ist für eine ausreichend bemessene Straße erfahrungsgemäß unbedenklich. Demgegenüber darf die plastische Verformung pro Lastwechsel für eine Beanspruchung von $B = 4 \cdot 10^6$ äquivalenten 10-t-Achsübergängen (Bauklasse II) eine Größe von

$$s_{pl} = 0,25 \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot 10^{-6} \text{ mm/LW}$$

nicht überschreiten, wenn die plastische Gesamtverformung während der vorgesehenen Nutzungsdauer von

$$s_{pl,ges} = 1 \text{ cm}$$

eingehalten werden soll. (Hinweis: Für das Rechenbeispiel wurde eine Linearität zwischen plastischen Dehnungen und der Lastwechselzahl angenommen, obwohl eine nichtlineare Beziehung - siehe Abschnitt 5.2.2 – besteht.)

Die zulässige plastische Verformung pro Lastwechsel ist also sehr viel kleiner als die zulässige elastische Verformung. Deshalb ist die plastische Verformung für die Berechnung des Beanspruchungszustandes nicht maßgebend. In Abhängigkeit von der Belastungswiederholung und der Belastungsgröße ist sie aber bedeutsam für die Qualität des Bauwerkes "Straße" während der Nutzungsdauer (Längs- und Querunebenheiten).

Aus dieser Überlegung folgt, dass die Beanspruchung anhand elastischer Verformungskennwerte berechnet werden kann. Der Fehler infolge Vernachlässigung des plastischen Anteils ist sehr gering. Anhand der so ermittelten Beanspruchung der Befestigung können dann Rückschlüsse auf die Größe der plastischen Verformung gezogen werden. Der Zuwachs an plastischer Verformung pro Lastwechsel ist abhängig von der Beanspruchung, die Höhe der Beanspruchung jedoch nur unwesentlich von der Größe der plastischen Verformung [WELLNER, 1993].

5.3 Modellansätze zum Stoffverhalten

Wie im Abschnitt 5.2 beschrieben, sind für die Ermittlung der Beanspruchung der Straße zunächst Stoffgesetze zur Beschreibung des Materialverhaltens der Gesteinskorngemische zu erstellen, die auf elastischen Verformungskennwerten begründet sind. Zur Berechnung

des Verformungsverhaltens während der Nutzungsdauer sind dann Modelle zur Beschreibung der plastischen Verformungseigenschaften erforderlich.

5.3.1 Schichtmodelle

5.3.1.1. Modelle

Aussagen zur Beanspruchung eines Straßenaufbaues werden meist durch einen mathematischen Zusammenhang zwischen den einwirkenden Kräften und den sich einstellenden Verformungen ausgedrückt. Dieser Zusammenhang ist im einfachsten Falle durch einen Proportionalitätsfaktor gekennzeichnet, der eine materialabhängige Konstante darstellt. Im HOOKEschen Gesetz, das die Grundlage für die Untersuchungen von BOUSSINESQ [BOUSSINESQ, 1885] am homogenen isotropen Halbraum darstellt, wird der Elastizitätsmodul E als Proportionalitätsfaktor zwischen der Spannung σ und der Dehnung ε definiert.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \text{Gleichung 5-1}$$

mit

E	[kPa]	Elastizitätsmodul (E-Modul) des Materials, definiert als Proportionalitätsfaktor zwischen Spannung und Verformung
σ	[kPa]	Spannung im Material
ε	[-]	elastische Dehnung.

Aufbauend auf dieser einfachen Beziehung der linearen Elastizitätstheorie untersuchte BOUSSINESQ Spannungen und Verformungen eines elastischen Halbraumes unter Einwirkung einer lotrechten Einzellast. Auf Grundlage dieser Theorie wurden verschiedene Berechnungsmodelle (z. B. AHLVIN und ULERY [AHLVIN, 1962]) aufgestellt, mit denen es möglich wurde, kreisförmige Lasten einzubringen, die der realen Belastung durch eine Radlast besser entsprechen. Auf diese Weise konnten Spannungen und Verschiebungen in jedem Punkt des Halbraumes bestimmt werden, sowohl in als auch außerhalb der Lastachse.

Später wurde die Halbraumtheorie dahingehend modifiziert, dass eine horizontale Schichtung berücksichtigt werden konnte. BURMISTER [BURMISTER, 1943] hat 1943 das Spannungs-Verformungsverhalten eines Zweischichtsystems unter axialsymmetrischer Belastung untersucht und zwei Jahre später auf ein Dreischichtsystem ausgeweitet. Mit Hilfe der Elastizitätstheorie stellte er Gleichungen auf, mit denen die Vertikal- und Radialspannungen in der Schichtgrenze sowie die Oberflächeneinsenkung bestimmt werden konnten. BURMISTER berücksichtigte in seinen Berechnungen auch den Schichtenverbund, in dem er zwischen reibungsfrei aufeinanderliegenden Schichten (glatt) und fest miteinander verbundenen Schichten (rau) unterschied. Die Gleichungen von BURMISTER wurden in zahlreichen Ver-

öffentlichungen ausgewertet und in Tabellenwerken dargestellt (z.B. HANK und SCRIVNER [HANK, 1943] oder JONES [JONES, 1962]).

ODEMARK [ODEMARK, 1949] hat 1949 ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der Vertikalspannungen und Einsenkungen in Mehrschichtensystemen (maximal 3 Schichten) entwickelt. Dieses "Ersatzhöhenverfahren" beruht auf der Überlegung, dass eine obere Schicht mit geringerer Dicke h_1 und dem größeren E-Modul E_1 den gleichen Abbau vertikaler Spannungen bewirkt wie eine Schicht mit der größeren Dicke h^* und dem niedrigeren E-Modul E_2 der unteren Schicht. Das Mehrschichtensystem wird also in einen isotropen Halbraum überführt. Dementsprechend rechnet ODEMARK dann auch mit der BOUSSINESQschen Verteilung weiter.

Auf der Grundlage der Mehrschichtentheorie entstanden Anwendungsprogramme (z.B. BISAR [BISAR, 1972]), mit denen die Spannungen und Verformungen an beliebigen Stellen eines geschichteten Straßenaufbaues berechnet werden können. Im Programm BISAR ist es außerdem möglich, mehrere Lasten mit unterschiedlichen Kontaktdrücken zu berücksichtigen. Dabei wird davon ausgegangen, dass alle Schichten einer Straßenbefestigung homogen, isotrop, elastisch, masselos und seitlich unendlich ausgedehnt sind. Die unterste Schicht ist darüber hinaus noch unendlich dick, d. h. ein Halbraum. Als Eingabegrößen werden benötigt:

A_k	=	Schichtenverbund
Radius, x, y	=	Lastposition
x, y, z	=	Koordinaten der Abfragepunkte
n	=	Anzahl der Schichten
E_i	=	Elastizitätsmodul je Schicht
μ_i	=	Querdehnzahl je Schicht
h_i	=	Dicke je Schicht
a	=	Radius der Reifenaufstandsfläche
p	=	Kontaktpressung.

Die in der Mehrschichtentheorie verwendeten Zusammenhänge zwischen Spannungen und Dehnungen lauten:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_1 - \mu \cdot \sigma_2 - \mu \cdot \sigma_3) \quad \text{Gleichung 5-2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_2 - \mu \cdot \sigma_1 - \mu \cdot \sigma_3) \quad \text{Gleichung 5-3}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_3 - \mu \cdot \sigma_1 - \mu \cdot \sigma_2). \quad \text{Gleichung 5-4}$$

Aufgrund der Schichtung können die Stoffkennwerte (E , μ) zumindest schichtenweise in Abhängigkeit von der wirksamen Spannung angenommen werden. Innerhalb einer Schicht, d. h. in horizontaler Richtung, können diese Parameter jedoch nur konstant angesetzt werden. Nichtlineare Zusammenhänge sind mit dieser Theorie also nur vertikal durch Einteilung des Halbraumes in möglichst viele Schichten möglich.

Die numerische Lösung der Spannungs-, Dehnungs- und Verzerrungszustände infolge einer aufgetragenen Last erfolgt in Mehrschichtenprogrammen im Allgemeinen über eine rotationssymmetrische Beschreibung des Mehrschichtensystems. Dies stellt eine Vereinfachung dar, bedingt jedoch die seitlich unendliche Ausdehnung der einzelnen Schichten sowie die Anordnung der Lasteintragungsfläche als Kreis. Bei Spannungs-Verformungsbeziehungen für den rotationssymmetrischen Spannungszustand gelten die Gleichungen 5-2 bis 5-4, wobei $\sigma_2 = \sigma_3$ ist.

Abbildung 5-7 zeigt exemplarisch den möglichen Aufbau eines Mehrschichtenmodells.

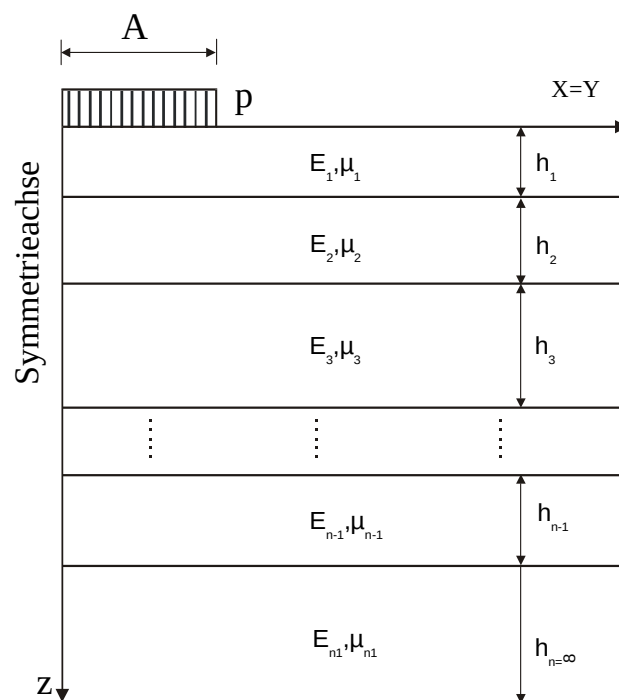


Abbildung 5-7: Aufbau eines Mehrschichtenmodells (rotationssymmetrisches System, (z-Achse: Symmetrieachse, p: Kontaktspannung, A: Radius der Belastungsfläche)

Die Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen, die aus der äußeren Belastung resultieren, lassen sich für jeden beliebigen Punkt des Systems in x-, y- und z-Richtung ermitteln. Da in Mehrschichtensystemen nur statische Lasten induziert werden können, muss insbesondere für viskoelastische Materialien (z.B. Asphaltsschichten) die Abhängigkeit der Beanspruchung einer Straßenkonstruktion von der Belastungszeit und der Temperatur beachtet werden. Dies ist jedoch nicht Gegenstand dieses Arbeitspapiers.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass die Annahme linearer Elastizität für Gesteinskorngemische für ToB im Straßenbau lediglich eine Näherung darstellt. Die Spannungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl konnte anhand theoretischer Betrachtungen und praktischer Untersuchungen bereits mehrfach nachgewiesen werden. So werden die Gleichungen 5-2 bis 5-4 nicht nur bei linear elastischen Betrachtungen, sondern auch in einigen nichtlinearen Stoffmodellen angewendet. Allerdings werden dann die Kennwerte E und μ nicht als Konstanten, sondern als (meist spannungsabhängige) Funktionen eingesetzt.

5.3.1.2. Überblick über die Materialparameter der Schichtmodelle für ToB und Böden

Eine exakte Erfassung aller Parameter, die den Schichtmodul einer ToB beeinflussen, ist bei Anwendung der Mehrschichtentheorie nicht erforderlich. Vereinfacht kann mit einem über die Schicht konstanten Schichtmodul gerechnet werden. Dabei ist darauf zu achten, dass dieser Schichtmodul so gewählt wird, dass die für den jeweiligen Anwendungsfall zu fordernden E_{v2} -Werte auf der jeweiligen Schichtoberkante eingehalten werden.

Sofern keine genaueren Angaben vorliegen, können die Schichtmoduln und Querdehnzahlen gemäß Tabelle 5-1 verwendet werden.

Tabelle 5-1: Schichtmoduln und Querdehnzahlen für ToB und Böden

Schichtart	Schichtmodul [MN/m ²]	Querdehnzahl μ [-]
FSS nach ZTV T-StB: Kiese und Kies-Sand-Gemische der Gruppe: GE Sande und Sand-Kies-Gemische der Gruppe: SE	50 bis 100	0,5
FSS nach ZTV T-StB: Kiese und Kies-Sand-Gemische der Gruppe: GI, GW Sande und Sand-Kies-Gemische der Gruppe: SI, SW	100 bis 150	0,5
FSS nach ZTV T-StB, Gemische aus gebrochenen Gesteinskörnungen	150 bis 200	0,5
Kiestragschicht nach ZTV T-StB	150 bis 250	0,5
Schottertragschicht nach ZTV T-StB	250 bis 400	0,5
Böden (z.B. TL, SU*, SU)	10 bis 80	0,5

5.3.2 Stoffmodelle zum elastischen Verformungsverhalten

Aus erdstatischen Berechnungen im Grundbau sind verschiedene Stoffgesetze zur Erfassung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Gesteinskorngemischen bekannt. Für die Beschreibung des elastischen Materialverhaltens ergeben sich aus der von SCHAD [SCHAD, 1979] erstellten Zusammenfassung drei verschiedene Konzepte:

- 1.) Die Elastizität ist dadurch gekennzeichnet, dass eine ein-eindeutige Zuordnung zwischen einem Nullzustand (alle Komponenten von Spannung und Verzerrung sind Null) und einem benachbarten Zustand (Belastungszustand, einzelne bzw. alle Komponenten von Spannung und Verzerrung sind verschieden von Null) besteht.
- 2.) Die Hyperelastizität ist dadurch gekennzeichnet, dass aus einer Potentialfunktion (die Verzerrungsenergie) durch Differentiation nach den Verzerrungen die Spannungen zu berechnen sind.
- 3.) Die Hypoelastizität ist dadurch gekennzeichnet, dass die Zusammenhänge über Geschwindigkeiten ausgedrückt werden. Meist ist die Änderung der Spannung eine Funktion der Verzerrungsgeschwindigkeit und des Spannungstensors.

Vor allem mit Hilfe der zuletzt genannten Kategorie sind alle bekannten Eigenschaften von Lockergesteinen und damit auch von Gesteinskorngemischen rechnerisch zu erfassen. Schwierigkeiten treten jedoch prinzipiell bei der Anwendung dieser mitunter sehr komplizier-

ten Zusammenhänge für praktische Belange auf. Obwohl zur Bestimmung der erforderlichen Stoffkennwerte oftmals sehr umfangreiche Arbeiten erforderlich sind, können die berechneten Ergebnisse in vielen Fällen nicht vollständig befriedigen [SCHAD, 1979]. Außerdem steht der ständigen Suche nach einem allgemeingültigen Stoffgesetz der damit stark erhöhte Rechenaufwand - auch bei der gegenwärtig leistungsfähigen Technik - gegenüber, so dass meistens auf die für spezielle Probleme entwickelten einfacheren nichtlinear elastischen Stoffgesetze zurückgegriffen wird. Ungeachtet der Einfachheit können damit ausreichend genaue Berechnungsergebnisse erzielt werden. Diese Modelle mit variablen Moduln werden auch als pseudoelastische Gesetze bezeichnet. Im Allgemeinen werden bei diesen Modellen die Zusammenhänge zwischen den Spannungen und Verformungen in Analogie zum HOOKEschen Gesetz über einen E-Modul und eine Querdehnzahl erfasst. Diese Parameter sind jedoch keine Konstanten, sondern Funktionen, i.d.R. in Abhängigkeit von den Hauptspannungen. Die Anpassung der Stoffkennwerte dieser Gesetze an die jeweiligen unabhängigen Variablen in Berechnungen nach der Finiten-Elemente-Methode erfolgt inkrementell-iterativ [WELLNER, 1993].

5.3.2.1 K-Theta-Modelle

BROWN und PELL [BROWN, PELL, 1967] erarbeiteten im wesentlichen das allgemeine K-Theta-Modell. Anhand von Triaxialversuchen an verschiedenen Gesteinskornmischungen, deren Ergebnisse an deviatorischen Spannungswegen bei verschiedenen Zellspannungen ermittelt wurden (Bedingung: minimale Deviatorspannung $\sigma_{d,min} = 0$), konnte ein relativ einfaches Stoffmodell aufgestellt werden. Die Autoren [BROWN, PELL, 1967] führten in Anlehnung an die von MONISMITH u.a. [MONISMITH, 1967] aufgestellte nichtlineare E-Modulfunktion (Gleichung 5-5) anstelle der Zellspannung σ_3 die Spannungssumme $\Theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ in diese Beziehung ein.

$$M_R = K \cdot \sigma_3^n \quad \text{Gleichung 5-5}$$

mit

M_R	[kPa]	Steifigkeitsmodul
σ_3	[kPa]	Zellspannung
K, n	[-]	Materialparameter.

Mit nur zwei Parametern K_1 und K_2 , wobei K_2 der Spannungsexponent der Summe der drei Hauptspannungen (mitunter auch als dreifaches Produkt der mittleren Hauptspannung p dargestellt) ist, ergibt sich demnach analog zum E-Modul der Steifigkeitsmodul M_R in mathematisch korrekter Schreibweise (Dimension der Parameter) zu:

$$E = M_R = K_1 * \left(\frac{\Theta}{\Theta_0} \right)^{K_2} \quad \text{Gleichung 5-6}$$

mit

E	$= M_R$	[kPa]	Elastizitäts-/Steifigkeitsmodul
Θ		[kPa]	Summe der drei Hauptspannungen
Θ_0	$= 1$	[kPa]	Bezugsspannung
K_1		[kPa]	Materialparameter
K_2		[-]	Materialparameter.

Aus Vereinfachungsgründen wird zur Beschreibung des Elastizitäts- bzw. Steifigkeitsmoduls im K-Theta-Modell jedoch häufig die nachfolgende, nicht maßeinheitentreue Beziehung der Gleichung 5-7 verwendet:

$$E = M_R = K_1 * \Theta^{K_2} . \quad \text{Gleichung 5-7}$$

Die Querdehnzahl wird im allgemeinen K-Theta-Modell mit einem konstanten Wert festgelegt bzw. aus Ergebnissen von Triaxialversuchen nach folgender Formel bestimmt:

$$\mu = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^N \left(- \frac{\Delta \varepsilon_{3d}}{\Delta \varepsilon_{1d}} \right) = \text{konstant} \quad \text{Gleichung 5-8}$$

mit

μ	[-]	Querdehnzahl
$\Delta \varepsilon_{1d}$	[‰]	Differenz der deviatorischen Vertikaldehnung
$\Delta \varepsilon_{3d}$	[‰]	Differenz der deviatorischen Radialdehnung
n	[-]	Materialparameter
N	[-]	Anzahl der Lastwechsel.

Diese Vereinfachung erleichtert die Anwendung dieses Stoffgesetzes in numerischen Berechnungsprogrammen. Damit wird aber die Abhängigkeit der Querdehnzahl vom vorherrschenden Spannungszustand nicht berücksichtigt.

UZAN [UZAN, 1985] modifizierte die Beziehungen des allgemeinen K-Theta-Modells. Mit der Zielstellung, die Genauigkeit zwischen den gemessenen Kenngrößen und den mit dem Stoffgesetz berechneten Werten zu erhöhen, erstellte er folgende Beziehung für den Steifigkeitsmodul M_R :

$$M_R = K_1 * \Theta^{K_2} * \sigma_d^{K_4} \quad \text{Gleichung 5-9}$$

mit

σ_d	[kPa]	Deviatorspannung mit $\sigma_d > 0,1 \cdot \sigma_3$
K_4	[-]	Materialparameter.

Die bei seinen Untersuchungen nachgewiesenen Verbesserungen hinsichtlich der erwähnten Genauigkeiten müssen aber ins Verhältnis gesetzt werden zu dem erhöhten Aufwand, die drei Stoffkonstanten K_1 , K_2 und K_4 mit Hilfe eines multiplen Regressionsprogramms zu ermitteln.

5.3.2.2 E- μ -Modelle

Die Spannungsabhängigkeit des Materialverhaltens von Gesteinskorngemischen wurde von OHDE [OHDE, 1939] bereits 1939 bei Ödometerversuchen festgestellt. GÜTTLER [GÜTTLER, 1984] leitete anhand theoretischer Betrachtungen und aus den Ergebnissen seiner Triaxialversuche, die wegen des ständigen Wechsels der großen Hauptspannungen zwischen der vertikalen und horizontalen Richtung eine Schubwechselbelastung in den Proben bewirkten, folgende Funktionen für den dynamischen E-Modul ab:

$$E_{\text{dyn}} = \frac{(\tau/\tau_b) \cdot (c' + \sigma_m \cdot \sin \phi) \cdot (1 + 2\mu)}{c_1 \cdot (\tau/\tau_b)^{d_1} + e_1 \cdot (\tau/\tau_b)^{f_1} \cdot \log N} \quad \text{Gleichung 5-10}$$

mit

E_{dyn}	[kPa]	dynamischer E-Modul
τ	[kPa]	Amplitude der zyklischen Schubspannung
τ_b	[kPa]	Schubspannung im Bruchzustand
σ_m	[kPa]	mittlere Spannung
ϕ	[-]	Winkel der inneren Reibung
μ	[-]	Querdehnzahl
N	[-]	Anzahl der Lastwechsel
c'	[kPa]	scheinbare Kohäsion
c_1, d_1, e_1, f_1	[-]	Funktionskonstanten.

Bei den Laborversuchen von GÜTTLER war das Schubspannungsniveau τ/τ_b zwischen 0,1 und 0,5 festgelegt. Für das Verhältnis $\tau/\tau_b > 1$ übersteigt die vorhandene Schubspannung die maximal aufnehmbare Spannung (vergleiche MOHR-COULOMBSche Bruchbedingung in der Abbildung 5-8). Das Material wird sich mit dem Überschreiten der Versagensgrenze unkontrollierbar verformen, entfestigen, und es wird sich eine nicht vorher-sagbare Veränderung des E-Moduls einstellen [HOTHAN, 1995].

GERLACH, HOTHAN und BEYER [GERLACH, HOTHAN, BEYER, 1990] wiesen rechnerisch nach, dass die Spannungen in Straßenkonstruktionen den von GÜTTLER untersuchten Bereich zwischen 0,1 und 0,5 nach oben wie unten überschreiten. Die untere Grenze ist vom Material und der Lastwechselzahl, die obere Grenze nur vom Material abhängig.

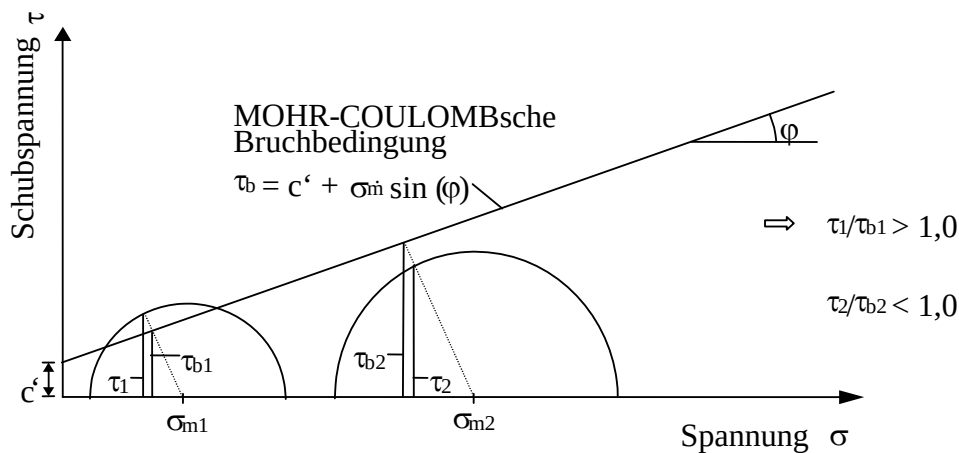


Abbildung 5-8: Schubspannung τ und Bruchspannung τ_b [HOTHAN, 1995]

Den Gültigkeitsbereich der GÜTTLER-Funktion stellt HOTHAN [HOTHAN, 1995] in Abbildung 5-9 dar.

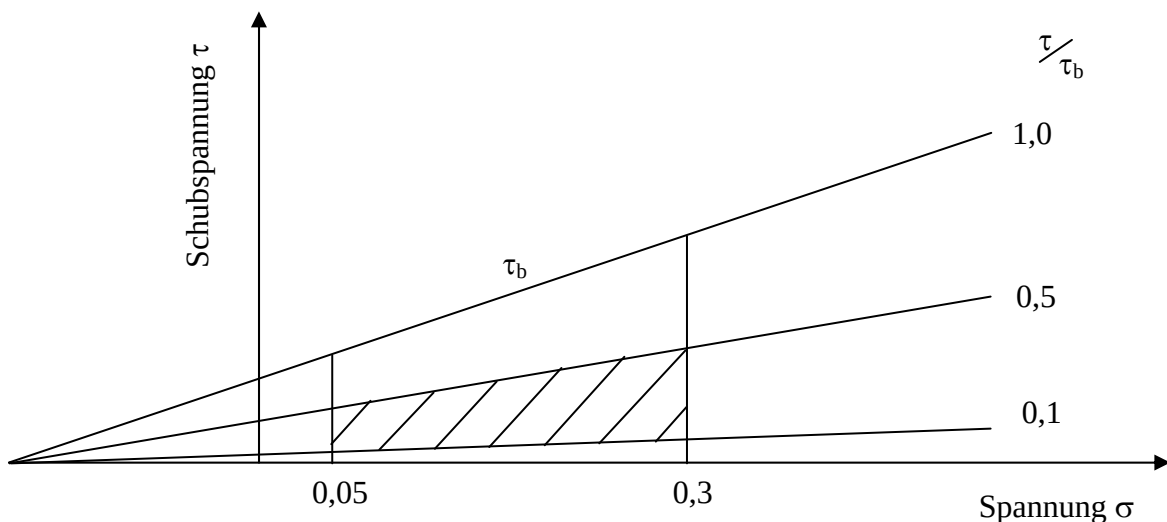


Abbildung 5-9: Gültigkeitsbereich (schraffiert) der GÜTTLER-Funktion [HOTHAN, 1995]

In den Jahren 1989 bis 1996 wurde in Dresden von WELLNER, QUECK und GLEITZ [WELLNER, 1993], [QUECK, 1992] und [GLEITZ, 1996] ein Stoffgesetz für Gesteinskornmische erarbeitet, welches die Nichtlinearitäten des E-Moduls und der Querdehnzahl berücksichtigt. Die aufgestellten Zusammenhänge sind u.a. mit der Kugeltheorie und dem verallgemeinerten HOOKEschen Stoffgesetz mechanisch begründbar. Trotz der Anzahl von

sechs Parametern, die aus den Ergebnissen der Triaxialversuche bestimmt werden müssen, besteht nicht die Notwendigkeit einer multiplen Regressionsanalyse. Mit einer Potenzregression können drei Stoffkonstanten der E-Modulfunktion bestimmt werden, während die Ermittlung der Parameter für die Querdehnzahlfunktion zwei lineare Regressionen erfordert. Aus Plattendruckversuchen ergibt sich der Summand D, welcher die Kohäsion (Bindigkeit) und Reibung im Kornhaufwerk beschreibt. Das Dresdner Modell stellt sich wie folgt dar:

$$E = (Q + C \cdot \sigma_I^{Q_1}) \cdot \sigma_{III}^{Q_2} + D \quad \text{Gleichung 5-11}$$

$$\mu = R \cdot \frac{\sigma_{III}}{\sigma_I} + A \cdot \sigma_I + B \quad \text{Gleichung 5-12}$$

mit

E	[kPa]	Elastizitätsmodul
μ	[-]	Querdehnzahl
σ_I	[kPa]	betragsmäßig kleine Hauptspannung
σ_{III}	[kPa]	betragsmäßig große Hauptspannung
$Q_2 = 1/3$	[-]	Konstante
Q_1	[-]	Materialparameter.
Q	$[\text{kPa}]^{1-Q_2}$	
C	$[\text{kPa}]^{1-Q_1-Q_2}$	
R, B	[-]	
A	$[\text{kPa}]^{-1}$	
D	[kPa]	

Diese E-Modul-Beziehung setzt voraus, dass sowohl die große als auch die kleine Hauptspannung jeweils Druckspannungen sind. In den Berechnungen mit der FEM werden auftretende Zugspannungen zu Null gesetzt bzw. zu Druckspannungen für die benachbarten Elemente umgelagert.

Im Dresdner Stoffmodell gilt die von KOHLER [KOHLER, 1973] übernommene Einschränkung der Querdehnzahlfunktion $0,2 \leq \mu < 0,5$. Einer Vielzahl von Forschungsarbeiten zu dieser μ -Begrenzung (z.B. [GÜTTLER, 1984], [VON BECKER, 1976], [GERHARDT, 1978], [HICKS, 1970]) ist zu entnehmen, dass die in diesem Bereich ermittelten Querdehnzahlen für die untersuchten Gesteinskorngemische plausibel sind.

5.3.2.3 G-K-Modelle

Eine Vielzahl von Stoffgesetzen wurde über die allgemeingültigen Beziehungen des Kompressionsmoduls K und des Schermoduls G aufgestellt (G-K-Modelle). Die Nutzung dieser zwei Kennwerte erfordert die Ermittlung der volumetrischen Dehnung ε_v und der Scherdehnung ε_s nach folgenden Beziehungen:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K} \cdot p \quad \text{Gleichung 5-13}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3 \cdot G} \cdot q \quad \text{Gleichung 5-14}$$

mit

ε_v	[‰]	volumetrische Dehnung
ε_s	[‰]	Scherdehnung
K	[kPa]	Kompressionsmodul
G	[kPa]	Schermodul
p	[kPa]	mittlere Hauptspannung
q	[kPa]	Deviatorspannung.

Aufgrund des bekannten nichtlinearen Stoffverhaltens erfolgte von BOYCE [BOYCE, 1976] eine erste Annäherung zur Beschreibung der K - und G -Funktionen in Abhängigkeit von der mittleren Hauptspannung p wie folgt:

$$K = K_1 \cdot p^{(1-n)} \quad \text{Gleichung 5-15}$$

$$G = G_1 \cdot p^{(1-n)} \quad \text{Gleichung 5-16}$$

mit

K_1, G_1, n	[-]	Materialparameter.
---------------	-----	--------------------

BOYCE nahm an, dass die volumetrische Dehnung und Scherdehnung in jedem Material im folgenden Zusammenhang stehen müssten:

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial q} = \frac{\partial \varepsilon_s}{\partial p} \quad \text{Gleichung 5-17}$$

Werden der Kompressions- und Schermodul nur über die einfachen Abhängigkeiten von der mittleren Hauptspannung entsprechend der Gleichungen 5-15 und 5-16 beschrieben, so wird der Ausdruck der Gleichung 5-17 nicht befriedigt. Deshalb schlug BOYCE eine komplizierte-

re, aber genauere Näherung für den Kompressionsmodul vor. Der somit entstandene neue Ansatz für die Kenngrößen K und G lautet:

$$K = K_1 \cdot \frac{p^{(1-n)}}{1 - \beta \cdot (q/p)^2} \quad \text{Gleichung 5-18}$$

$$G = G_1 \cdot p^{(1-n)} \quad \text{Gleichung 5-19}$$

$$\beta = (1 - n) \cdot \frac{K_1}{6 \cdot G_1} \quad \text{Gleichung 5-20}$$

mit

β [-] Materialparameter.

Das eigentliche BOYCE-Modell ergibt sich durch das Einsetzen der Gleichungen 5-18, 5-19 und 5-20 in die Gleichungen 5-13 und 5-14 für die volumetrische Dehnung und Scherdehnung. Es beschreibt die Spannungs-Verformungsbeziehungen der Volumen- und Scherdehnung wie folgt:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_1} \cdot p^n \cdot [1 - \beta \cdot (q/p)^2] \quad \text{Gleichung 5-21}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3 \cdot G_1} \cdot p^n \cdot (q/p). \quad \text{Gleichung 5-22}$$

Der Spannungsexponent n ($0 < n < 1$) drückt die Nichtlinearität des Stoffverhaltens aus, wobei im linear elastischen Fall $n = 0$ beträgt. Die Materialkonstanten können durch Regression aus den Dehnungsänderungen (nur deviatorische Dehnungsanteile der Vertikal- und Radialdehnung) bestimmt werden.

MAYHEW [MAYHEW, 1983] erweiterte das BOYCE-Modell dahingehend, dass er die Gleichsetzung der Nichtlinearität zwischen der volumetrischen und der Scherdehnung aufhob, indem er neben dem Spannungsexponenten m für die Beziehung der Scherdehnung (entspricht dem Parameter n des BOYCE-Modells) einen weiteren Spannungsexponenten n in der Funktionsgleichung der Volumendehnung einführte. Da der Parameter β des BOYCE-Modells nun nicht mehr von den Materialkonstanten K_1 , G_1 und n eindeutig zu bestimmen war, enthält das MAYHEW-Modell fünf unabhängige Parameter.

Das vollständige MAYHEW-Modell lautet:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_1} \cdot p^n \cdot [1 - \beta \cdot (q/p)^2] \quad \text{Gleichung 5-23}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3 \cdot G_1} \cdot p^m \cdot \frac{q}{p} \quad \text{Gleichung 5-24}$$

mit

$$K_1, G_1, n, m, \beta \quad [-] \quad \text{Materialparameter.}$$

Ein weiteres G-K-Modell stellte ELHANNANI [ELHANNANI, 1991] auf. Ausgangspunkt war wiederum das BOYCE-Modell, welches durch das Einführen eines zusätzlichen Materialparameters eine höhere Übereinstimmung zwischen den in Triaxialversuchen gemessenen und den berechneten Dehnungen ergeben soll. Diese Spezifizierung der Ansätze für die Volumen- und Scherdehnung wird wie folgt dargestellt:

$$\varepsilon_v = p_a^{(1-n)} * p^n * \left[\frac{1}{K_1} - \frac{(1-n)}{6 * G_1} * \left(\frac{q}{p} \right)^2 - \frac{n}{D} * \left(\frac{q}{p} \right) \right] \quad \text{Gleichung 5-25}$$

$$\varepsilon_s = p_a^{(1-n)} * p^n * \left[\frac{1}{3 * G_1} * \frac{q}{p} - \frac{1}{D} \right] \quad \text{Gleichung 5-26}$$

mit

$$\begin{array}{lll} p_a & [\text{kPa}] & \text{Bezugsspannung von 100 kPa} \\ K_1, G_1, n, D & [-] & \text{Materialparameter.} \end{array}$$

5.3.2.4 CBR-Modelle

Weiterhin existieren Modelle, die zur Beschreibung des Stoffverhaltens von Gesteinskorn-gemischen Kennwerte von Labor- oder Feldprüfungen für verschiedene Korrelationen nutzen. In diese Gruppe lassen sich die aufgestellten Beziehungen zwischen dem Elastizitätsmodul und dem CBR-Wert einordnen. Aus den Arbeiten von ULLIDTZ [ULLIDTZ, 1987] und SWEERE [SWEERE, 1990] kann die Entwicklung der CBR-Modelle entnommen werden. SWEERE [SWEERE, 1990] testete 25 Gesteinskorn-gemische und 6 Sande hinsichtlich eines Zusammenhanges zwischen dem CBR-Wert und dem E-Modul. Er stellte fest, dass es keine funktionale Beziehung zwischen den beiden Kennwerten gibt. Denn die gemessenen Verformungen im CBR-Versuch bestehen je nach Material und weiteren Randbedingungen (z.B. Verdichtung) aus unterschiedlichen reversiblen und irreversiblen Anteilen. Da hauptsächlich die plastischen Verformungen den CBR-Wert beeinflussen, kann dieser nicht zur Bestimmung eines elastischen Kennwertes genutzt werden.

5.3.2.5 Überblick über die Materialparameter der Stoffmodelle zum elastischen Verformungsverhalten

Die folgende Zusammenstellung gibt einen Überblick über die Größenordnungen und Einheiten der Materialparameter für Stoffmodelle zum elastischen Verformungsverhalten von zwei Gesteinskornmischungen, welche hinsichtlich der Korngrößenverteilung den Anforderungen der ZTV T [ZTV T-StB] an Materialien für Frostschutzschichten entsprechen. Sie wurden von GLEITZ [GLEITZ, 1996] für einen Kiessand 0/32 und ein Gemisch 0/32 aus gebrochenen Gesteinskörnungen aus Triaxialversuchen in Nottingham für ausgewählte Stoffgesetze ermittelt. Die Art und Weise der Ermittlung dieser Parameter ist in [ROSSBERG, WELLNER, BADER, GLEITZ, 1997] ausführlich beschrieben.

Um für andere Materialien die verschiedenen Stoffparameter zu bestimmen, sind Triaxialversuche erforderlich. Besteht diese Möglichkeit nicht, so können zur „Abschätzung“ in Berechnungen diese Materialkonstanten für Rundkorn- und Brechkornmischungen verwendet werden.

Für Beanspruchungsberechnungen nach der Mehrschichtentheorie werden die schichtkonstanten Kennwerte E und μ für jede Schicht benötigt. Die entsprechenden Werte sind in Kapitel 5.5 zusammenfassend aufgeführt.

Tabelle 5-2: Parameter ausgewählter Stoffmodelle für zwei Gesteinskorngemische [GLEITZ, 1996]

Stoffgesetz	Materialparameter	Einheit	Kiessand 0/32	Gemisch 0/32 aus gebrochenen Gesteinskörnungen
K-Theta-Modell	K_1	[*]	13858,1	3163,2
	K_2	[-]	0,5034	0,7638
	μ	[-]	0,354	0,317
BOYCE-Modell	K_1	[*]	5153,6	5381,5
	G_1	[*]	6554,4	2599,3
	n	[-]	0,4378	0,2233
MAYHEW-Modell	K_1	[*]	4993,0	1308,0
	G_1	[*]	6554,4	2599,3
	n	[-]	0,4700	0,2250
	m	[-]	0,4378	0,2233
	β	[-]	0,1079	0,0174
Dresdner Stoffmodell	Q	$[\text{kPa}]^{1-Q_2}$	8617,7	10341,1
	C	$[\text{kPa}]^{1-Q_1-Q_2}$	3064,0	5021,9
	Q_1	[-]	0,421	0,400
	Q_2	[-]	0,33	0,33
	D	[kPa]	30000	38000
	R	[-]	0,075	0,036
	A	$[\text{kPa}]^{-1}$	-0,0012	-0,0020
	B	[-]	0,458	0,454

[*]: wenn Spannungen (q , p) in [kPa] und alle Dehnungen in [-]

5.3.3 Stoffmodelle zum plastischen Verformungsverhalten

Plastische Verformungen in den ToB können zu irreversiblen Deformationen an der Fahrbahnoberfläche führen und sind daher zu vermeiden. Eine Straßenkonstruktion ist demzufolge so zu bemessen, dass diese plastischen Verformungen in den Konstruktionschichten weitestgehend ausgeschlossen werden. Wie bereits erläutert, ist vorwiegend das elastische Verformungsverhalten der Gesteinskorngemische maßgebend für die Beschreibung der Spannungs-Verformungsbeziehungen im Nutzungszeitraum einer Straßenbefestigung. Mit Hilfe der SHAKEDOWN-Theorie scheint es möglich zu sein, diese

Grenzbeanspruchung zwischen elastischem und plastischem Bereich zu ermitteln [WELLNER, WERKMEISTER, 2000], [WERKMEISTER, NUMRICH, 2000].

In verschiedenen Forschungsarbeiten zu Gesteinskorngemischen [DAWSON, WELLNER, 1999], [SHARP, BROOKER, 1984] konnte festgestellt werden, dass bei dynamischer Belastung mit einem niedrigen Niveau keine kontinuierliche Zunahme der plastischen Dehnungen zu verzeichnen ist, da nach Abschluss der Nachverdichtung ein Gleichgewichtszustand erreicht wird. Bei dynamischer Belastung mit höherem Belastungsniveau nehmen die plastischen Dehnungen jedoch stark zu, und es kommt gegebenenfalls zu einem Bruch. In der Literatur wird dieses Verhalten als SHAKEDOWN-Verhalten bezeichnet [COLLINS, 1993]. Grundsätzlich besagt diese Theorie, dass bei unterschiedlichen Beanspruchungsbereichen sich die Materialien ebenfalls nach unterschiedlichen, voneinander unabhängigen, Gesetzmäßigkeiten verhalten. Bis zu einem bestimmten Beanspruchungszustand verhält sich das System stabil. Bei Überschreitung dieses Beanspruchungszustandes geht das System in einen instabilen Zustand über, um sich danach nach anderen Gesetzmäßigkeiten zu verhalten [WELLNER, WERKMEISTER, 2000].

Die Straßenkonstruktion weist eine progressive Akkumulation der plastischen Dehnungen unter dynamischer Belastung auf, wenn die aufgebrachte Belastung einen Grenzwert überschreitet. Bei Belastungen der Straßenkonstruktion unterhalb dieses Grenzwertes nehmen die plastischen Dehnungen ab einer bestimmter Anzahl der Lastwechsel nicht weiter zu. Mit Hilfe der SHAKEDOWN-Theorie wäre die Existenz eines kritischen Spannungsverhältnisses zwischen stabilen Bedingungen und einem zunehmendem Versagen der Straßenkonstruktion erklärbar [WELLNER, WERKMEISTER, 2000].

Nach JOHNSON [JOHNSON, 1986] lässt sich das elastisch/plastische Verhalten bei dynamischer Druck- und Zugbelastung in vier Bereiche einteilen:

- 0 vollkommen elastisch
- 1 elastischer SHAKEDOWN-Bereich
- 2 plastischer SHAKEDOWN-Bereich
- 3 zunehmendes Versagen – Bruch.

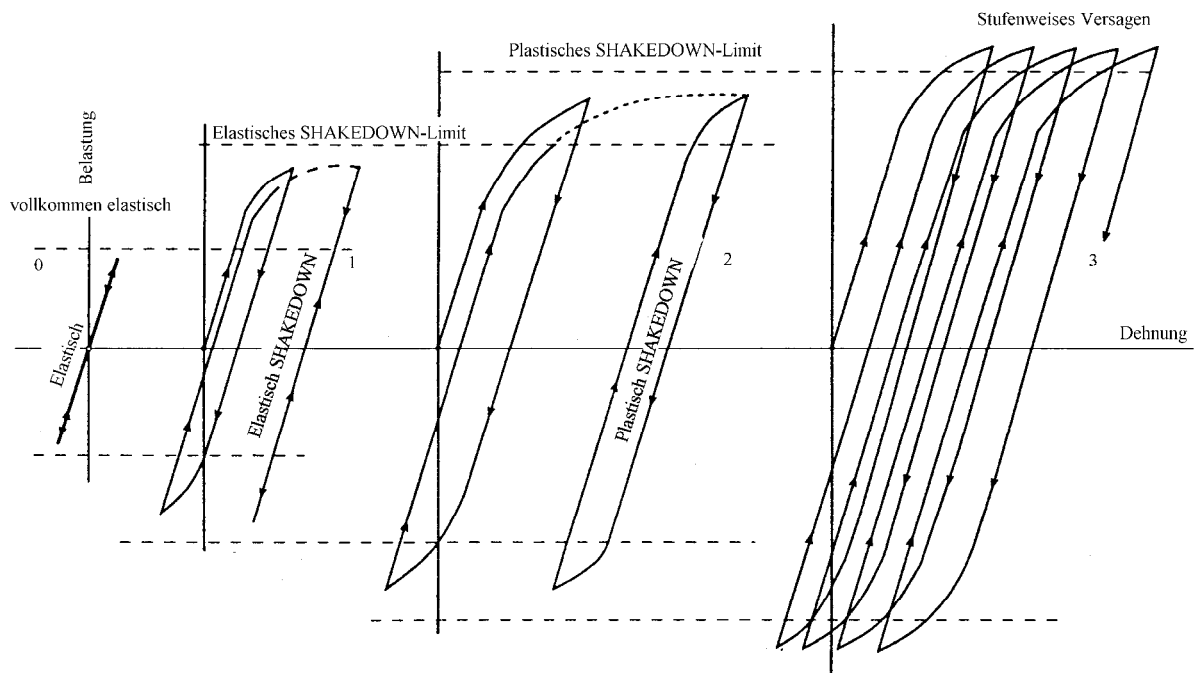


Abbildung 5-10: Elastisch/plastisches Verhalten bei dynamischer Druck- und Zugbelastung [JOHNSON, 1986]

Untersuchungen [WELLNER, WERKMEISTER, 2000], [WERKMEISTER, 2003], [NUMRICH, 2003] haben jedoch gezeigt, dass das ideale SHAKEDOWN-Verhalten, wie in Abbildung 5-10 dargestellt, nicht vollständig auf Gesteinskorngemische übertragen werden kann.

Plastisches Verformungsverhalten

Um das unterschiedliche Verformungsverhalten bei verschiedenen Belastungen zu verdeutlichen, wurde eine Darstellungsweise verwendet, die von DAWSON und WELLNER [DAWSON, WELLNER, 1999] entwickelt wurde. Drei Bereiche mit unterschiedlichem Verformungsverhalten konnten abgegrenzt werden.

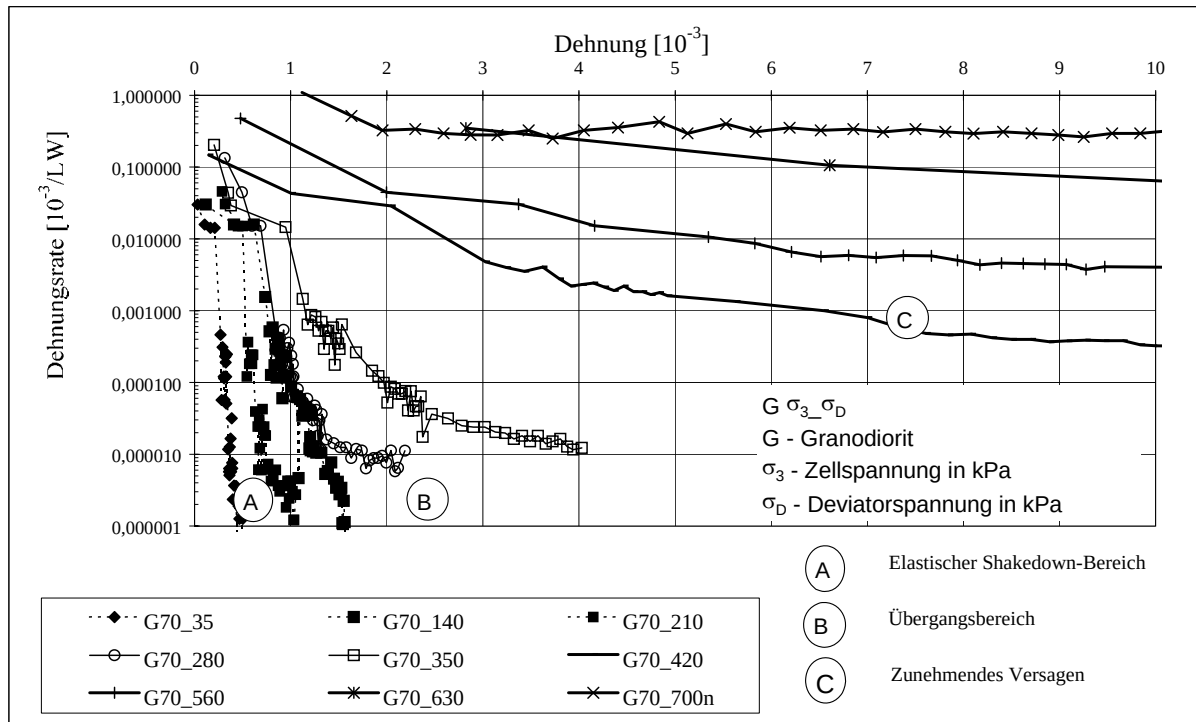


Abbildung 5-11: Darstellung der Dehnungsraten für verschiedene Spannungsverhältnisse am Beispiel eines Granodiorits 0/32 [WELLNER, WERKMEISTER, 2000]

Der Bereich 0 (Abbildung 5-10) – vollkommen elastisches Verformungsverhalten – konnte bei den Versuchen nicht festgestellt werden. Dieser Bereich kommt wahrscheinlich in der Praxis nicht vor, da in der Regel zunächst immer Nachverdichtungserscheinungen auftreten, die mit einer plastischen Verformung verbunden sind [WELLNER, WERKMEISTER, 2000].

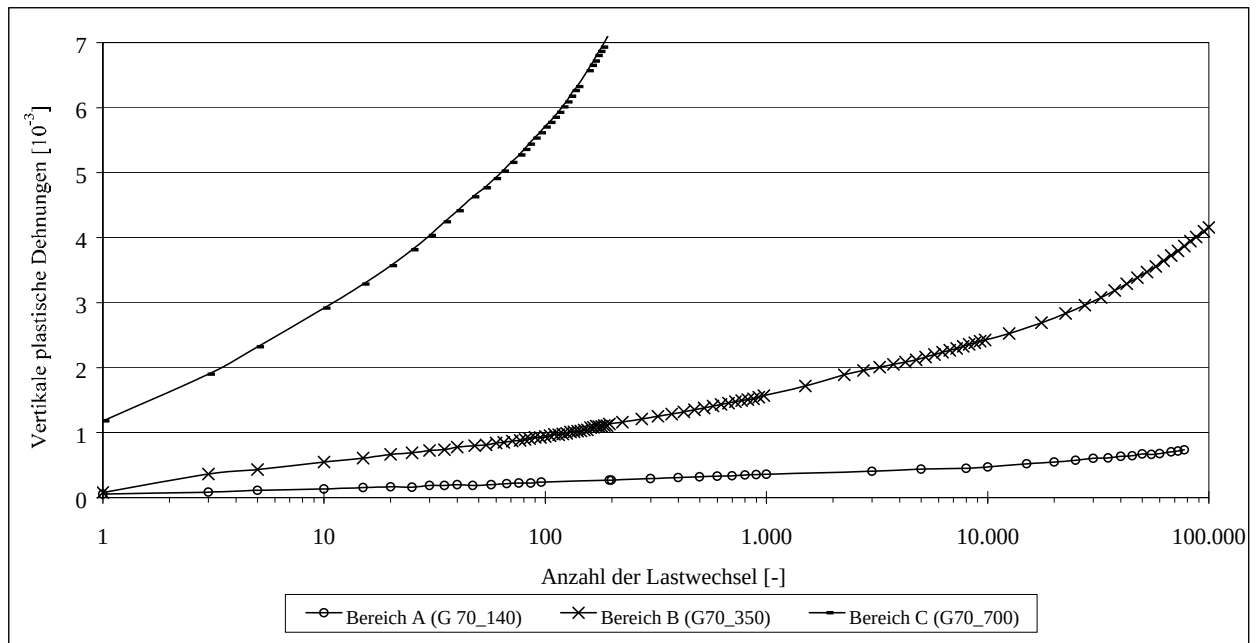


Abbildung 5-12: Charakteristischer Verlauf der vertikalen plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel (Granodiorit $\sigma_3_ \sigma_D$), Bereich A, B und C [WERKMEISTER, 2003]

Bereich A –elastischer SHAKEDOWN-Bereich

Wenn die aufgebrachte Belastung geringer als das elastische SHAKEDOWN-Limit ist, werden sich die plastischen Dehnungen nach einer gewissen Anzahl von Lastwechseln einer konstanten Summe nähern (konstante akkumulierte plastische Dehnung), da die plastische Dehnungsrate sehr schnell abnimmt und sich Null nähert (Abbildung 5-13). In Abbildung 5-12 (Bereich A) ist dieser Zusammenhang für die axialen plastischen Dehnungen eines Gesteinskorngemisches dargestellt. Das Gesteinskorngemisch befindet sich dann in einem Zustand, in dem nahezu alle Dehnungen elastisch sind. Die Straßenkonstruktion hat den sogenannten SHAKEDOWN-Zustand erreicht, was eine Anpassung an die Last bedeutet [SHARP, BROOKER, 1984]. Dieses Stadium wird solange beibehalten, wie keine Vergrößerung der eingetragenen Spannung eintritt. In Abbildung 5-11 ist ersichtlich, dass die Höhe der akkumulierten plastischen Dehnungen von der aufgebrachten Belastung abhängig ist.

Vorausgesetzt die Summe der so entstandenen plastischen Gesamtdehnung ist ausreichend klein, sind derartige Beanspruchungen in Straßenbefestigungen zulässig.

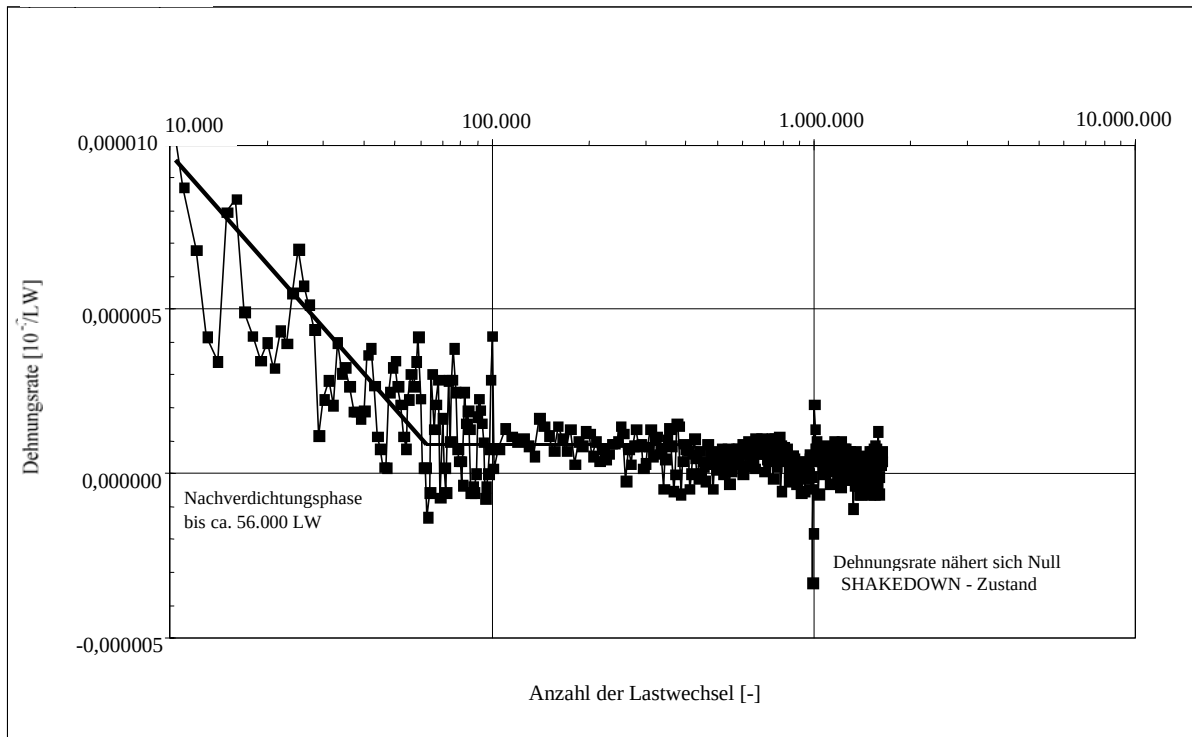


Abbildung 5-13: Verlauf der plastischen Dehnungsrate in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel, für einen Diabas im Bereich A [WERKMEISTER, NUMRICH, 2001]

Bereich B – Übergangsbereich

Bei Erhöhung des Belastungsniveaus (Überschreitung des elastischen SHAKEDOWN-Limits) geht das Gesteinskornngemisch in den Bereich B über. Zunächst ist eine im Vergleich zu Bereich A langsamere Abnahme der plastischen Dehnungsrate zu beobachten. Nach einer bestimmten Lastwechselzahl stellt sich eine konstante plastische Dehnungsrate ein (Abbildung 5-12 – Bereich B). Es ist zu vermuten, dass im Bereich B - ebenfalls wie im Bereich C - ein zunehmendes Versagen (schrittweise zunehmende plastische Dehnungsrate) stattfindet, jedoch bei weitaus höheren Lastwechselzahlen (Abbildung 5-14).

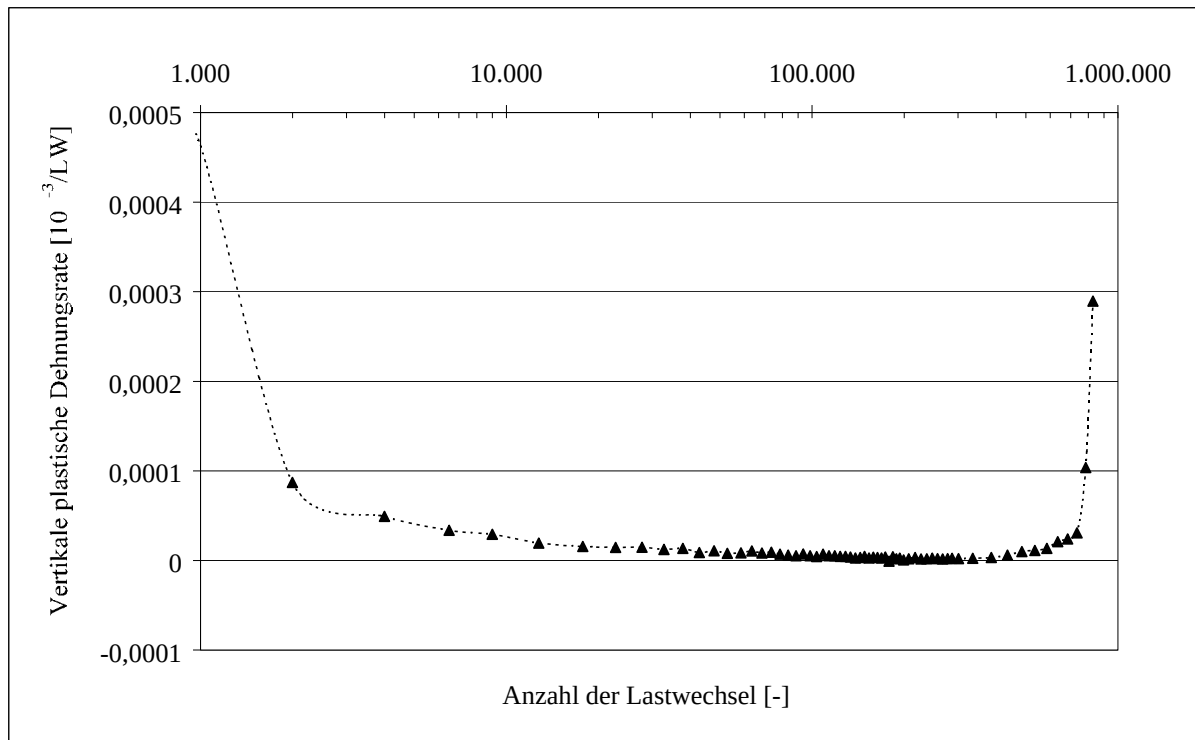


Abbildung 5-14: Verlauf der plastischen Dehnungsrate in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel, für einen Granodiorit im Bereich B [WERKMEISTER, DAWSON, 2001]

Bereich C – zunehmendes Versagen

Das Belastungsniveau nähert sich dem Bruchzustand durch einen Prozess, der als „zunehmendes Versagen“ bezeichnet wird [SHARP, BROOKER, 1984]. Das Verformungsverhalten ist vorwiegend plastisch. In diesem Fall ist eine progressive Zunahme der plastischen Dehnung mit Erhöhung der Anzahl der Lastwechsel festzustellen.

Die plastische Dehnungsrate entwickelt sich in Abhängigkeit vom Belastungsniveau (Abbildung 5-11). Im Vergleich zu den Bereichen A und B nimmt sie im Bereich C mit steigender Lastwechselzahl nur langsam ab. Je weiter sich der Beanspruchungszustand dem Bruchzustand nähert, desto geringer ist die Abnahme der plastischen Dehnungsrate mit zunehmender Lastwechselzahl (Abbildung 5-11). Das Erreichen des Bruchzustandes kündigt sich durch einen Wiederanstieg der plastischen Dehnungsrate an. Der Bereich C in Abbildung 5-15 verdeutlicht diesen Sachverhalt [WELLNER, WERKMEISTER, 2000].

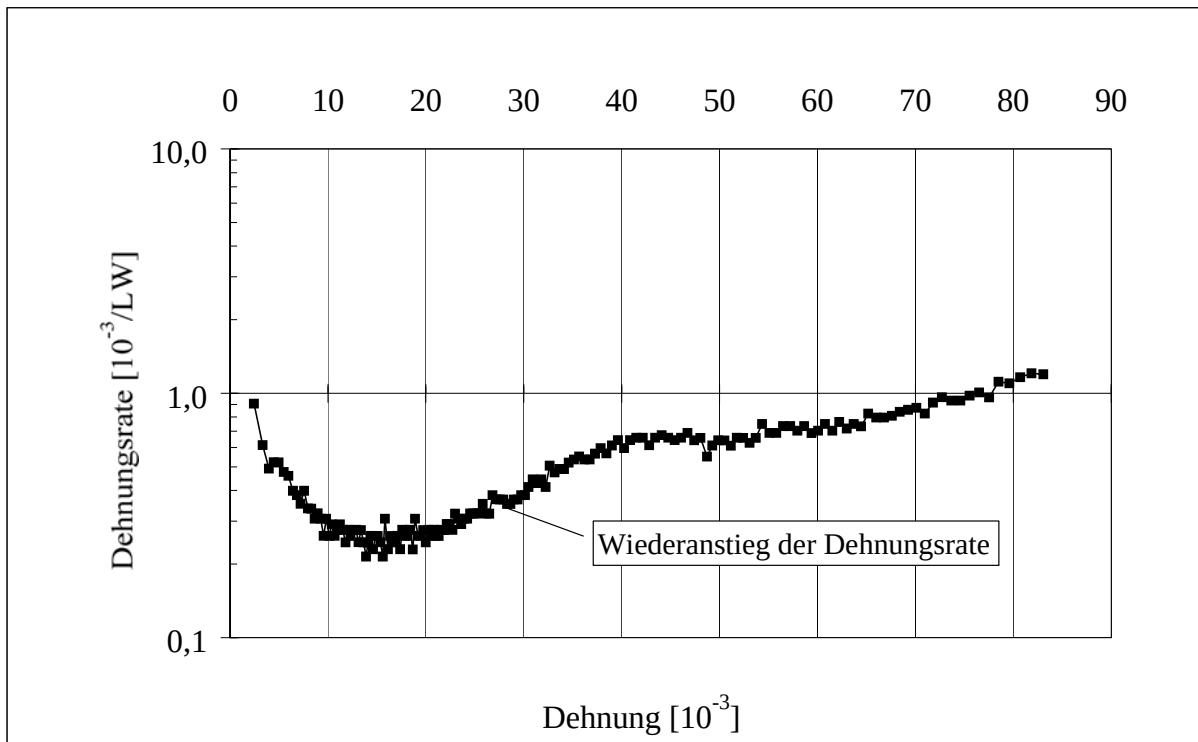


Abbildung 5-15: Verlauf der plastischen Dehnungsrate in Abhängigkeit von den Dehnungen beim Erreichen des Bruchzustandes für einen Granodiorit 0/32 im Bereich C, $\sigma_1 = 840 \text{ kPa}$, $\sigma_3 = 140 \text{ kPa}$ [WELLNER, WERKMEISTER, 2000]

Dieser Fall führt mit fortschreitender dynamischer Belastung zur Deformation der Schichten und ggfs. zur Schädigung der Straßenbefestigung. Daher ist dieser Belastungsbereich durch ausreichende Dimensionierung der Befestigung in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften auszuschließen.

Abweichend zu Abbildung 5-10 lassen sich aus den bisher gewonnenen Erkenntnissen nur drei Bereiche A, B und C unterscheiden (siehe Abbildung 5-16).

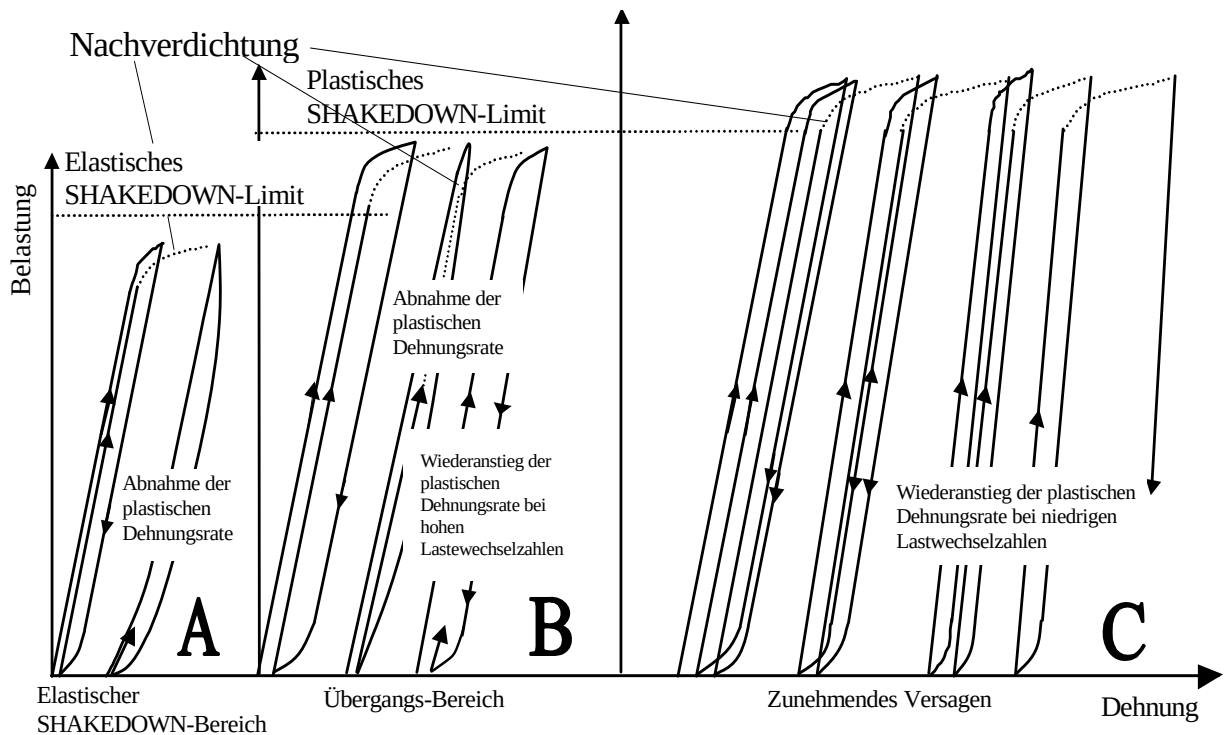


Abbildung 5-16: Verhalten von Gesteinskorngemischen bei dynamischer Druckbelastung [WERKMEISTER, DAWSON, 2001]

5.3.3.1 Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel

Die im Folgenden beschriebenen Modelle beziehen sich zunächst auf den SHAKEDOWN-Bereich A.

Eines der ersten Modelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens wurde 1972 von BARKSDALE [BARKSDALE, 1972] aufgestellt. Danach sind die plastischen Verformungen nur von der Zahl der aufgetragenen Lastwechsel und von Materialparametern abhängig:

$$\varepsilon_{ip}(N) = a + b \cdot \log(N)$$

Gleichung 5-27

mit

ε_{ip}	[-]	plastische vertikale Dehnung
a, b	[-]	Materialparameter
N	[-]	Lastwechselzahl.

SWEERE [SWEERE, 1990] erstellte in gleicher Weise auf der Grundlage von Triaxialversuchen mit bis zu 10^6 Lastwechseln an einem Sand 0/2 die folgenden Beziehungen:

$$\varepsilon_{1,p} = a \cdot N^b \quad \text{Gleichung 5-28}$$

$$\log(-\varepsilon_{3p}) = c + d \cdot \log(N) \quad \text{Gleichung 5-29}$$

mit

ε_{1p}	[-]	plastische vertikale Dehnung
ε_{3p}	[-]	plastische radiale Dehnung
a, b, c, d	[-]	Materialparameter.

Beide Modelle vernachlässigen den Einfluss der Belastungsgröße und sind insofern verbesserungswürdig. Sie eignen sich jedoch zur Abschätzung der Größe der entstehenden plastischen Verformungen bei bekannter konstanter Belastung.

5.3.3.2 Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von den Spannungen

Ergebnisse anderer Triaxialversuche (z.B. PAUTE [PAUTE, 1993]) zeigten jedoch, dass die plastischen Dehnungen nicht nur von verschiedenen Materialparametern und der Lastwechselzahl, sondern auch von der Größe der wirksamen Spannung bzw. des Verhältnisses der Spannungen am Volumenelement abhängig sind. Die Spannung bewirkt:

- ein Ansteigen der plastischen Dehnung bei Erhöhung der Deviatorspannung am Volumenelement,
- ein Abnehmen der plastischen Dehnung bei gleicher Deviatorspannung und steigender hydrostatischer Spannung,
- eine große Zunahme der plastischen Dehnung, wenn sich die aufgebrachte Spannung der Bruchlast nähert (Bereich C).

Um dieses spannungsabhängige plastische Verformungsverhalten zu beschreiben, entwickelte LASHINE [LASHINE, 1971] zur Berechnung der plastischen Dehnung nach 20.000 Lastwechseln die Beziehung:

$$\varepsilon_f = 0,9 \cdot \frac{q_{\max}}{\sigma_3} \quad \text{Gleichung 5-30}$$

mit

ε_f	[-]	vertikale plastische Dehnung nach 20.000 Lastwechseln
$q_{\max}$	[kPa]	maximale Deviatorspannung
σ_3	[kPa]	Zellspannung.

LEKARP [LEKARP, 1997] definierte 1997 eine weitere Funktion zur Beschreibung der plastischen Verformungen von Gesteinskorngemischen. Er konnte einen Zusammenhang zwischen der plastischen vertikalen Dehnung, dem maximalen Scherspannungsverhältnis sowie der Länge des Spannungsweges feststellen.

$$\varepsilon_{1,p}(N_{\text{ref}}) = a \cdot \frac{L}{p_0} \cdot \left(\frac{q}{p} \right)_{\max}^b \quad \text{Gleichung 5-31}$$

mit

$\varepsilon_{1,p}(N_{\text{ref}})$	[-]	plastische vertikale Dehnung für $N \geq 100$ Lastwechsel bei N_{ref} Lastwechseln
p_0	[kPa]	Bezugsspannung (1 kPa)
q	[kPa]	Deviatorspannung
$(q/p)_{\max}$	[-]	maximales Scherspannungsverhältnis
a, b	[-]	Materialparameter
L	[kPa]	Länge des Spannungsweges.

Mit Hilfe der spannungsabhängigen Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens von Gesteinskorngemischen lassen sich nur die plastischen Dehnungen bei einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln ermitteln.

5.3.3.3 Stoffmodelle zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens in Abhängigkeit von den Spannungen und von der Anzahl der Lastwechsel

PAUTE [PAUTE, 1993] entwickelte ein Modell zur Beschreibung der plastischen vertikalen Verformungen von Gesteinskorngemischen in Abhängigkeit von den Spannungsverhältnissen und der Anzahl der Lastwechsel:

$$\varepsilon_{1,p}^*(N) = A \cdot \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad \text{Gleichung 5-32}$$

$$\varepsilon_{1,p}(N) = \varepsilon_{1,p}(100) + \varepsilon_{1,p}^*(N) \quad \text{Gleichung 5-33}$$

mit

$\varepsilon_{1,p}^*(N)$	$[10^{-4}]$	vertikale plastische Dehnung für $N > 100$ Lastwechsel
--------------------------	-------------	--

$\varepsilon_{1,p}(100)$	$[10^{-4}]$	vertikale plastische Dehnung nach N = 100 Lastwechseln
A	$[-]$	Regressionsparameter; spannungsabhängiger Parameter
B	$[-]$	Regressionsparameter.
$\varepsilon_{1,p}$	$[10^{-4}]$	vertikale plastische Dehnung.

Der Parameter A kann spannungsabhängig nach Gleichung 5-34 ermittelt werden.

$$A = \frac{\frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*}}{b \cdot \left(m - \frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*} \right)} \quad \text{Gleichung 5-34}$$

mit

A	$[10^{-4}]$	Regressionsparameter; spannungsabhängiger Parameter
m, b	$[-]$	Materialparameter
p^*	$[\text{kPa}]$	Parameter, bezogen auf die Bruchlinie des Materials
$q_{\max}$	$[\text{kPa}]$	maximale Deviatorspannung
$p_{\max}$	$[\text{kPa}]$	maximale mittlere Hauptspannung.

PAUTE [PAUTE, 1993] berücksichtigt nur die Dehnungen, die nach einer Setzungsperiode von 100 Lastwechseln auftreten und bezeichnet diese mit $\varepsilon_{1p}(N)$. Die Funktion gilt nur für Spannungszustände weit unterhalb der Bruchlast (Bereich A).

HUURMAN [HUURMAN, 1996] entwickelte ein neues Modell zur Ermittlung der horizontalen und radialen plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel und den Spannungen.

$$\varepsilon_p(N) = A \cdot \left(\frac{N}{1000} \right)^B + C \cdot \left(e^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right) \quad \text{Gleichung 5-35}$$

mit

ε_p	$[-]$	vertikale plastische Dehnung
A, B, C, D	$[-]$	Regressionsparameter; spannungsabhängige Parameter
N	$[-]$	Anzahl der Lastwechsel.

Dabei beschreibt der erste Teil der Gleichung das Verhalten bei linearem Anstieg der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei Darstellung in einem Diagramm mit $\log \varepsilon_p$ - $\log N$ Achsen (Bereich A). Der zweite Teil des Stoffgesetzes beschreibt

das plastische Dehnungsverhalten bei exponentiellem Anstieg der plastischen Dehnungen in einem Diagramm mit $\log \varepsilon_p$ - $\log N$ Achsen (Bereiche B und C).

THEYSE [THEYSE, 2000] entwickelte ein empirisches Modell zur Ermittlung der plastischen Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel und den Spannungen. Dabei stellte er verschiedene Funktionen auf. Die Gleichungen 5-37 und 5-38 gelten für „stabile Bedingungen“, d.h. für den Bereich A, wobei die Gleichung 5-38 genauere Ergebnisse liefert. Die Gleichung 5-36 ist für einen „instabilen Funktionsverlauf“ (Bereiche B und C) gültig.

$$PD = Q \cdot e^{dN} - A \cdot e^{-bN} - Q + A \quad \text{Gleichung 5-36}$$

$$PD = m \cdot N + a(1 - e^{-bN}) \quad \text{Gleichung 5-37}$$

$$PD = m \cdot N + \frac{c \cdot N}{\left[1 + \left(\frac{c \cdot N}{a}\right)^b\right]^{1/b}} \quad \text{Gleichung 5-38}$$

mit

PD	[mm]	vertikale plastische Verformung
N	[-]	Anzahl der Lastwechsel
A, Q, a, b, c, d, m	[-]	Parameter.

THEYSE entwickelte Diagramme für verschiedene Materialien, aus denen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl und vom Spannungsverhältniss die plastischen Dehnungen abgelesen werden können. Damit ist eine spannungs- und lastwechselzahlabhängige Ermittlung der plastischen Dehnungen möglich.

Die von HUURMAN erstellte Beziehung erscheint als das bisher vollständigste Modell zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens von Gesteinskorngemischen. Mit diesem Modell ist ebenfalls eine spannungsabhängige Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens bei hohen Spannungsverhältnissen (Bereiche B und C) möglich. Wie bereits erwähnt, können mit dem Modell von HUURMAN sowohl die radialen als auch die axialen plastischen Dehnungen berechnet werden. Angaben über die Gültigkeitsbereiche der Gleichungen liegen jedoch zur Zeit noch nicht vor.

5.3.4 Überblick über Materialparameter ausgewählter Stoffmodelle zum plastischen Verformungsverhalten

Folgende Zusammenstellung gibt einen Überblick über die Größenordnungen und Einheiten der Materialparameter für einige Stoffmodelle zum plastischen Verformungsverhalten.

5.3.4.1 Parameter für ein ausgewähltes Stoffmodell zum plastischen Verformungsverhalten in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel

LEKARP [LEKARP, 1997] bestimmte die Parameter für das PAUTE-Modell anhand von Triaxialversuchen für verschiedene Gesteinskorngemische (Tabelle 5-3).

Tabelle 5-3: Parameter für das PAUTE-Modell nach Gleichung 5-35 [LEKARP, 1997]

Material	Wasser- gehalt [%]	Trocken- dichte [g/cm ³]	$\varepsilon_{1p}(100)$ [10 ⁻⁴]	A [10 ⁻⁴]	B [10 ⁻⁴]	σ_D [kPa]	1/3($\sigma_1-2\sigma_3$) [kPa]
Granodiorit 0/28,5	1,8	2,09	9,37	342,49	0,004	292,7	112,1
			21,96	25,99	0,089	595,4	245,5
			17,64	6,25	0,416	585,6	310,2
			19,40	25,20	0,040	719,5	417,5
			9,57	3,66	0,155	441,2	311,5
Kalkstein 0/28,5	4,7	2,26	7,10	14,41	0,049	296,1	117,5
			20,57	608,68	0,018	593,0	245,9
			4,72	4,16	0,104	298,1	170,8
			16,96	1520,32	0,002	594,4	312,6
			9,77	6,97	0,165	726,2	419,4
Schiefer- bruch 0/28,5	3,8	2,16	7,42	1,36	0,102	440,6	310,6
			25,89	1092,59	0,004	295,4	117,6
			211,66	1226,00	0,037	589,4	292,5
			71,60	4994,08	0,005	591,5	388,1
Kiessand 0/28,5	3,7	2,05	94,78	276,48	0,054	295,4	170,0
			3,73	177,58	0,004	199,3	3,73
			29,26	6093,86	0,002	429,0	29,26
Sand 0,2/1,2	0	1,52	14,45	1218,27	0,003	346,5	14,45
			39,52	45,47	0,205	96,2	39,52
			30,72	666,41	0,015	98,9	30,72
			121,01	178,10	0,197	101,1	121,01

5.3.4.2 Parameter für ein ausgewähltes Stoffmodell zum plastischen Verformungsverhalten in Abhängigkeit von den Spannungen

In Tabelle 5-4 sind für verschiedene Gesteinskorngemische die Parameter für das LEKARP-Modell [LEKARP, 1997] aufgeführt.

Tabelle 5-4: Parameter für das LEKARP-Modell nach Gleichung 5-34 für eine Lastwechselzahl von $N = 20\,000$ [LEKARP, 1997]

Material	Wasser- gehalt [%]	Trocken- dichte [g/cm ³]	a [-]	b [-]
Granodiorit 0/28,5	1,8	2,09	0,001	3,201
Kalkstein 0/28,5	4,7	2,26	0,0002	6,743
Kiessand 0/28,5	3,7	2,05	0,066	2,242
Sand 0,2/1,2	0	1,52	0,925	5,341

5.3.4.3 Parameter für ein ausgewähltes Stoffmodell zum plastischen Verformungsverhalten in Abhängigkeit von den Spannungen und der Anzahl der Lastwechsel

LEKARP berechnete weiterhin für das PAUTE-Modell [PAUTE, 1993] den Parameter A nach Gleichung 5-37 für die in Tabelle 5-3 aufgeführten Versuche spannungsabhängig. In einigen Fällen war die Korrelation sehr hoch und in anderen Fällen sehr niedrig. Er schlussfolgerte, dass dieses erweiterte PAUTE-Modell keine sehr guten Ergebnisse liefert.

Die Materialparameter A, B, C, und D für das Stoffmodell von HUURMAN [HUURMAN, 1996] können anhand folgender Gleichungen ermittelt werden:

$$A = a_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{a_2}, \quad B = b_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{b_2} \quad \text{Gleichungen 5-39a-d}$$

$$C = c_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{c_2}, \quad D = d_1 \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{d_2}$$

mit

$a_1, a_2, b_1, b_2, c_1, c_2, d_1, d_2$	[-]	spannungsabhängige Parameter
N	[-]	Anzahl der Lastwechsel
σ_1	[kPa]	große Hauptspannung
$\sigma_{1,f}$	[kPa]	große Hauptspannung beim Bruch.

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \sin\phi) \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \cos\phi}{(1 - \sin\phi)} \quad \text{Gleichung 5-40}$$

mit

ϕ	[°]	Winkel der inneren Reibung
c	[kPa]	Kohäsion
σ_3	[kPa]	Zellspannung.

Der Parameter A gibt den Wert der plastischen Dehnungen bei 1000 Lastwechseln wieder und der Parameter B die Zunahme der plastischen Dehnungen mit steigender Lastwechselzahl. A und B sind spannungsabhängig; mit zunehmenden Spannungen werden die Parameter A und B größer. Die Kohäsion c und der Winkel der inneren Reibung ϕ werden aus statischen Bruchversuchen bestimmt.

Von VAN NIEKERK [VAN NIEKERK, VAN SCHEERS, 2000] wurden für einen RC-Betonschotter 0/40 die Parameter für dieses Stoffmodell aus Triaxialversuchen bestimmt (Tabellen 5-5 und 5-6). Dabei wurden verschiedene Einbaudichten (Verdichtungsgrade) untersucht.

Tabelle 5-5: Modell-Parameter für das HUURMAN-Modell nach Gleichung 5-38 für einen RC-Betonschotter [VAN NIEKERK, VAN SCHEERS, 2000]

Dehnungen	Verdichtungs- grad D_{Pr} [%]	a_1 [%]	a_2 [-]	b_1 [-]	b_2 [-]	c_1 [-]	c_2 [-]	d_1 [-]	d_2 [-]
vertikal	100	-0,433	1,331	0,629	1,196	1	2,939	1	6,487
radial	100	0,196	0,8	1	1,33	1	2,4	1	6,8
vertikal	103	-0,566	1,952	2,818	1,696	1	7	1	5,04
radial	103	1,797	2,606	2,608	1,733	1	7	1	5

Tabelle 5-6: Scherparameter für das HUURMAN-Modell nach Gleichung 5-43 für einen RC- Betonschotter [VAN NIEKERK, VAN SCHEERS, 2000]

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	c [kPa]	ϕ [°]
100	98,1	40,5
103	89,5	42,9

5.4 Energiemethode

Durch die Verzögerung zwischen den Spannungen als Folge der in die ToB eingebrachten Belastungen und den daraus resultierenden Dehnungen kommt es zu einer teilweisen Dissipierung (Aufzehrung) der eingebrachten Energie (sog. konjugierte Formänderungsenergie). Grundsätzlich lässt sich diese eingeleitete Energie in zwei Anteile aufspalten: die elastische, wiedergewinnbare Formänderungsenergie und die nicht wiedergewinnbare Formänderungsenergie. Der elastische Anteil führt zu einer Rückverformung der Probe, insofern die Spannungen so klein sind, dass kein zunehmendes Versagen stattfindet. Der zweite Teil der eingebrachten Formänderungsenergie geht verloren und wird zum Großteil in Wärme umgewandelt. Es kommt zu einer Veränderung der Materialeigenschaften, die letztlich zu einer Schädigung führt. Dieser Modellansatz wird derzeit in der Fachwelt diskutiert und ist umstritten, da für viele Autoren weder ein quantitativer noch ein qualitativer Zusammenhang zwischen der nicht wiedergewinnbaren Formänderungsenergie und dem resultierenden Schaden besteht [BLAB, 2001]. Nicht einig ist man sich auch darüber, ob die gesamte im Zuge der Belastungsgeschichte errechnete dissipierte Formänderungsenergie oder nur deren jeweilige Differenz zwischen zwei aufeinanderfolgenden Lastwechseln als maßgebend für die Schädigung anzusetzen ist. Insgesamt fehlt dem Ansatz, über die dissipierte Formänderungsenergie auf die Schädigung der ToB zu schließen, noch die wissenschaftliche Verifikation und Anerkennung in der Fachwelt.

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Gesteinskorngemischen für ToB bildet eine Hystereseschleife. Bei Auswertung dieser Hystereseschleife können die plastischen und elastischen Dehnungen ermittelt werden (Abbildung 5-17).

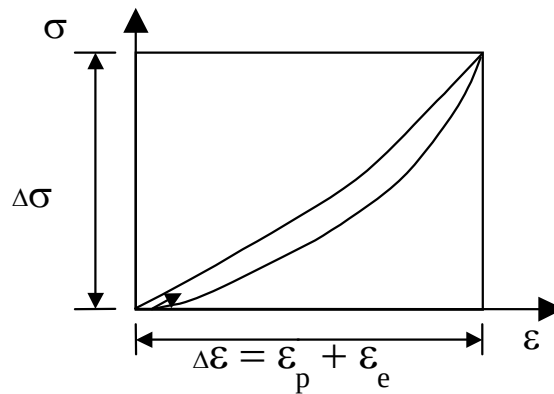


Abbildung 5-17: Schematische Hystereseschleife

Die dissipierte Energie W pro Lastwechsel entspricht geometrisch der Fläche innerhalb der Hystereseschleife:

$$W = 0.5 \left(\oint \sigma \cdot d\varepsilon - \oint \varepsilon \cdot d\sigma \right) \quad \text{Gleichung 5-41}$$

mit

σ [kPa] aufgebrachte Spannung

ε [-] Dehnung.

Aus der Form und Lage der Hystereseschleifen lassen sich qualitative Aussagen bezüglich des Spannungs-Verformungsverhaltens bei dynamischer Belastung ableiten. Voraussetzung für die Anwendung der Energiemethode sind viskoelastische Stoffmodelle, um die Zeitverzögerung des Spannungs-Verformungsverhaltens simulieren zu können. Generell ist jedoch die Anwendung der Energiemethode zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens von ToB möglich.

5.5 Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Beanspruchung von ToB und Böden

Der Nachweis zur Einhaltung der zulässigen Beanspruchung ist nur für ToB und Böden unter flexiblen Befestigungen (Asphalt- und Pflasterbefestigungen) erforderlich. Bei ToB und Böden unter Betondecken kann der nachfolgend beschriebene Nachweis entfallen. Zulässige Spannungen in Abhängigkeit von der Zahl der Lastwiederholungen sowie von den Materialeigenschaften eines Halbraumes bzw. eines Schichtensystems in Abhängigkeit von den auftretenden Spannungen und den Materialeigenschaften eines Halbraumes bzw. eines Schichtensystems können bis zum Vorliegen von Ergebnissen genauerer Untersuchungen anhand der Gleichungen 5-42 bzw. 5-43 [HEUKELOM, 1953] abgeschätzt werden:

$$\text{zul. } \sigma_z = \frac{0,0875 \cdot E_{v2}}{(1 + 0,7 \cdot \log \text{ vorh. } N_B) \cdot \gamma} \quad \text{Gleichung 5-42}$$

$$\text{zul. } N_B = 10^{\frac{1}{0,7} \left(\frac{0,0875 \cdot E_{v2}}{\text{vorh. } \sigma_z \cdot \gamma} - 1 \right)}$$

Gleichung 5-43

mit

N_B	[-]	Anzahl der Lastwechsel für die jeweilige Bemessungsperiode
E_{v2}	[MN/m ²]	statischer Verformungsmodul auf dem Schichtensystem (Untergrund bzw. ToB)
σ_z	[MN/m ²]	vertikale Spannung auf OK Planum/Untergrund/Schichtensystem
vorh. σ_z	[MN/m ²]	vorhandene vertikale Spannung auf OK Planum/Untergrund/Schichtensystem
zul. σ_z	[MN/m ²]	zulässige vertikale Spannung auf OK Planum/Untergrund/Schichtensystem
γ	[-]	Sicherheitsfaktor - nach Bedarf festzulegen; zur Einhaltung des Sicherheitsniveaus nach RStO 01 [RStO 01] werden die Sicherheitsfaktoren nach Tabelle 5-7 empfohlen.

Für die Nachweisführungen an den gebundenen Schichten (Asphalt, Beton) sind die Hinweise der Arbeitspapiere über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt und Beton [FGSV, Arbeitspapier über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt], [FGSV, zum mechanischen Verhalten unbewehrter Betondecken in Befestigungen für Verkehrsflächen, 2003] zu berücksichtigen.

Tabelle 5-7: Sicherheitsfaktoren auf Grundlage des Sicherheitsniveaus der RStO 01 [REINISCH, 2001]

	Sicherheitsfaktor γ für Böden	Sicherheitsfaktor γ für Frostschutzschichten	Sicherheitsfaktor γ für Kies- und Schottertragschichten
Sicherheitsbedürfnis hoch (z.B. Bauklasse SV, I)	4,0	3,0	2,5
Sicherheitsbedürfnis normal (z.B. Bauklasse II bis IV)	3,0	1,5	1,5
Sicherheitsbedürfnis gering (z.B. Bauklasse V, VI)	1,0	1,0	1,0

Sowohl unterschiedlich große Achslasten (Achslastkollektiv) als auch unterschiedliche Temperaturzustände führen zu unterschiedlichen Beanspruchungszuständen (a, b, c... nach Gleichung 5-44). Die Ermittlung des daraus resultierenden kumulativen Ermüdungsschadens

ist nach der Hypothese von MINER [MINER, 1945] nach den Gleichungen 5-44 und 5-45 vorzunehmen.

Es gilt:

$$\text{akkumulierter Schaden} \quad \frac{\text{vorh}N_a}{\text{zul}N_{Ba}} + \frac{\text{vorh}N_b}{\text{zul}N_{Bb}} + \frac{\text{vorh}N_c}{\text{zul}N_{Bc}} + \dots + \frac{\text{vorh}N_z}{\text{zul}N_{Bz}} \leq 1 \quad \text{Gleichung 5-44}$$

$$\text{Schadensbedingung} \quad \sum_{i=a}^z \frac{n_i}{\text{zul}N_i} = 1 \quad \text{Gleichung 5-45}$$

mit:

- vorh. $N_{a(b, c, \dots)}$ [-] die mit der Beanspruchung σ_z im Beanspruchungszustand a (b, c...) vorhandene Anzahl von Beanspruchungswiederholungen
- zul. N_{Ba} [-] die mit der Beanspruchung σ_z im Beanspruchungszustand a (b, c...) ertragbare (= zulässige) Anzahl von Beanspruchungswiederholungen.

Für den Nachweis der zulässigen Spannung von ToB in Asphaltbefestigungen wird empfohlen, die maßgebende Beanspruchung (hier: Vertikalspannung σ_z) anhand der E-Modulverteilung im Asphaltpaket entsprechend repräsentativer Temperaturgradienten für mindestens vier Temperaturperioden, besser jedoch für 12 Monate vorzunehmen. Zur Ermittlung der Steifigkeit des Asphaltpaketes entsprechend des Temperaturgradienten sollten die Asphaltpakete dann in Subschichten von ca. 2 cm unterteilt werden (genauere Angaben hierzu s. [FGSV, Arbeitspapier über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt]).

Die Abschätzung der Beanspruchungszustände infolge unterschiedlicher Achslasten bzw. Achslastklassen können vereinfacht auch auf eine Standardachse mit Hilfe der 4.- Potenzregel [RStO] umgerechnet werden.

Asphalttragschichten unter Pflaster- bzw. Betondecken dürfen ohne Unterteilung in Subschichten in die Berechnungen eingeführt werden. Es sind die in Schichtmitte auftretenden mittleren Temperaturen maßgebend für die Ermittlung der Schichtmoduln des Asphaltes. Die Asphaltsteifigkeit sollte gleichfalls für mindestens vier verschiedene Temperaturperioden in die Ermittlung der Beanspruchung eingeführt werden.

Einbautechnisch bedingte Mindestdicken der ToB dürfen nicht unterschritten werden.

Berechnungsbeispiel

Für verschiedene Befestigungen nach Tafel 1 der RStO 01 [RStO 01] wurden mit dem Programm BISAR [BISAR, 1972] Beanspruchungsberechnungen durchgeführt und Spannungen, Dehnungen sowie Einsenkungen an verschiedenen Positionen des Systems in der Lastachse ermittelt.

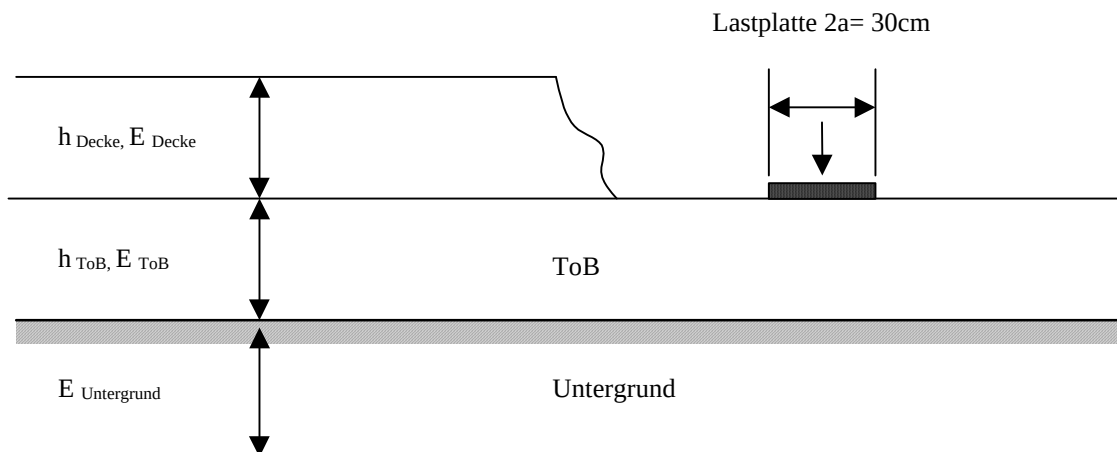


Abbildung 5-18: Schematischer Aufbau einer Fahrbahnbefestigung für Berechnungen nach der Mehrschichtentheorie

Im Einzelnen wurden die Bauweisen der Zeilen 1, 3 und 4 der Tafel 1 der RStO 01 untersucht. Dabei wurde eine kreisförmige, schlaife Last mit einer konstanten Flächenpressung von 0,81 MPa (entspricht 11,5 t Achslast und kreisförmiger Radaufstandsfläche mit Durchmesser $D = 30$ cm) berücksichtigt. Die Asphaltsschichten wurden vereinfachend zu einem Modellasphaltpaket, d.h. Steifigkeit unabhängig von der Asphaltzusammensetzung [FGSV, Arbeitspapier über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt], zusammengefasst. Für eine Belastungsfrequenz von 10 Hz (entspricht 60 km/h) ergibt sich folgende Abhängigkeit des E-Moduls des Modellasphaltes von der Temperatur:

$$E(T) = 0,0012 \cdot T^4 + 0,1596 \cdot T^3 - 2,6742 \cdot T^2 - 354,11 \cdot T + 12846 \quad \text{Gleichung 5-46}$$

Um den jahreszeitlich bedingten Temperaturschwankungen gerecht zu werden, wurden die Berechnungen für vier verschiedene Temperaturverläufe im Asphaltpaket durchgeführt (Oberflächentemperaturen: $-7,5$ °C, $+7,5$ °C, $+27,5$ °C und $+47,5$ °C). Der Verlauf der Temperaturen im Asphaltkörper in Abhängigkeit von den verschiedenen Oberflächentemperaturen wurde der Arbeit von JANSSEN [JANSSEN, 1985] entnommen werden. In Tabelle 5-8 sind die E-Modulverteilungen für die vier untersuchten Temperaturzustände in Abhängigkeit von der Tiefe unter OK dargestellt. Für die Berechnungen wurde das Asphaltpaket in 2 cm dicke Schichten unterteilt und der E-Modul jeweils in Abhängigkeit von der in Schichtmitte wirkenden Temperatur in die Berechnungen eingeführt.

Die Schichtmoduln für die ToB wurden iterativ unter der Vorgabe bestimmt, den erforderlichen E_{V2} -Wert nach ZTV T-StB auf der betrachteten Schicht einzuhalten. Die Bestimmung der Schichtmoduln der FSS erfolgte mit Hilfe der Annahme eines Zwei-Schicht-Systems mit einem Untergrundmodul von $E_U = 45 \text{ MPa}$. Berechnet wurden die Schichtmoduln für die kleinste und größte Dicke der FSS gemäß RStO 01. Analog zu den vom Plattendruckversuch bekannten Belastungsstufen zur Ermittlung des Verformungsmoduls E_{V2} ($0,3 p_{\max}$, $0,7 p_{\max}$; mit $p_{\max} = 0,5 \text{ MPa}$) wurden die Schicht-Moduln bzw. Einsenkungen an der Oberfläche so lange variiert bis der erforderliche E_{V2} -Wert für die FSS erreicht wurde. Für die Zeilen 3 und 4 musste dieser Schritt auch für ein Dreischichtensystem durchgeführt werden, um die Schichtmoduln für die ToB oberhalb der FSS zu bestimmen. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 5-9 dargestellt.

Da BISAR auf der Basis einer schlaffen Lasteintragung beruht und der Plattendruckversuch mit einer starren Lastplatte durchgeführt wird, mussten die errechneten Einsenkungen an der Oberfläche umgerechnet werden. Es besteht folgender Zusammenhang:

$$s_{\text{schlaff}} = 2 \cdot (1 - \mu^2) \cdot a \cdot \frac{p}{E} \quad (\text{z.B. BISAR}) \quad \text{Gleichung 5-47}$$

$$s_{\text{starr}} = \frac{\pi}{2} \cdot (1 - \mu^2) \cdot a \cdot \frac{p}{E} \quad (\text{z.B. Plattendruckversuch}) \quad \text{Gleichung 5-48}$$

mit

s	[mm]	Einsenkung
p	[MPa]	Pressung
a	[mm]	Radius der Flächenlast
μ	[-]	Querdehnzahl
E	[MPa]	Elastizitätsmodul.

Die mit BISAR errechneten Einsenkungen müssen also um den Faktor $\pi/4$ abgemindert werden. Die gesuchte Zielgröße E_{V2} ergibt sich dann entsprechend DIN 18134 zu:

$$E_{V2} = 1,5 \cdot a \cdot \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \cdot \frac{4}{\pi} \quad \text{Gleichung 5-49}$$

Als Querdehnzahl wurde vereinfachend für alle ungebundenen Schichten $\mu = 0,5$ gewählt, was Volumenkonstanz (Material ist inkompressibel) bedeutet. Für die gebundenen Schichten wird eine konstante Querdehnzahl von 0,35 gewählt, die Temperaturabhängigkeit von μ bleibt damit bei den Berechnungen unberücksichtigt.

Mit den o. g. Annahmen wurden so für die verschiedenen Bauweisen der RStO 01 die maßgebenden Spannungen und Dehnungen in der Lastachse berechnet und tabellarisch zusammengefasst (Anlage 1), um daraus die zulässige Beanspruchung ermitteln zu können.

Tabelle 5-8: E-Moduln des Modellasphaltes in unterschiedlichen Tiefen bei verschiedenen Oberflächentemperaturen

Nr. [-]	Tiefe [cm]	E-Modul der Asphaltsschicht [MPa] bei Oberflächentemperatur			
		- 7,5 °C	7,5 °C	27,5 °C	47,5 °C
1	0 – 2	15136	10103	3815	863
2	2 – 4	14929	10103	3962	1149
3	4 – 6	17716	10103	4114	1435
4	6 – 8	14529	10066	4242	1781
5	8 – 10	14338	10066	4373	2192
6	10 – 12	14177	10066	4480	2496
7	12 – 14	14013	10066	4588	2688
8	14 – 16	13880	10066	4670	2880
9	16 – 18	13779	10066	4753	3072
10	18 – 20	13644	10029	4837	3312
11	20 – 22	13576	10029	4893	3532
12	22 – 24	13474	10029	4949	3685
13	24 – 26	13405	10029	5006	3838
14	26 – 28	13336	10029	5064	3991
15	28 – 30	13267	10029	5122	4144
16	30 – 32	13197	10029	5180	4297
17	32 – 34	13127	10029	5209	4450

Tabelle 5-9: Erforderliche Mindest-Schichtmoduln der Gesteinskorngemische zur Einhaltung der geforderten Verformungsmoduln (gemäß RStO 01, Tafel 1)

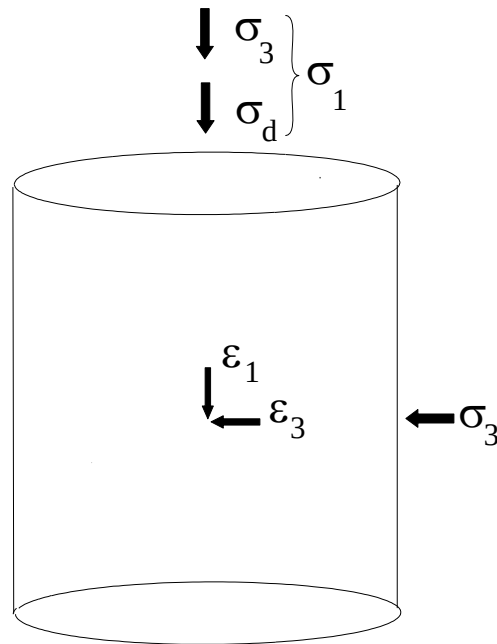
Zeile	Bauklasse	SV	I	II	III	IV	V	VI
1	Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht							
	FSS	$E_{v2} \geq 120 \text{ MPa}$ erf. E-Modul: 200 MPa (25 cm Dicke) 123 MPa (59 cm Dicke)				$E_{v2} \geq 100 \text{ MPa}$ erf. E: 160 MPa (21 cm) 104 MPa (55 cm)		
	Dicke FSS (MIN u. MAX)	25 – 59 cm				21 – 55 cm		
3	Asphalttragschicht und Schottertragschicht auf Frostschutzschicht							
	Schottertrag- schicht (15 cm)	$E_{v2} \geq 150 \text{ MPa}$ erf. E-Modul : 215 MPa (26 cm FSS) 230 MPa (48 cm FSS)				$E_{v2} \geq 120 \text{ MPa}$ erf. E: 128 MPa (18 cm) 155 MPa (40 cm)		
	FSS	$E_{v2} \geq 120 \text{ MPa}$ erf. E-Modul: 195 MPa (26 cm Dicke) 128 MPa (48 cm Dicke)				$E_{v2} \geq 100 \text{ MPa}$ erf. E: 195 MPa (18 cm) 103 MPa (40 cm)		
	Dicke FSS (MIN u. MAX)	26 – 48 cm				18 – 40 cm		
4	Asphalttragschicht und Kiestragschicht auf Frostschutzschicht							
	Kiestragschicht (20 cm)	$E_{v2} \geq 150 \text{ MPa}$ erf. E-Modul : 185 MPa (25 cm FSS) 190 MPa (43 cm FSS)				$E_{v2} \geq 120 \text{ MPa}$ erf. E: 123 MPa (15 cm) 130 MPa (35 cm)		
	FSS	$E_{v2} \geq 120 \text{ MPa}$ erf. E-Modul: 200 MPa (25 cm Dicke) 135 MPa (43 cm Dicke)				$E_{v2} \geq 100 \text{ MPa}$ erf. E: 260 MPa (15 cm) 110 MPa (35 cm)		
	Dicke FSS (MIN u. MAX)	25 – 43 cm				15 – 35 cm		

6. Messmethoden

6.1 Triaxialversuch

Die in den Tragschichten ohne Bindemittel eingebauten Gesteinskorngemische befinden sich in einem räumlichen Spannungszustand. Die Hauptbelastung wird durch die auf der Oberseite der Straßenbefestigung einwirkenden Radlasten hervorgerufen. Die damit erzeugte Spannung hat in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen (z.B. Baustoff und Dicke der gebundenen Schichten, Material und Tiefenlage der ungebundenen Tragschichten) mehr oder weniger Einfluss auf die darunterliegenden Gesteinskorngemische. Neben dieser veränderlichen äußeren Belastung stehen die Gesteinskorngemische in einem annähernd gleichmäßigen Ausgangsspannungszustand, der durch die Überbauung, das Eigengewicht und die innere Verspannung der Kornhaufwerke erzeugt wird.

In den letzten Jahren hat sich der Triaxialversuch auch in der Straßenbauforschung für die versuchstechnische Erfassung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Gesteinskorngemischen durchgesetzt. Der Triaxialversuch ist gut geeignet, eine Materialprobe in einem rotationssymmetrischen Spannungszustand (σ_1 ; $\sigma_2 = \sigma_3$) zu belasten und die dadurch erzeugten Verformungen zu erfassen. Die kreisflächenförmige Lasteintragung der Axialspannungen im Triaxialversuch ist mit den Belastungsbedingungen des Plattendruckversuches bzw. näherungsweise dem Überrollvorgang eines Fahrzeugrades vergleichbar. Im Plattendruckversuch kann die vertikale Druckspannung auf der Oberseite der zu prüfenden Konstruktion gesteuert und gemessen werden, jedoch i.d.R. nicht die sich in einer bestimmten Tiefe im Korngerüst aufbauende Horizontalspannung. Diese Radialspannung kann dagegen im Triaxialversuch über die gesamte Probenhöhe ebenfalls exakt aufgebracht und variiert werden. Am Triaxialprobekörper können die Kenngrößen wie folgt definiert werden:



mit

ε_1	[‰]	Vertikaldehnung
ε_3	[‰]	Radialdehnung
σ_1	[kPa]	Vertikalspannung
σ_3	[kPa]	Zellspannung
σ_d	[kPa]	Deviatorspannung.

Abbildung 6-1: Definition der Kenngrößen im Triaxialversuch

Die Vorzeichenkonvention entspricht der in der Bodenmechanik üblichen Vereinbarung mit positivem Vorzeichen für Stauchungen und Volumenreduktionen. Die Gesamtvertikalspannung σ_1 ergibt sich in Abhängigkeit von der Gerätekonstruktion oft als Summe der Deviatorspannung σ_d und der hydrostatischen Zellspannung σ_3 .

In den einzelnen Forschungseinrichtungen kommen die verschiedensten Triaxialgeräte zur Anwendung. Die wesentlichsten Unterschiede zwischen den Triaxialanlagen bestehen:

- in den geometrischen Abmessungen der zylindrischen Probekörper (Höhe H , Durchmesser D , Verhältnis H/D)
- in der Art und Weise der Erzeugung der Deviatorspannung (Hydraulik oder Pneumatik)
- im Zelldruckmedium (Öl, Wasser, Luft oder mittels Vakuumerzeugung innerhalb der Probe)
- in der Art und Weise der Erfassung der Vertikalverformungen (über gesamte Probenhöhe oder zwischen den Drittels- oder Viertelpunkten bei verschiedener Anzahl und Anordnung der Wegaufnehmer)

- in der Art und Weise der Erfassung der Radialverformungen (in Probenmitte oder in den Höhen der Vertikalmessung mittels Wegaufnehmern, Plasteringen, Dehnmessstreifen etc.).

Für die in der Bodenmechanik praktizierte Ermittlung der Scherfestigkeit von Böden mit einem Triaxialgerät ist in der DIN 18137-2 [DIN 18137-2] die Versuchsdurchführung, die Probenherstellung und die Geräteausstattung vorgeschrieben. Jedoch ist diese Norm nur bedingt geeignet für die Untersuchungen zum Spannungs-Verformungsverhalten von Gesteinskorngemischen. Die Mehrzahl dieser Geräte zur Prüfung von Böden lässt es aufgrund der geringen Probenabmessungen (maximaler Probendurchmesser ≤ 100 mm) nicht zu, die im Straßenbau eingesetzten Gesteinskorngemische im gesamten Korngrößenbereich (Größtkorn i.d.R. zwischen 22 und 45 mm) einzubauen. Während die Versuchsdurchführung in diesem Routineversuch der Bodenmechanik im Allgemeinen dem Materialverhalten in der Nähe des Bruchzustandes gilt, ist in der Nutzungsphase einer Straßenbefestigung das elastische Stoffverhalten der eingebauten Baustoffe von Interesse. Deshalb unterscheidet sich die Zielstellung bei der Durchführung von Triaxialversuchen an Gesteinskorngemischen im Vergleich zur Versuchsdurchführung nach der DIN 18137-2. Beispielhaft sind folgende Punkte zu nennen:

- Der Einbau von Gesteinskorngemischen erfordert keine langwierigen Herstellungs- und Konsolidierungsphasen.
- Das Probematerial wird mit einem Wassergehalt versetzt, der in der Nähe des natürlichen Wassergehaltes liegt, wobei geringe Abweichungen davon das Materialverhalten der Gesteinskorngemische nicht wesentlich beeinflussen.
- Die Triaxialversuche werden unter drainierten Verhältnissen durchgeführt, da auch die Entwässerung einer Straßenkonstruktion im Regelfall drainierte Bedingungen während der Nutzungsphase schafft. Es bildet sich somit kein Porenwasserdruck aus, und demzufolge treten keine signifikanten Abhängigkeiten der elastischen Eigenschaften von der Belastungszeit auf.
- Es erfolgt eine definierte Erzeugung von Spannungszuständen, wie diese im Feldversuch oder in der Belastung durch eine Verkehrslast in der ToB vorherrschen. Somit erfolgt die Messwerterfassung nicht in dem Bereich des Bruchspannungszustandes.
- Um das elastische Verformungsverhalten effektiv zu untersuchen, ist es günstig die Probekörper mit einer Dichte im unmittelbaren Bereich der Proctordichte ($D_{Pr} = 97 - 103$ %) herzustellen.

Für die Anwendung des Triaxialversuchs für Gesteinskorngemische unter dynamischer Belastung im Straßenbau ist die pr EN 13286-7 [pr EN 13286-7] heranzuziehen.

Im Rahmen dieses Arbeitspapiers soll beispielhaft die Triaxialanlage des Straßenbaulabors in St. Brieuc (Frankreich), welche serienmäßig hergestellt wird, vorgestellt werden. Diese Triaxialanlage ist durch folgende Kurzcharakteristik gekennzeichnet:

- Probengeometrie 320*160 mm ($H/D = 2,0$)
- neun γ Anker im Material in drei Ebenen (jeweils 120° versetzt) in Verbindung mit sechs induktiven Wegaufnehmern
 - in Probenmitte Aufnahme der Radialverformungen
 - im mittleren Drittel der Probe erfolgt Messung der Vertikalverformungen, dadurch werden Reibungseinflüsse zwischen dem Probekörper und der Apparatur deutlich minimiert
- Zelldruck und Deviatorbelastung über Druckluft
- Steuerung und Auswertung über einen PC

Komplettiert wird dieses Gerät mit einer pneumatischen Einrichtung zur einlagigen Probekörperherstellung, welche eine gleichmäßige Dichteverteilung über die gesamte Probenhöhe ermöglichen soll. In der Abbildung 6-2 ist der prinzipielle Aufbau dieser Triaxialanlage dargestellt.

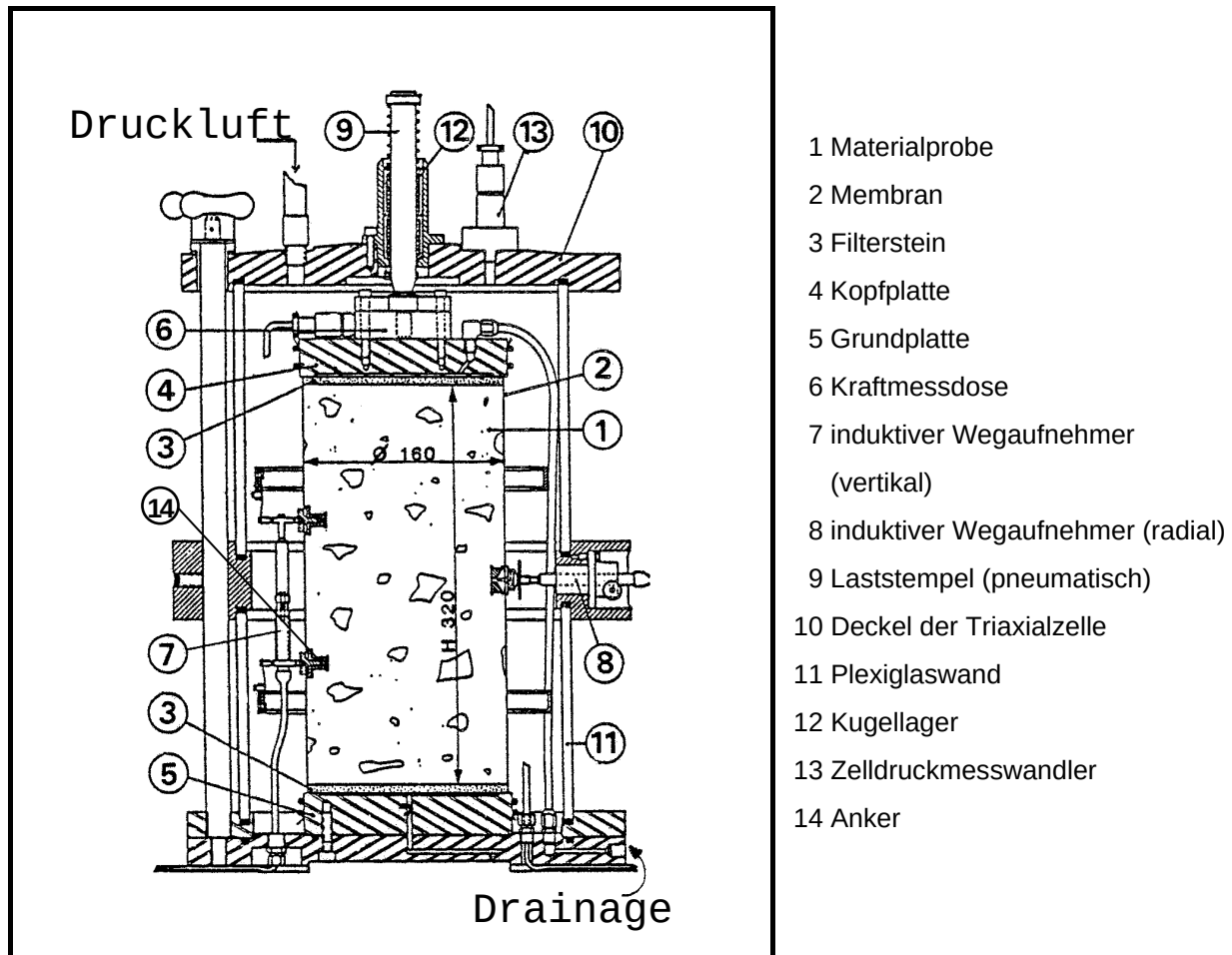


Abbildung 6-2: Triaxialgerät des Straßenbaulabors in St. Brieuc [PAUTE, 1987]

Grundsätzlich sind verschiedene Variationsmöglichkeiten bei der Wahl der möglichen Spannungswege und der Größe der aufzubringenden Belastung im Triaxialversuch möglich. Die Spannungswege werden in Abhängigkeit u.a. von der verwendeten Triaxialanlage oder vom Stoffgesetz, für welches die Materialparameter in der Auswertung der Versuche ermittelt werden sollen, festgelegt. In dem konventionellen triaxialen Kompressionsversuch (Bezeichnung: KTK nach ARSLAN [ARSLAN, 1980]) wird i.d.R. die Probe nach dem Einbau einem hydrostatischen Spannungszustand ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) ausgesetzt und anschließend wird eine zusätzliche Vertikalspannung (Deviatorspannung σ_d) im gewünschten Spannungsverhältnis σ_1/σ_3 aufgebracht. Diese Art und Weise der Belastung wird als indirekter Spannungsweg bezeichnet. Der somit entstandene Endspannungszustand kann auch auf direktem Wege angesteuert werden. Während bei der statischen Versuchsdurchführung diese Parallelsteuerung der Zell- und Deviatorspannung mit den verschiedenen Triaxialgeräten keine größeren Schwierigkeiten bereiten dürfte, so erfordert die Anwendung des direkten Spannungsweges bei den dynamischen Triaxialanlagen eine zyklische Steuerung der Radialspannung in der gleichen Frequenz, mit der die Deviatorspannung aufgebracht wird. Diese Möglichkeit besitzen aber nur wenige Versuchsanlagen. Untersuchungen von GLEITZ [GLEITZ, 1996] an der

Triaxialanlage in Nottingham zeigten, dass bei den getesteten Kiessanden keine signifikanten Unterschiede im Bezug auf die reversiblen Dehnungen zwischen den indirekten und direkten Spannungswegen festgestellt werden konnten.

Bei der Mehrzahl der an Gesteinskornmischungen zur Erfassung des Spannungs-Verformungsverhaltens durchgeführten Triaxialversuche wird der indirekte Spannungsweg angewendet, was mit der sehr aufwendigen Versuchsdurchführung bei der zyklischen Steuerung der Zellspannung (z.B. Verwendung von Öl als Zelldruckmedium, Entlüftung des Ölkreislaufes) zu begründen ist.

Das Dresdner Stoffmodell (siehe Abschnitt 5.3.1) basiert auf der Betrachtung des Gesamtspannungszustandes. Deshalb sind in der Versuchsdurchführung bei der Anwendung dieses Stoffmodells für die spätere Auswertung des Versuches ebenfalls die reversiblen Dehnungen des hydrostatischen Spannungszustandes zu ermitteln. Die entsprechenden Anteile der deviatorischen und hydrostatischen Dehnungsanteile sind dann folgendermaßen zu superponieren:

$$\varepsilon_{1,3} = \varepsilon_{1,3h} + \varepsilon_{1,3d} \quad \text{Gleichung 6-1}$$

mit

$\varepsilon_{1,3}$	[-]	Gesamtdehnung
$\varepsilon_{1,3h}$	[-]	hydrostatischer Dehnungsanteil
$\varepsilon_{1,3d}$	[-]	deviatorischer Dehnungsanteil.

Die K-Theta-Modelle und die Stoffmodelle, die auf der Basis des Kompressions- und Schermoduls arbeiten (z.B. Boyce-Modell, Mayhew-Modell), beziehen in ihren Funktionsgleichungen nur die deviatorischen Dehnungsanteile ein. In der Abbildung 6-3 wird der Zusammenhang zwischen den verschiedenen Anteilen des Gesamtspannungszustandes beim indirekten Spannungsweg deutlich. In diesem Fall wird oft der deviatorische Spannungsweg für die Schreibweise der G-K-Modelle mit $p/q = 3$ gekennzeichnet.

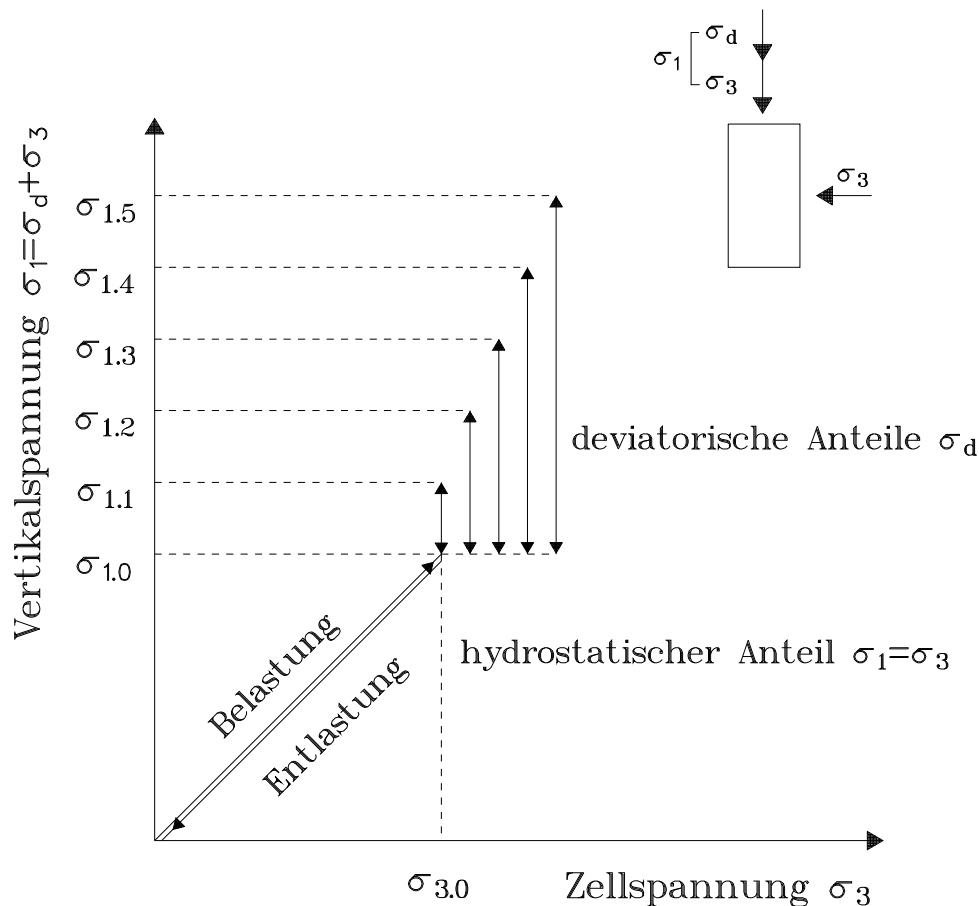


Abbildung 6-3: Indirekte Spannungswege in den Triaxialversuchen [GLEITZ 1996]

Die Probekörper sollten bei mindestens vier verschiedenen Zellspannungen σ_3 , die in Abhängigkeit vom Material und von der Versuchsanlage zwischen 40 und 350 kPa festzulegen sind, untersucht werden. Muss die Zellspannung aufgrund einer großen Probengeometrie (keine Einhausung des Probekörpers möglich) über ein Vakuumsystem erzeugt werden, so sind die Zellspannungen im Bereich von 20 bis 80 kPa zu wählen. Nach dem Erreichen des gewünschten Zelldruckes werden die zusätzlichen Vertikalspannungen (Deviatorspannungen) im gewünschten Verhältnis σ_1/σ_3 , welches für die Untersuchungen zum elastischen Materialverhalten in den Größenordnungen zwischen $\sigma_1/\sigma_3 = 1,1$ bis 3,0 liegen sollte, aufgebracht. Im Ergebnis der Triaxialversuche müssen dann genügend Wertepaare (σ_1 , σ_3 , ε_1 , ε_3) vorliegen, mit denen für die verschiedenen Stoffgesetze die einzelnen Materialparameter bestimmt werden können.

Auf folgende Labor- und Feldversuche zur Bestimmung von weiteren Kennwerten von Gesteinskorngemischen wird verwiesen:

- CBR-Versuch (California Bearing Ratio) nach TP BF-StB Teil B 7 [TP BF-StB],
- Proctorversuch nach DIN 18127 [DIN 18127],

- Plattendruckversuch nach DIN 18134 [DIN 18134],
- Versuche mit dem Leichten Fallgewichtsgerät nach TP BF-StB Teil B 8.3 [TP BF-StB],
- Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche nach DIN 18125-2 [DIN 18125-2],
- Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle nach TP BF-StB Teil E 2 [TP BF-StB].

7. Hinweise zur Anwendung der Rechenverfahren

7.1 Mehrschichtentheorie

Grundlegende Voraussetzung für die Anwendung der Mehrschichtentheorie ist die Annahme linearelastischer, isotroper sowie homogener Schichten. Bezogen auf die in diesem Arbeitspapier beschriebenen Materialien für Tragschichten ohne Bindemittel sind diese Annahmen in jedem Falle fehlerbehaftet. Insofern können Berechnung auf der Grundlage der Mehrschichtentheorie lediglich zur Abschätzung von Beanspruchungszuständen in Straßenbefestigungen angesehen werden (vgl. Kapitel 5.3.1). Außerdem können Streuungen von Materialparametern innerhalb einer Schicht nicht berücksichtigt werden.

Zur Durchführung der Berechnungen ist es möglich, entsprechend der Schichtenfolge in den zu bemessenden Befestigungen Schichtmodul E und Querdehnzahl μ konstant über die gesamte Schicht anzunehmen. Für die Berechnungen sind dann die Materialparameter gemäß Abschnitt 5.3.1.2, Tabelle 5-1, anzuwenden. Als Vergleichswerte (zulässige Spannungen/Dehnungen) sind die Werte gemäß Abschnitt 5.4, Tabellen 5-7 und 5-8, anzuwenden.

Zur Verbesserung der Annäherung der Berechnung an reale Verhältnisse können die im Folgenden beschriebenen weiteren Überlegungen zielführend sein:

Gesteinskorngemische verhalten sich bei Belastung nichtlinear elastisch und plastisch. Der wesentlichste Einflussparameter für die Nichtlinearität ist die Spannung, welche in horizontaler und vertikaler Richtung von Punkt zu Punkt sowohl innerhalb der Schicht als auch von Schicht zu Schicht nicht konstant ist. Hauptsächlich deshalb sind die für die Berechnung anzusetzenden Verformungsparameter (E , μ) der Gesteinskorngemische einer Schicht weder in vertikaler noch in horizontaler Richtung konstant. Das widerspricht der Annahme der Mehrschichtentheorie und führt zu Abweichungen zwischen der berechneten und der real vorhandenen Beanspruchungen eines Mehrschichtensystems. In horizontaler Richtung muss bei Anwendung der Mehrschichtentheorie schichtkonstantes Verformungsverhalten vorausgesetzt werden, eine Anpassung des Berechnungsmodells an die realen Verhältnisse in einer Straßenbefestigung ist nicht möglich. In vertikaler Richtung kann es jedoch zur Verbesserung der Genauigkeit der Berechnungen sinnvoll sein, reale Tragschichten für die Berechnung in Subschichten zu unterteilen. Hierdurch wird es z.B. möglich, zu- bzw. abnehmende Steifigkeiten infolge des Spannungsverlaufes innerhalb der Schicht zu modellieren [WELLNER, 1986].

Auch die Tatsache, dass Gesteinskorngemische Zugspannungen nicht bzw. nur in begrenzter Größenordnung aufnehmen können, kann dadurch berücksichtigt werden. Hierzu sind

Vorgehensweisen bekannt, welche durch Einführen von Subschichten die Abstufung des Elastizitätsmoduls über die Höhe der realen Schicht iterativ so ermitteln, dass Zugspannungen in den ToB sowie im Untergrund nicht bzw. nur begrenzt auftreten können [HOTHAN, 1986].

7.2 Methode der Finiten Elemente

Die Methode der Finiten Elemente beruht auf der gedanklichen Unterteilung eines Bauwerkes – oder eines wie für Straßenbefestigungen besser anzunehmenden Kontinuums bzw. geschichteten Kontinuums in kleine, „finite“ Elemente. Im Vergleich zur Mehrschichtentheorie liegt der Vorteil der FEM-Methode darin, dass jedem einzelnen Element unterschiedliche mechanische Eigenschaften zugeordnet werden können, so dass das nichtlineare Verformungsverhalten der Gesteinskorngemische sowohl in horizontaler Richtung als auch in vertikaler Richtung berücksichtigt werden kann.

Die Wahl der Elementgröße, -art und -form beeinflusst die Genauigkeit der Berechnung. Je kleiner die Elemente, desto genauer sind die zu erwartenden Berechnungsergebnisse, desto größer wird jedoch auch der Berechnungsaufwand (Rechenzeit). Es ist zu empfehlen, anhand von Vergleichsberechnungen Elementgröße, -art und -form in Voruntersuchungen zu bestimmen.

Durch Vorgabe einer Funktion für die maßgebenden Eingangsparameter (s. hierzu Abschnitt 5.3.2) in die Berechnung:

$$E = F(\sigma) \quad \text{Gleichung 7-1}$$

und

$$\mu = G(\sigma) \quad \text{Gleichung 7-2}$$

mit

E	Elastizitätsmodul
μ	Querdehnzahl
$F(\sigma)$, $G(\sigma)$	Funktion des Spannungszustandes am Volumenelement

können iterativ die Parameter der mechanischen Eigenschaften der einzelnen Elemente in Abhängigkeit von der jeweils am Element wirkenden Spannung berechnet und in der Folge der Spannungszustand in Kontinuum/ der Schicht an den jeweiligen „Steifigkeitszustand“ angepasst werden.

Es besteht in der Regel bei den meisten für bodenmechanische bzw. straßenbautechnische Probleme angepasste Finite-Elemente-Programme inzwischen auch die Möglichkeit der Berücksichtigung der nur begrenzt bzw. nicht vorhandenen Zugfestigkeit der Gesteinskorngemische. Berechnete Zugspannungen werden iterativ auf benachbarte Elemente als Druckspannungen „umgelagert“.

Diese Vorgehensweise kann sowohl für die in Abschnitt 5.3 beschriebenen Stoffmodelle für das elastische als auch das plastischen Verformungsverhalten angenommen werden.

Zur Einschätzung der Zulässigkeit der berechneten Beanspruchungen sind in Abschnitt 5.4 bzw. zur Abschätzung der Größe der zu erwartenden plastischen Verformung in Abschnitt 5.3.3 erste Ergebnisse aus Triaxialversuchen dargestellt.

Zurzeit laufen weltweit verschiedene Forschungsprojekte, welche in naher Zukunft weitere Erkenntnisse zum Verhalten der Gesteinskorngemische erwarten lassen.

Literaturverzeichnis

- [AHLVIN, 1962] Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains and deflections beneath a uniform circular load on a homogenous half space, Highway research board bulletin 342, Washington D.C., USA, National Academy of science 1962.
- [ARSLAN, 1980] Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand (im: Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden); Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23, 1980.
- [BARKSDALE, 1972] Laboratory Evaluation of Rutting in Basecourse Materials, Proceeding of 3rd INTERNATIONAL Conference on the structural Design of Asphalt Pavements, London, pp 161-174, 1972.
- [BISAR, 1972] Layered systems under normal and tangential surface loads, Koninklijke Shell Labour, Amsterdam, 1972.
- [BLAB, 2001] Analytische Methoden zur Modellierung der Verformungseigenschaften flexibler Fahrbahnbefestigungen, Habilitationsschrift, TU Wien, März 2001.
- [BOUSSINESQ, 1885] Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- [BOYCE, 1976] The behaviour of granular materials under repeated loading; Dissertation; University of Nottingham, 1976.
- [BURMISTER, 1943] Theory of stresses and displacements in layered systems and application to the design of airport runway, Proceedings 23rd annual meeting of the highway research board, 1943.
- [BROWN, PELL, 1967] An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads; Proceedings, Second International Conference Structural Design of Asphalt Pavements; Volume 1; Ann Arbor USA, 1967, S. 487-504.
- [COLLINS, 1993] SHAKEDOWN-Theory and the design of unbound pavements, Vol. 2, No. 4, December 1993, Road & Transport Research.
- [COULOMB, 1773] Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, Mémoires de mathém. et de phys. présentées à l'Académie Roy des Sciences par divers savants, Vol VII, Paris 1773.
- [DARCY, 1856] Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Paris: Dalmont 1856.

[DAWSON, WELLNER, 1999]	Plastic Behaviour of Granular Materials, Final Report ARC Project 933, University of Nottingham Reference PRG99014, April 1999.
[DIN 18035-5]	Sportplätze, Tennenflächen, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 1987.
[DIN 18123]	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 1983. ([DIN EN 933-1] Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 1; Bestimmung der Korngrößenverteilung, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 1997)
[DIN 18125-2]	Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 1986.
[DIN 18127]	Proctorversuch, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 1993.
[DIN 18134]	Plattendruckversuch, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 2001.
[DIN 18137-2]	Bestimmung der Scherfestigkeit, Triaxialversuch, Deutsches Institut für Normung e.V.; Berlin; 1990.
[DÖRKEN, DEHNE, 1993]	Grundbau in Beispielen, Teil 1, Werner Verlag, 1993.
[ELHANNANI, 1991]	Modélisation et simulation numérique des chaussées souples; Dissertation; Universität Nantes; 1991.
[pr EN 13 286-7]	Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische – Teil 7: Triaxialprüfung mit zyklischer Belastung für Gesteinskörnungsmische, Vorentwurf, Europäisches Institut für Normung, Brüssel, 2000.
[FGSV]	Arbeitspapier über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 2003.
[FGSV]	Arbeitspapier zum mechanischen Verhalten unbewehrter Betondecken in Befestigungen für Verkehrsflächen – Eingangsgrößen in die Bemessung, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 2003.
[FGSV]	Merkblatt für die Herstellung von Trag- und Deckschichten ohne Bindemittel Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1995, Ausgabe 1998.
[FLOSS, 1970]	Vergleich der Verdichtungs- und Verformungseigenschaften unstetiger und stetiger Kiessande hinsichtlich ihrer Eignung als ungebundenes Schüttmaterial im Straßenbau, Bundesanstalt für Straßenwesen, Wissenschaftliche Berichte, H. 9, Verlag Ernst & Sohn Berlin-München-Düsseldorf, 1970.

- [FÖRSTER, 1996] Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen, Teubner Studienbücher Bauwesen, 1996.
- [GERHARDT, 1978] Ein Beitrag zur Größe der Querkontraktionszahl ungebundener Schichten in Straßenbefestigungen; Straße und Autobahn; Heft 4; 1978; S. 138-141.
- [GERLACH, HOTHAN BEYER, 1990] Tragverhalten von Schichten aus ungebundenen Mineralstoffgemischen unter Asphaltbefestigungen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 594, 1990.
- [GLEITZ, 1996] Beitrag zur rechnerischen Erfassung des nichtlinearen Spannungs-Verformungsverhaltens ungebundener Tragschichtmaterialien in flexiblen Straßenkonstruktionen, Dissertation, TU Dresden, 1996.
- [GÜTTLER, 1984] Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen; Schriftenreihe des Instituts Grundbau, Wasser- und Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum; Heft 8; 1984.
- [HANK, 1943] Some numeral solutions of stresses in two- and three-layered systems, proceedings of highway research board 28, 1943.
- [HERTZ, 1882] Journal für reine und angewandte Mathematik; Band 92; 1882, S. 156 ff.
- [HEUKELOM, 1953] Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction, Shell Bitumen Monograph 1953.
- [HEUKELOM, FORSTER, 1960] Dynamic testing of Pavements. Proc. Am. Soc. C. E. 86, 1960.
- [HICKS, 1970] Factors influencing the resilient properties of granular materials; Dissertation; University of California, 1970.
- [HOTHAN, 1986] Der Einfluss der Zugspannungsaufnahmefähigkeit in ungebundenen Tragschichten auf die Anstrengung von Asphaltbefestigungen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau der Universität Hannover, H. 4, 1986.
- [HOTHAN, 1995] Untersuchungen zur Weiterentwicklung von Fahrbahnbefestigungen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau der Universität Hannover, Heft 17, 1995.
- [HUURMANN, 1996] Rut development in concrete block pavements due to permanent strain in the substructure, Pave Israel 1996, p. 293-304.
- [HYDE, 1974] Repeated Load Triaxial Testing of Soils, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1974.
- [JANSSEN, 1985] Zur Auswirkung einer Anhebung der Fahrzeuggewichte und Achslasten auf die Spurrinnenbildung von Asphaltbefestigungen, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau der Universität Hannover, Heft 3, 1985.

- [JOHNSON, 1986] Plastic Flow, residual stresses and SHAKEDOWN in rolling contact. Proceedings of the 2nd International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, University of Rhode Island, Waterloo Ontario 1986.
- [JONES, 1962] Tables of stresses in three-layer elastic systems, highway research board bulletin 342, Washington C.C., USA, National Academy of science 1962.
- [KENT, 1962] AASHO road testvehicle operating costs related to gross weight. Highway Research Board Special Report 73, pp. 149 –65, 1962.
- [KOHLENER, 1973] Theoretische Dickenbemessungsverfahren im bituminösen Fahrbahndeckenbau bei besonderer Berücksichtigung der Material- und sonstigen Eingangsdaten; Forschungsbericht KO 487/1+2 Linz/Rh., 1973.
- [KOLISOJA, 1998] Large scale dynamic triaxial tests III, Tampere University of Technology, 10/1998
- [LANGROCK, MÖNNIG, 1987] Grundlagen der Bemessung von Straßenkonstruktionen, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.
- [LASHINE, 1971] Dynamic Properties of Soils, Report No. 2, Submitted to Koninklijke/Shell Laboratorium, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1971.
- [LEKARP, 1997] Permanent deformation behaviour of unbound granular materials; Licentiate Thesis, Kungl Tekniska Högskolan, 1997.
- [MAYHEW, 1983] Resilient properties of unbound road base under repeated triaxial loading; Transport and Road Research Laboratory; Laboratory Report No. 1088, 1983.
- [MINER, 1945] Cumulative damage in fatigue, Journal of applied Mechanics, Vol. 12, No. 3, 1945.
- [MONISMITH, 1967] Prediction of pavement deflections from laboratory tests; Proceedings, Second International Conference Structural Design of Asphalt Pavements; Volume 1; Ann Arbor, USA, 1967, S. 109-140.
- [MOHR, 1882] Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Körperelements, Zivilingenieur, S. 113, 1882
- [MORITZ, 1980] Wasserdurchlässigkeit von Frostschutzkiessanden, Forschungsbericht , BASt 1980.
- [NUMRICH, 2003] Untersuchung zum nichtlinear-elastischen Spannungs-Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel, Dissertation, TU Dresden, 2003.

- [OHDE, 1939] Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund; Der Bauingenieur; Heft 33; 1939; S. 451.
- [ODEMARK, 1949] Investigations as to the elastic properties on soils and design of pavements according to the theory of elasticity, Mitteilung Nr. 77, Statens Väginstitut, Stockholm 1949 in schwedisch.
- [PAUTE, 1988] Modele de Calcul pour le Dimensionnement des Caussees Souples, Bulletin de Liaison de Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, No 156 pp. 21-36, 1988.
- [PAUTE, 1987] Triaxial pneumatique à chargements répétés pour l'étude des graves non traitées et des sols supports de chaussées; LCPC-rapport; Saint-Brieuc, 1987.
- [POWELL, POTTER, MAYHEW, NUNN, 1979] The structural design of bituminous roads, Laboratory Report 1132, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, 1984.
- [QUECK, 1992] Grundlagen zur Berechnung der Spannungs-Verformungszustände ungebundener Konstruktionsschichten als Teil flexibler Befestigungen im Straßenbau; Dissertation; Technische Universität Dresden, 1992.
- [ROSSBERG, WELLNER, BADER, GLEITZ, 1997] Bemessung von Tragschichten ohne Bindemittel Forschungsberichte, FGSV Heft 744, 1997.
- [RStO] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, in der jeweils aktuellen Fassung.
- [RStO 01] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 2001.
- [SCHAD, 1979] Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei Analysen von Grundbauaufgaben; Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung Nr. 10, 1979.
- [SHELL, 1978] Shell Pavement design Manual – Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic; Shell International Petroleum Company Ltd. London, 1978.
- [SHARP, 1983] Shakedown-Analyses and the design of pavement under moving surface load. PhD Thesis (University of Sydney) 1983.
- [SHARP, BROOKER, 1984] Shakedown of pavements under moving surface loads, pp 1-14, ASCE Journal of Transportation Engineering, No 1, 1984.
- [SWEERE, 1990] Unbound granular bases for roads; Dissertation; Technical University of Delft, 1990.

[THEYSE, 2000]	The development of mechanistic-empirical permanent deformation design models for unbound pavement materials from laboratory and accelerated pavement test data, UNBAR 5, Nottingham 2000 p. 285-293.
[TL Min-StB]	Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, in der jeweils aktuellen Fassung.
[TOUSSAINT, 1998]	Gebrauchsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel in Abhängigkeit von den Mineralstoffeigenschaften, Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau der TU Dresden Heft 8 1998.
[TP Min-StB 1999]	Technische Prüfvorschriften für Mineralstoffe im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausgabe 1999.
[TP BF-StB]	Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln.
[ULLIDTZ, 1987]	Pavement Analysis; development in Civil Engineering, Band 19, Amsterdam, 1987.
[UZAN, 1985]	Characterisation of granular material; Transportation Research Record 1022; 1985; S. 52-59.
[VAN NIEKERK, VAN SCHEERS, 2000]	The effect of compaction on the mechanical behaviour of mix granulate base course materials and on pavement performance, UNBAR 5, Nottingham 2000, p. 125-136.
[VON BECKER, 1976]	Zur Annahme wirklichkeitsnäherer E-Moduli als Kennwerte für das elastische Verformungsverhalten flexibler Straßenbefestigungen bei elastizitätstheoretischen Beanspruchungsrechnungen; Schriftenreihe: Forschung Straßenbau und Straßenbauverkehrstechnik, Heft 204, Bundesminister für Verkehr; Bonn, 1976.
[WELLNER, 1993]	Grundlagen zur Bemessung flexibler Straßenkonstruktionen mit Tragschichten ohne Bindemittel, Habilitation, TU Dresden, 1993.
[WELLNER, 1986]	Grundlagen zur Dimensionierung von Pflasterbefestigungen, Dissertation, TU Dresden, 1986.
[WELLNER, WERKMEISTER, 2000]	Beitrag zur Untersuchung des Verformungsverhaltens ungebundener Gesteinskörnungen mit Hilfe der SHAKEDOWN-Theorie, Straße und Autobahn 6/2000, S. 369 – 375, 2000.
[WERKMEISTER, NUMRICH, 2000]	Beitrag zur Untersuchung des Verformungsverhaltens ungebundener Gesteinskörnungen mit Hilfe der SHAKEDOWN-Theorie, Schriftenreihe des Lehrstuhl Straßenbau, Heft 11, S. 113-135, Dresden, 2000
[WERKMEISTER, DAWSON, 2001]	Permanent deformation behavior of unbound granular materials and the shakedown concept, Transportation Research Record No. 1757, Washington D.C., pp 75-81, 2001.

- [WERKMEISTER, 2003] Plastisches Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel, Dissertation, TU Dresden, 2003.
- [ZTV T-StB] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, in der jeweils aktuellen Fassung.

Anlage 1

Spannungen der ToB in ausgewählten RStO-Befestigungen (Tafel 1) bei einer Oberflächentemperatur von -7,5°C

BK	Zeile	dAsphalt	EToB	EFSS	dFSS	Tragschicht			FSS			UG	Verformung
						$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot H \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ unten}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot H \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ unten}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	auf OK
[-]	[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
SV	1	340	-	186	310	-	-	-	-0,013	0,001	-0,006	-0,006	0,3076
SV	1	340	-	138	510	-	-	-	-0,013	-0,002	-0,007	-0,007	0,3031
SV	3	300	220	182	300	-0,020	0,000	-0,012	-0,012	0,003	-0,006	-0,006	0,3327
SV	3	300	220	152	400	-0,020	0,000	-0,012	-0,012	0,001	-0,006	-0,006	0,3299
SV	4	300	185	200	250	-0,019	-0,002	-0,011	-0,011	0,004	-0,006	-0,006	0,3324
SV	4	300	185	164	350	-0,019	-0,003	-0,011	-0,011	0,001	-0,006	-0,006	0,3290
I	1	300	-	200	250	-	-	-	-0,016	0,002	-0,007	-0,007	0,3461
I	1	300	-	129	550	-	-	-	-0,016	-0,004	-0,009	-0,009	0,3369
I	3	260	220	180	340	-0,027	-0,002	-0,016	-0,016	0,002	-0,007	-0,007	0,3707
I	3	260	220	140	440	-0,026	-0,001	-0,016	-0,016	0,000	-0,008	-0,008	0,3700
I	4	260	185	186	290	-0,026	-0,005	-0,014	-0,014	0,003	-0,007	-0,007	0,3715
I	4	260	185	147	390	-0,025	-0,005	-0,014	-0,014	0,000	-0,008	-0,008	0,3692
II	1	260	-	191	290	-	-	-	-0,022	0,000	-0,009	-0,009	0,3900
II	1	260	-	120	590	-	-	-	-0,021	-0,007	-0,011	-0,011	0,3801
II	3	220	220	189	280	-0,036	-0,005	-0,021	-0,021	0,003	-0,010	-0,010	0,4293
II	3	220	220	128	480	-0,035	-0,004	-0,021	-0,021	-0,002	-0,011	-0,011	0,4226
II	4	220	185	171	330	-0,036	-0,009	-0,020	-0,020	0,001	-0,009	-0,009	0,4219
II	4	220	185	135	430	-0,035	-0,008	-0,019	-0,019	-0,001	-0,009	-0,009	0,4206
III	1	220	-	157	330	-	-	-	-0,029	-0,005	-0,011	-0,011	0,4513
III	1	220	-	134	530	-	-	-	-0,030	-0,010	-0,013	-0,013	0,4363
III	3	180	220	176	320	-0,054	-0,012	-0,031	-0,031	0,001	-0,012	-0,012	0,4975
III	3	180	220	146	420	-0,053	-0,011	-0,031	-0,031	-0,003	-0,013	-0,013	0,4921
III	4	180	185	193	270	-0,052	-0,017	-0,027	-0,027	0,003	-0,012	-0,012	0,4965
III	4	180	185	157	370	-0,052	-0,017	-0,028	-0,028	-0,001	-0,013	-0,013	0,4891
IV	1	180	-	187	270	-	-	-	-0,044	-0,007	-0,016	-0,016	0,5377
IV	1	180	-	126	570	-	-	-	-0,043	-0,018	-0,022	-0,022	0,5117
IV	3	140	220	195	260	-0,085	-0,028	-0,047	-0,047	0,003	-0,018	-0,018	0,6058
IV	3	140	220	134	460	-0,082	-0,025	-0,047	-0,047	-0,007	-0,022	-0,022	0,5897
IV	4	140	185	178	310	-0,083	-0,035	-0,043	-0,043	0,000	-0,016	-0,016	0,5895
IV	4	140	185	142	410	-0,081	-0,032	-0,042	-0,042	-0,004	-0,017	-0,017	0,5857
V	1	140	-	160	210	-	-	-	-0,060	-0,014	-0,027	-0,027	0,6878
V	1	140	-	103	510	-	-	-	-0,060	-0,030	-0,035	-0,035	0,6541
V	3	120	128	195	180	-0,089	-0,046	-0,055	-0,055	0,000	-0,028	-0,028	0,7323
V	3	120	153	111	380	-0,089	-0,038	-0,054	-0,054	-0,011	-0,032	-0,032	0,7113
V	4	120	123	200	230	-0,093	-0,052	-0,052	-0,052	-0,003	-0,023	-0,023	0,6967
V	4	120	129	125	330	-0,089	-0,046	-0,050	-0,050	-0,007	-0,025	-0,025	0,7034
VI	1	100	-	152	250	-	-	-	-0,114	-0,048	-0,041	-0,041	0,8893
VI	1	100	-	95	550	-	-	-	-0,104	-0,062	-0,053	-0,053	0,8523
VI	3	100	130	186	200	-0,124	-0,070	-0,076	-0,076	-0,006	-0,033	-0,033	0,8281
VI	3	100	155	103	400	-0,121	-0,057	-0,071	-0,071	-0,015	-0,039	-0,039	0,8159
VI	4	100	118	260	150	-0,122	-0,073	-0,065	-0,065	0,006	-0,034	-0,034	0,8183
VI	4	100	130	110	350	-0,119	-0,065	-0,064	-0,064	-0,010	-0,040	-0,040	0,8110

Spannungen der ToB in ausgewählten RStO-Befestigungen (Tafel 1)
bei einer Oberflächentemperatur von +7,5°C

BK	Zeile	dAsphalt	EToB	EFSS	dFSS	Tragschicht			FSS			UG	Verformung
						$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot H \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ unten}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot H \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ unten}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	auf OK
[-]	[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
SV	1	340	-	186	310	-	-	-	-0,017	0,001	-0,007	-0,007	0,3431
SV	1	340	-	138	510	-	-	-	-0,016	-0,003	-0,008	-0,008	0,3373
SV	3	300	220	182	300	-0,025	0,000	-0,015	-0,015	0,003	-0,007	-0,007	0,3685
SV	3	300	220	152	400	-0,025	0,000	-0,015	-0,015	0,001	-0,007	-0,007	0,3649
SV	4	300	185	200	250	-0,025	-0,003	-0,013	-0,013	0,005	-0,007	-0,007	0,3681
SV	4	300	185	164	350	-0,025	-0,003	-0,014	-0,014	0,002	-0,008	-0,008	0,3638
I	1	300	-	200	250	-	-	-	-0,021	0,003	-0,009	-0,009	0,3863
I	1	300	-	129	550	-	-	-	-0,021	-0,005	-0,011	-0,011	0,3744
I	3	260	220	180	340	-0,034	-0,003	-0,020	-0,020	0,002	-0,008	-0,008	0,4088
I	3	260	220	140	440	-0,033	-0,001	-0,020	-0,020	0,000	-0,009	-0,009	0,4083
I	4	260	185	186	290	-0,033	-0,006	-0,018	-0,018	0,003	-0,009	-0,009	0,4100
I	4	260	185	147	390	-0,032	-0,006	-0,018	-0,018	0,000	-0,009	-0,009	0,4073
II	1	260	-	191	290	-	-	-	-0,029	0,000	-0,011	-0,011	0,4340
II	1	260	-	120	590	-	-	-	-0,027	-0,009	-0,014	-0,014	0,4217
II	3	220	220	189	280	-0,047	-0,006	-0,026	-0,026	0,004	-0,011	-0,011	0,4725
II	3	220	220	128	480	-0,045	-0,004	-0,026	-0,026	-0,002	-0,013	-0,013	0,4649
II	4	220	185	171	330	-0,046	-0,012	-0,024	-0,024	0,002	-0,010	-0,010	0,4637
II	4	220	185	135	430	-0,044	-0,010	-0,024	-0,024	-0,001	-0,011	-0,011	0,4626
III	1	220	-	157	330	-	-	-	-0,037	-0,007	-0,014	-0,014	0,5015
III	1	220	-	134	530	-	-	-	-0,038	-0,013	-0,016	-0,016	0,4825
III	3	180	220	176	320	-0,069	-0,016	-0,038	-0,038	0,001	-0,014	-0,014	0,5444
III	3	180	220	146	420	-0,067	-0,014	-0,038	-0,038	-0,003	-0,015	-0,015	0,5384
III	4	180	185	193	270	-0,067	-0,022	-0,034	-0,034	0,004	-0,014	-0,014	0,5434
III	4	180	185	157	370	-0,066	-0,021	-0,034	-0,034	-0,001	-0,015	-0,015	0,5354
IV	1	180	-	187	270	-	-	-	-0,057	-0,008	-0,020	-0,020	0,5955
IV	1	180	-	126	570	-	-	-	-0,055	-0,022	-0,027	-0,027	0,5638
IV	3	140	220	195	260	-0,108	-0,035	-0,058	-0,058	0,003	-0,021	-0,021	0,6592
IV	3	140	220	134	460	-0,103	-0,030	-0,057	-0,057	-0,008	-0,026	-0,026	0,6420
IV	4	140	185	178	310	-0,104	-0,043	-0,052	-0,052	-0,001	-0,018	-0,018	0,6410
IV	4	140	185	142	410	-0,102	-0,040	-0,051	-0,051	-0,005	-0,020	-0,020	0,6375
V	1	140	-	160	210	-	-	-	-0,078	-0,017	-0,032	-0,032	0,7636
V	1	140	-	103	510	-	-	-	-0,076	-0,037	-0,043	-0,043	0,7227
V	3	120	128	195	180	-0,113	-0,057	-0,067	-0,067	0,000	-0,032	-0,032	0,8030
V	3	120	153	111	380	-0,113	-0,047	-0,066	-0,066	-0,012	-0,038	-0,038	0,7789
V	4	120	123	200	230	-0,116	-0,064	-0,064	-0,064	-0,005	-0,026	-0,026	0,7607
V	4	120	129	125	330	-0,112	-0,056	-0,060	-0,060	-0,008	-0,029	-0,029	0,7699
VI	1	100	-	152	250	-	-	-	-0,144	-0,060	-0,047	-0,047	0,9765
VI	1	100	-	95	550	-	-	-	-0,130	-0,075	-0,063	-0,063	0,9374
VI	3	100	130	186	200	-0,155	-0,086	-0,092	-0,092	-0,008	-0,038	-0,038	0,9025
VI	3	100	155	103	400	-0,151	-0,069	-0,086	-0,086	-0,017	-0,045	-0,045	0,8904
VI	4	100	118	260	150	-0,153	-0,090	-0,078	-0,078	0,005	-0,038	-0,038	0,8919
VI	4	100	130	110	350	-0,148	-0,079	-0,076	-0,076	-0,011	-0,046	-0,046	0,8853

Spannungen der ToB in ausgewählten RStO-Befestigungen (Tafel 1)
bei einer Oberflächentemperatur von +27,5 °C

BK	Zeile	dAsphalt	EToB	EFSS	dFSS	Tragschicht			FSS			UG	Verformung
						$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot H \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ unten}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot H \text{ oben}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ unten}}$	$\sigma_{\cdot V \text{ oben}}$	auf OK
[-]	[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
SV	1	340	-	186	310	-	-	-	-0,029	0,002	-0,010	-0,010	0,4456
SV	1	340	-	138	510	-	-	-	-0,029	-0,005	-0,012	-0,012	0,4357
SV	3	300	220	182	300	-0,045	-0,001	-0,025	-0,025	0,005	-0,010	-0,010	0,4680
SV	3	300	220	152	400	-0,044	0,000	-0,025	-0,025	0,001	-0,011	-0,011	0,4626
SV	4	300	185	200	250	-0,043	-0,006	-0,022	-0,022	0,007	-0,010	-0,010	0,4679
SV	4	300	185	164	350	-0,043	-0,006	-0,022	-0,022	0,003	-0,011	-0,011	0,4611
I	1	300	-	200	250	-	-	-	-0,037	0,005	-0,014	-0,014	0,5010
I	1	300	-	129	550	-	-	-	-0,036	-0,009	-0,018	-0,018	0,4809
I	3	260	220	180	340	-0,061	-0,006	-0,033	-0,033	-0,003	-0,012	-0,012	0,5129
I	3	260	220	140	440	-0,058	-0,003	-0,032	-0,032	0,000	-0,013	-0,013	0,5132
I	4	260	185	186	290	-0,058	-0,011	-0,029	-0,029	0,005	-0,012	-0,012	0,5155
I	4	260	185	147	390	-0,057	-0,010	-0,029	-0,029	0,001	-0,013	-0,013	0,5120
II	1	260	-	191	290	-	-	-	-0,051	-0,001	-0,016	-0,016	0,5568
II	1	260	-	120	590	-	-	-	-0,047	-0,014	-0,022	-0,022	0,5387
II	3	220	220	189	280	-0,083	-0,012	-0,043	-0,043	0,006	-0,016	-0,016	0,5884
II	3	220	220	128	480	-0,079	-0,008	-0,042	-0,042	-0,003	-0,019	-0,019	0,5796
II	4	220	185	171	330	-0,080	-0,020	-0,039	-0,039	0,002	-0,014	-0,014	0,5767
II	4	220	185	135	430	-0,078	-0,017	-0,038	-0,038	-0,002	-0,015	-0,015	0,5764
III	1	220	-	157	330	-	-	-	-0,067	-0,012	-0,020	-0,020	0,6394
III	1	220	-	134	530	-	-	-	-0,067	-0,021	-0,024	-0,024	0,6096
III	3	180	220	176	320	-0,119	-0,027	-0,062	-0,062	0,001	-0,019	-0,019	0,6677
III	3	180	220	146	420	-0,116	-0,024	-0,061	-0,061	-0,004	-0,021	-0,021	0,6609
III	4	180	185	193	270	-0,115	-0,037	-0,053	-0,053	0,005	-0,019	-0,019	0,6674
III	4	180	185	157	370	-0,114	-0,035	-0,054	-0,054	-0,002	-0,021	-0,021	0,6574
IV	1	180	-	187	270	-	-	-	-0,010	-0,016	-0,029	-0,029	0,7506
IV	1	180	-	126	570	-	-	-	-0,095	-0,036	-0,041	-0,041	0,7056
IV	3	140	220	195	260	-0,182	-0,059	-0,090	-0,090	0,003	-0,027	-0,027	0,7953
IV	3	140	220	134	460	-0,174	-0,050	-0,088	-0,088	-0,011	-0,035	-0,035	0,7772
IV	4	140	185	178	310	-0,175	-0,069	-0,079	-0,079	-0,014	-0,023	-0,023	0,7743
IV	4	140	185	142	410	-0,171	-0,064	-0,077	-0,077	-0,006	-0,025	-0,025	0,7724
V	1	140	-	160	210	-	-	-	-0,136	-0,029	-0,048	-0,048	0,9647
V	1	140	-	103	510	-	-	-	-0,129	-0,059	-0,066	-0,066	0,9075
V	3	120	128	195	180	-0,190	-0,093	-0,106	-0,106	-0,003	-0,043	-0,043	0,9848
V	3	120	153	111	380	-0,189	-0,075	-0,102	-0,102	-0,015	-0,053	-0,053	0,9540
V	4	120	123	200	230	-0,193	-0,101	-0,097	-0,097	-0,008	-0,034	-0,034	0,9268
V	4	120	129	125	330	-0,186	-0,088	-0,090	-0,090	-0,010	-0,038	-0,038	0,9435
VI	1	100	-	152	250	-	-	-	-0,240	-0,098	-0,065	-0,065	1,1950
VI	1	100	-	95	550	-	-	-	-0,213	-0,116	-0,091	-0,091	1,1620
VI	3	100	130	186	200	-0,253	-0,136	-0,141	-0,141	-0,014	-0,049	-0,049	1,0900
VI	3	100	155	103	400	-0,247	-0,108	-0,127	-0,127	-0,021	-0,060	-0,060	1,0800
VI	4	100	118	260	150	-0,248	-0,139	-0,117	-0,117	0,001	-0,050	-0,050	1,0790
VI	4	100	130	110	350	-0,242	-0,122	-0,110	-0,110	-0,013	-0,062	-0,062	1,0760

Spannungen der ToB in ausgewählten RStO-Befestigungen (Tafel 1)
bei einer Oberflächentemperatur von 47,5 °C

BK	Zeile	dAsphalt	EToB	EFSS	dFSS	Tragschicht			FSS			UG	Verformung auf OK
						σ_v oben	σ_H oben	σ_v unten	σ_v oben	σ_H oben	σ_v unten	σ_v oben	
[-]	[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
SV	1	340	-	186	310	-	-	-	-0,051	-0,001	-0,016	-0,016	0,600
SV	1	340	-	138	510	-	-	-	-0,050	-0,011	-0,020	-0,020	0,585
SV	3	300	220	182	300	-0,079	-0,008	-0,042	-0,042	0,005	-0,015	-0,015	0,618
SV	3	300	220	152	400	-0,078	-0,007	-0,042	-0,042	0,000	-0,016	-0,016	0,611
SV	4	300	185	200	250	-0,076	-0,016	-0,036	-0,036	0,008	-0,015	-0,015	0,619
SV	4	300	185	164	350	-0,076	-0,016	-0,037	-0,037	0,002	-0,016	-0,016	0,609
I	1	300	-	200	250	-	-	-	-0,067	0,003	-0,021	-0,021	0,675
I	1	300	-	129	550	-	-	-	-0,064	-0,018	-0,030	-0,030	0,643
I	3	260	220	180	340	-0,108	-0,018	-0,057	-0,057	0,002	-0,016	-0,016	0,670
I	3	260	220	140	440	-0,104	-0,012	-0,054	-0,054	-0,002	-0,018	-0,018	0,672
I	4	260	185	186	290	-0,104	-0,026	-0,048	-0,048	0,005	-0,017	-0,017	0,675
I	4	260	185	147	390	-0,102	-0,023	-0,047	-0,047	0,000	-0,018	-0,018	0,671
II	1	260	-	191	290	-	-	-	-0,094	-0,008	-0,025	-0,025	0,742
II	1	260	-	120	590	-	-	-	-0,084	-0,027	-0,035	-0,035	0,717
II	3	220	220	189	280	-0,149	-0,031	-0,073	-0,734	0,005	-0,022	-0,022	0,761
II	3	220	220	128	480	-0,142	-0,022	-0,070	-0,070	-0,006	-0,028	-0,028	0,752
II	4	220	185	171	330	-0,144	-0,041	-0,064	-0,064	0,001	-0,019	-0,019	0,746
II	4	220	185	135	430	-0,140	-0,036	-0,062	-0,062	-0,003	-0,021	-0,021	0,748
III	1	220	-	157	330	-	-	-	-0,124	-0,027	-0,039	-0,039	0,847
III	1	220	-	134	530	-	-	-	-0,123	-0,040	-0,025	-0,025	0,802
III	3	180	220	176	320	-0,213	-0,058	-0,102	-0,102	-0,002	-0,028	-0,028	0,849
III	3	180	220	146	420	-0,208	-0,051	-0,099	-0,099	-0,008	-0,023	-0,023	0,843
III	4	180	185	193	270	-0,206	-0,070	-0,086	-0,086	0,002	-0,026	-0,026	0,851
III	4	180	185	157	370	-0,204	-0,066	-0,086	-0,086	-0,004	-0,029	-0,029	0,840
IV	1	180	-	187	270	-	-	-	-0,187	-0,040	-0,042	-0,042	0,978
IV	1	180	-	126	570	-	-	-	-0,173	-0,066	-0,064	-0,064	0,921
IV	3	140	220	195	260	-0,314	-0,112	-0,144	-0,144	-0,001	-0,035	-0,035	0,989
IV	3	140	220	134	460	-0,303	-0,094	-0,137	-0,137	-0,016	-0,048	-0,048	0,973
IV	4	140	185	178	310	-0,303	-0,121	-0,122	-0,122	-0,004	-0,029	-0,029	0,969
IV	4	140	185	142	410	-0,297	-0,113	-0,117	-0,117	-0,009	-0,033	-0,033	0,971
V	1	140	-	160	210	-	-	-	-0,251	-0,642	-0,072	-0,072	1,254
V	1	140	-	103	510	-	-	-	-0,234	-0,103	-0,104	-0,104	1,186
V	3	120	128	195	180	-0,332	-0,160	-0,171	-0,171	-0,010	-0,058	-0,058	1,242
V	3	120	153	111	380	-0,329	-0,131	-0,159	-0,159	-0,021	-0,073	-0,073	1,205
V	4	120	123	200	230	-0,331	-0,165	-0,150	-0,150	-0,013	-0,045	-0,045	1,169
V	4	120	129	125	330	-0,323	-0,148	-0,138	-0,138	-0,013	-0,050	-0,050	1,197
VI	1	100	-	152	250	-	-	-	-0,407	-0,175	-0,088	-0,088	1,486
VI	1	100	-	95	550	-	-	-	-0,365	-0,188	-0,131	-0,131	1,489
VI	3	100	130	186	200	-0,420	-0,221	-0,216	-0,216	-0,022	-0,062	-0,062	1,347
VI	3	100	155	103	400	-0,412	-0,181	-0,190	-0,190	-0,026	-0,079	-0,079	1,340
VI	4	100	118	260	150	-0,411	-0,222	-0,174	-0,174	-0,006	-0,063	-0,063	1,342
VI	4	100	130	110	350	-0,404	-0,197	-0,161	-0,161	-0,016	-0,083	-0,083	1,345



Herstellung und Vertrieb:

FGSV Verlag GmbH

50999 Köln · Wesselinger Str. 17

Fon: 0 22 36 / 38 46 30 · Fax: 38 46 40

Mai 2003