

Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau  
der Technischen Universität Dortmund  
Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

---

Heft 33

**Experimentelle und numerische Untersuchungen  
zum Verhalten von Sand  
bei monotoner und niederzyklischer Belastung**

von

Stefanie Danne

**Bezugsadresse:**

Lehrstuhl Baugrund-Grundbau  
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
Technische Universität Dortmund  
August-Schmidt-Straße 8  
44227 Dortmund

# **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von Sand bei monotoner und niederzyklischer Belastung**

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Dortmund  
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Dipl.-Kffr. Stefanie Danne

Prüfungskommission:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Ivan Čadež

1. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

2. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz

Tag der mündlichen Prüfung: 13. Dezember 2016



## Vorwort des Herausgebers

Stefanie Danne untersucht systematisch das inkrementelle Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Sand in dränierten, kraftgesteuerten Triaxialversuchen. Verwendet wird ein Sondergerät mit geschmierten Endflächen und einer geführten Kopfplatte. Probenhöhe und -durchmesser betragen jeweils 10 cm. Die Steuerungs- und die Messtechnik sind optimiert, um Fehler möglichst gering zu halten. Vertikalkraft und Seitendruck können unabhängig voneinander gesteuert werden. In dem durchgeführten Versuchsprogramm werden die Möglichkeiten des Gerätes weitestgehend ausgeschöpft mit unterschiedlichen Ausgangsspannungen im Kompressions- und im Extensionsbereich, unterschiedlichen Spannungspfadrichtungen sowie Spannungsamplituden bei verschiedenen Dichten. Zyklische Versuche mit einer Zyklenzahl bis zu 50 sind miteingeschlossen.

Bei den Dehnungen werden plastische sowie quasi-elastische Anteile separat erfasst. Hinzu kommt noch der plastische Zuwachs infolge zyklischer Beanspruchung. Auf der Grundlage der umfangreichen Messdaten wird ein ausführlicher Vergleich mit Prognosen verschiedener Stoffmodelle durchgeführt. Als besonders anschauliche Versuchsauswertung wird die von Burland und Gudehus eingeführte Methode der Antwortumhüllenden verwendet. Obwohl bei der Bestimmung der Parameter im Einzelnen vielleicht noch Optimierungsmöglichkeiten bestehen, zeigen sich auch bei komplexen Materialmodellen Defizite.

Wünschenswert wäre, dass die Arbeit Anlass ist zu Diskussionen, wie mit den Abweichungen umgegangen werden kann und welche Schlussfolgerungen bei der Anwendung in Randwertproblemen gezogen werden können.

Die Arbeit entstand im Rahmen der DFG-Forschergruppe FOR 1136 „Modellierung von geotechnischen Herstellungsvorgängen mit ganzheitlicher Erfassung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im Boden (GeoTech)“ unter Leitung von Prof. Theodoros Triantafyllidis. Für die Förderung sei der DFG herzlich gedankt. Ein Dank ergeht auch an alle hier nicht namentlich genannten Kollegen für die intensiven Diskussionen und die Unterstützung.

Dortmund, 2017

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

## Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau an der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dortmund.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Achim Hettler gebührt mein besonderer Dank für die engagierte Betreuung und Begutachtung meiner Arbeit. Allen Mitarbeitern und ehemaligen Mitarbeitern des Lehrstuhls danke ich für die vielen Diskussionen, Anregungen und Hilfestellungen. Mein besonderer Dank gilt dabei Marion Banczyk und Marita Lakshmanan, die mich bei der Durchführung der Laborversuche tatkräftig unterstützt haben. Stefan Arndt und Harriet Hegert möchte ich dafür danken, dass sie mir oft bei Fragen und in Diskussionen zur Seite standen.

Auch die umgehende und gründliche Prüfung meiner Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Tom Schanz möchte in diesem Zusammenhang besonders erwähnen.

Eine große Unterstützung wurde mir durch die Mitarbeit am Teiprojekt „Inkrementelles Verformungsverhalten von Sand bei niederzyklischer Beanspruchung und Anwendung bei Baugrubenmodellen“ zuteil. Für die wertvollen Diskussionen mit den Kollegen innerhalb der DFG-Forscherguppe FOR 1136 „Modellierung von geotechnischen Herstellungsvorgängen mit ganzheitlicher Erfassung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im Boden“ möchte ich mich an dieser Stelle ebenfalls bedanken.

Herrn Moser der Dieter Moser Systemtechnik GmbH, Dettenheim, danke ich für die vielen hilfreichen Hinweise bei der Verwendung und der Ertüchtigung des Triaxialgerätes.

Auch die Mitarbeiter am Instituts für Boden- und Felsmechanik (insbesondere Dr. Fuentes, Dr. Niemunis und Dr. Wichtmann) am Karlsruher Institut für Technologie sowie vom Institut für Mechanik der Universität Stuttgart (Hr. Schenke) haben mir durch das Zurverfügungstellen von Materialparametern und Berechnungsprogrammen sehr geholfen.

Die Flexibilität und Rücksicht meines Arbeitgebers, dem Grundbauinstitut Biedebach in Dortmund, hat ebenfalls dazu beigetragen, dass ich die Arbeit planmäßig fertigstellen konnte.

Zuletzt möchte ich ganz besonders meiner Familie danken, ohne deren Motivation und Unterstützung diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Außerordentlich bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang die große Geduld meines Sohnes Gustav.

## Kurzfassung

In der Arbeit werden Fragen zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von nichtbindigen Böden bei monotoner und niederzyklischer Belastung beantwortet.

Mithilfe eines systematischen experimentellen Versuchsprogramms werden zunächst neue Erkenntnisse gewonnen. Dazu werden dränierte, kraftgesteuerte Triaxialversuche durchgeführt. Mit dem verwendeten Gerät können Radial- und Axialspannungen separat gesteuert werden. So ist es möglich, Spannungspfade in beliebige Richtungen von verschiedenen Spannungsausgangszuständen aufzubringen. Es werden Versuche mit monotoner und niederzyklischer Belastung durchgeführt. Bei den niederzyklischen Versuchen werden die plastischen und die quasi-elastischen Verformungsanteile separat untersucht.

Alle Versuche werden numerisch mit ausgewählten Stoffmodellen und einem empirischen logarithmischen Ansatz nachgerechnet. Bei der Auswertung der numerischen Berechnungen fallen die unterschiedlichen Ergebnisse bzw. Leistungsfähigkeit der untersuchten Stoffmodelle auf. Mit einer Gegenüberstellung der experimentellen und numerischen Ergebnisse können – insbesondere durch die Auswertung mit Antwortellipsen – Unterschiede und Gemeinsamkeiten quanti- und qualitativ beschrieben und bewertet werden.

Ein Stoffmodell, das alle Versuchsergebnisse gleichermaßen zutreffend beschreibt, kann nicht identifiziert werden. Vielmehr wird gezeigt, dass die untersuchten, zum Teil bekannten, zum Teil relativ neuen Stoffmodelle insbesondere bei der Verformungsprognose bei niederzyklischer Belastung Defizite aufweisen, da z.B. der experimentell beobachtete Verformungszuwachs nur mit einem empirischen (logarithmischen) Ansatz zutreffend beschrieben werden kann.

Empfehlungen für die Anwendung sind aus verschiedenen Gründen nur eingeschränkt möglich. Vielmehr gibt die Arbeit Anlass zu Diskussionen, wie mit den Abweichungen und der unterschiedlichen Leistungsfähigkeit der untersuchten Modelle umgegangen werden kann und welche Schlussfolgerungen bei der Anwendung in Randwertproblemen gezogen werden können.

## Summary

This PhD thesis deals with different aspects concerning the stress-strain-behaviour of non-cohesive soils at monotonic and low-cycle loading.

With the aid of a systematical experimental programme, some new scientific insights are made. Drained, stress-controlled triaxial tests are carried out with a device, which allows controlling axial and radial stresses separately. Thereby stress paths can be applied in any direction from any initial stress state. The experiments are carried out with monotonic and low-cycle loading. During the low-cycle experiments plastic and quasi-elastic strains are investigated separately.

All experiments are recalculated numerically with some selected constitutive equations and an empirical logarithmic approach. Evaluating the numerical calculations, different results and performances of the chosen constitutive equations occur. By comparing the experimental and numerical results – especially by means of strain response envelopes – differences and agreements can be described and evaluated quanti- and qualitatively.

No constitutive equation is identified, which is able to describe all experiments appropriately. In fact, it can be shown, that the investigated, common as well as new constitutive equations reveal deficits especially when predicting strain accumulation due to low-cycle loading, for the experimentally observed accumulation can only be described appropriately with an empirical logarithmic approach.

Recommendations for practical applications however can be derived from the results restrictedly only. Instead, this work intends to give cause for discussion about how to deal with the detected deviations and which conclusions can be drawn for application in boundary value problems.

# Inhaltsverzeichnis

	Seite
<b>1. Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Einführung.....	1
1.2 Zielsetzung.....	4
1.3 Gliederung .....	5
<b>2. Grundlagen</b> .....	<b>7</b>
2.1 Notation.....	7
2.2 Definitionen .....	7
2.2.1 Spannungen .....	7
2.2.2 Dehnungen.....	9
2.2.3 Porenvolumen und Lagerungsdichte .....	11
2.2.4 Steifigkeit.....	12
2.2.5 Wiederholte Ent- und Wiederbelastungsvorgänge .....	13
2.3 Konzept der Antwortellipsen und alternative Darstellungsformen der richtungsabhängigen Steifigkeit.....	15
2.3.1 Antwortellipse der Dehnungen.....	16
2.3.2 Antwortellipse der Spannungen .....	17
2.3.3 Alternative Darstellungsmöglichkeiten .....	18
<b>3. Stand der Forschung</b> .....	<b>19</b>
3.1 Experimentell ermittelte Antwortellipsen und Spannungspfadversuche .....	19
3.1.1 Lewin & Burland (1970) .....	19
3.1.2 Anandarajah, Sobhan, & Kuganenthira (1995).....	20
3.1.3 Doanh (2000).....	21
3.1.4 Costanzo, Viggiani, & Tamagnini (2006).....	22
3.1.5 Becker & Kempfert (2010) .....	23
3.1.6 Loges & Niemunis (2015) .....	25
3.2 Numerische Antwortellipsen und Spannungs- oder Dehnungspfadversuche ...	26
3.3 Einflüsse auf die Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Belastung ...	37
3.3.1 Zyklenanzahl .....	38
3.3.2 Betrag der Spannungsamplitude.....	39
3.3.3 Belastungsrichtung .....	40
3.3.4 Lagerungsdichte .....	40

3.3.5	Mittlerer Druck .....	41
3.3.6	Spannungsverhältnis .....	42
3.3.7	Anfangsstruktur.....	42
3.3.8	Belastungsfrequenz .....	44
3.4	Einflüsse auf das quasi-elastische Materialverhalten bei niederzyklischer Belastung .....	44
3.4.1	Zyklenanzahl .....	44
3.4.2	Betrag der Spannungsamplitude.....	45
3.4.3	Belastungsrichtung .....	46
3.4.4	Lagerungsdichte .....	46
3.4.5	Mittlerer Druck .....	46
3.4.6	Spannungsverhältnis .....	48
3.4.7	Anfangsstruktur.....	51
3.4.8	Belastungsfrequenz .....	51
3.5	Zwischenfazit .....	52
3.6	Einfluss von Fehlerquellen und Versuchsrandbedingungen auf die Ergebnisse von Triaxialversuchen .....	53
3.6.1	Fehlerquellen.....	53
3.6.2	Versuchsrandbedingungen .....	56
<b>4.</b>	<b>Grundlegende Erkenntnisse zum Stoffverhalten bei niederzyklischer Beanspruchung und Entwicklung eines Versuchsprogramms.....</b>	<b>61</b>
4.1	Grundsätzliches Verhalten .....	61
4.2	Zustandsgrößen .....	62
4.3	Steifigkeit bei kleinen Dehnungen .....	65
4.4	Akkumulationseffekte .....	65
4.5	Versuchsprogramm .....	66
<b>5.</b>	<b>Allgemeine Beschreibung der durchgeführten Triaxialversuche .....</b>	<b>69</b>
5.1	Versuchsgerät .....	69
5.2	Versuchsmaterial.....	70
5.3	Probenpräparation.....	72
5.3.1	Einbau .....	72
5.3.2	Sättigung .....	74
5.3.3	Konsolidation .....	74
5.3.4	Versuchssteuerung und -geschwindigkeit.....	75
5.4	Minimierung von Messfehlern und Ungenauigkeiten .....	76
5.4.1	Einrieseln.....	76
5.4.2	Systemverformung.....	77
5.4.3	Temperatur .....	78
5.4.4	Bettungsfehler .....	78
5.4.5	Membranpenetration.....	79
5.4.6	Versuche mit Extensionsbeanspruchung .....	80

<b>6. Versuchsergebnisse .....</b>	<b>83</b>
6.1 Versuche mit monotoner Belastung.....	83
6.1.1 Versuchsprogramm und -durchführung.....	83
6.1.2 Grenzgerade und Peak-Reibungswinkel.....	85
6.1.3 Einfluss der Belastungsrichtung.....	86
6.1.4 Einfluss des mittleren Drucks.....	89
6.1.5 Einfluss des Spannungsverhältnisses.....	92
6.1.6 Einfluss der Lagerungsdichte.....	94
6.2 Versuche mit niederzyklischer Belastung zur Untersuchung des Akkumulationsverhaltens.....	96
6.2.1 Versuchsprogramm und -durchführung.....	96
6.2.2 Einfluss der Zyklenanzahl.....	97
6.2.3 Einfluss der Amplitudengröße.....	99
6.2.4 Einfluss der Belastungsrichtung.....	100
6.2.5 Einfluss des mittleren Drucks.....	102
6.2.6 Einfluss des Spannungsverhältnisses.....	103
6.2.7 Einfluss der Lagerungsdichte.....	103
6.2.8 Einfluss einer Vorbelastung .....	104
6.3 Versuche mit niederzyklischer Belastung zur Untersuchung der quasi-elastischen Verformungsanteile .....	105
6.3.1 Versuchsprogramm und -durchführung.....	105
6.3.2 Einfluss der Zyklenanzahl.....	108
6.3.3 Einfluss der Amplitudengröße.....	108
6.3.4 Einfluss der Belastungsrichtung.....	108
6.3.5 Einfluss des mittleren Drucks.....	110
6.3.6 Einfluss des Spannungsverhältnisses.....	112
6.3.7 Einfluss der Lagerungsdichte.....	114
6.3.8 Einfluss einer Vorbelastung .....	115
6.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.....	116
6.4.1 Monotone Belastung.....	116
6.4.2 Niederzyklische Belastung.....	117
<b>7. Numerische Elementversuche mit ausgewählten Stoffmodellen.....</b>	<b>119</b>
7.1 Grundlagen der Vergleichsberechnungen und Versuchsprogramm.....	119
7.2 Elastische Stoffmodelle .....	120
7.2.1 Grundlagen.....	120
7.2.2 Anisotropie .....	122
7.2.3 Parameter.....	124
7.2.4 Berechnungsergebnisse und Bewertung .....	125
7.3 Hardening Soil-Modell .....	126

7.3.1	Grundlagen.....	126
7.3.2	Parameter.....	128
7.3.3	Berechnungsergebnisse und Bewertung .....	131
7.4	Elastoplastisches Stoffmodell auf der Grundlage der Theorie poröser Medien.....	134
7.4.1	Grundlagen.....	134
7.4.2	Parameter.....	136
7.4.3	Berechnungsergebnisse und Bewertung .....	139
7.5	Hypoplastizität.....	142
7.5.1	Grundlagen.....	142
7.5.2	Parameter.....	146
7.5.3	Berechnungsergebnisse und Bewertung .....	149
7.6	Sanisand-Modell.....	153
7.6.1	Grundlagen.....	153
7.6.2	Parameter.....	154
7.6.3	Berechnungsergebnisse und Bewertung .....	155
7.7	Intergranular Strain Anisotropy-Modell (ISA) .....	159
7.7.1	Grundlagen.....	159
7.7.2	Parameter.....	160
7.7.3	Berechnungsergebnisse und Bewertung .....	162
7.8	Empirische Ansätze zur Ermittlung der plastischen Verformungen.....	166
7.8.1	Logarithmischer Ansatz .....	167
7.8.2	Stiffness Degradation Model.....	168
<b>8.</b>	<b>Vergleich der numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen .....</b>	<b>171</b>
8.1	Monotone Belastung .....	171
8.1.1	Kompressionsbereich .....	171
8.1.2	Isotroper Spannungszustand .....	174
8.1.3	Extensionsbereich .....	177
8.2	Niederzyklische Belastung .....	179
8.2.1	Akkumulationsverhalten.....	179
8.2.2	Quasi-elastische Verformungsanteile.....	183
8.3	Zusammenfassende Gegenüberstellung .....	189
<b>9.</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>195</b>
9.1	Zusammenfassung.....	195
9.2	Schlussfolgerungen und Ausblick.....	196
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>199</b>
	<b>Anhang A: Monotone Belastung .....</b>	<b>207</b>
	<b>Anhang B: Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Belastung .....</b>	<b>223</b>
	<b>Anhang C: Quasi-elastische Verformungsanteile .....</b>	<b>242</b>
	<b>Anhang D: Bestimmung der Materialparameter für das Hardening-Soil-Modell.....</b>	<b>253</b>

# 1. Einleitung

## 1.1 Einführung

Es gibt viele praktische Anwendungen, bei denen ein Bodenelement nicht nur monotone, sondern auch wiederholte Beanspruchungen erfährt. Die Anzahl der dabei auftretenden Spannungs- oder Dehnungszyklen kann entweder groß oder eben auch begrenzt sein. Dies gilt auch für die Größe der entsprechenden Spannungs- und Dehnungsamplituden.

Die erstgenannten hochzyklischen Beanspruchungen mit einer großen Anzahl an Zyklen  $N \gg 50$  treten zum Beispiel bei Belastungen aus Wind, Wasserwellen oder im Schienen- und Straßenverkehr auf. **Niederzyklische Belastungen** hingegen können aus ingenieurtechnischer Sicht für eine Zyklenanzahl  $N \leq 50$  definiert werden und treten typischerweise bei

- Bauzuständen bei Baugruben mit ein- oder mehrfacher Stützung,
- kraftkontrollierter Regelung der Steifenkräfte zur Kontrolle der Verformungen,
- Temperaturbeanspruchung von Steifen,
- Befüll- und Entleerungsvorgängen von Schleusen oder Silos während der ersten Nutzungsphase oder auch
- Sommer- bzw. Winterstellung der Widerlager von integralen Brücken vgl. Kudla & Szczyrba (2010)

auf, Danne & Hettler (2013).

So zeigt beispielsweise die stark vereinfachte Betrachtung eines Bodenelementes hinter der Spundwand einer ausgesteiften Baugrube, dass bei der Herstellung und dem Betrieb einer Baugrube neben monotonen Spannungspfaden auch wiederholte, niederzyklische Belastungsvorgänge in beliebige Richtungen vorkommen können, Bild 1.1.

Ausgehend vom Erdruhedruck im Anfangszustand (1) wird bei einem ersten Teilaushub (2) zunächst nur die Horizontalspannung reduziert. Der Einbau und das Vorspannen einer Steifenlage (3) bewirkt nun ein deutliches Ansteigen der Horizontalspannung, je nach Vorspannkraft bis in den passiven Bereich hinein. Die Horizontalspannung nähert sich dann bei Erreichen des Endaushubniveaus (4) wieder dem aktiven Erddruck an, wenn man voraussetzt, dass die Wandverformungen groß genug sind. Tritt dann beispielsweise durch den Unterschied von Tag- und Nachttemperatur eine Temperaturbeanspruchung, wodurch es zu einer Längenänderung bzw. eine Horizontalbewegung der Steifen kommt, führt dies zu einer niederzyklischen Beanspruchung, bei der es zu einer Zu- und Abnahme der Horizontalspannung kommt (5a  $\leftrightarrow$  5b).

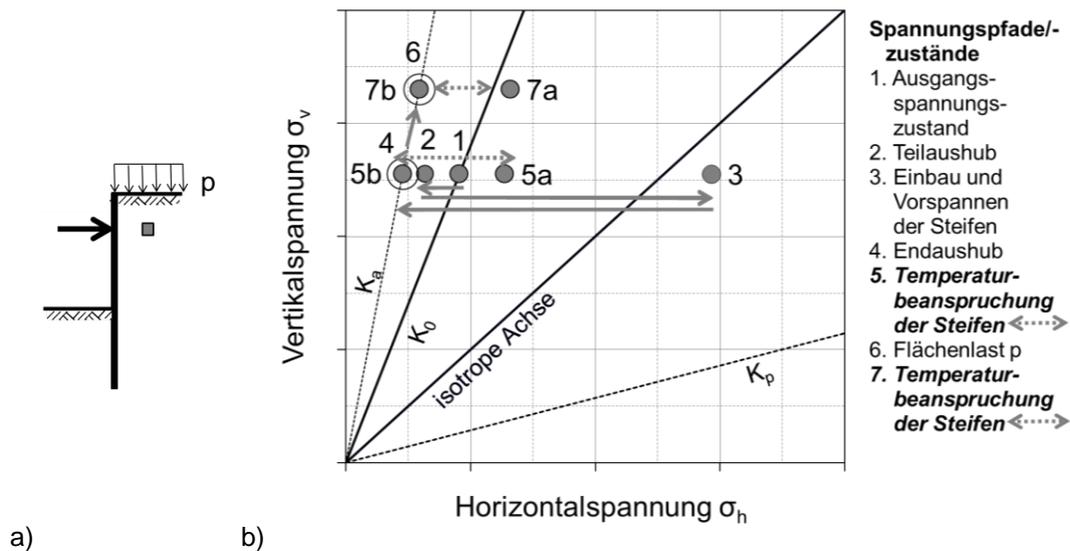


Bild 1.1: a) Betrachtetes Bodenelement, b) Mögliche Spannungspfade während der Herstellung und dem Betrieb einer Baugrube, siehe Danne & Hettler (2013)

Dieser Vorgang kann sich während eines Zwischenbauzustandes einige Male wiederholen (5a  $\leftrightarrow$  5b). Wirkt nun eine Streifen- oder Flächenlast am Baugrubenrand, steigt die Vertikalspannung an (6) und bei erneuter Temperaturbeanspruchung der Steifen kommt es abermals zu niederzyklischen Beanspruchungen in horizontaler Richtung (7a  $\leftrightarrow$  7b), nun auf einem höheren Spannungsniveau. Bedingt durch die Entlastung infolge des Aushubs und die horizontale Beanspruchung aus dem Bodenaufleger der Wand liegen die Spannungspfade vor dem Wandfuß im Wesentlichen im Extensionsbereich mit entsprechend ähnlichen Vorgängen wie in Bild 1.1 gezeigt.

Auch am Beispiel eines Bodenelements unter einer Schleusensohle wird deutlich, dass bei der Herstellung und der ersten Nutzungsphase einer Schleuse ebenfalls Spannungszustände im Extensionsbereich vorkommen können, Bild 1.2.

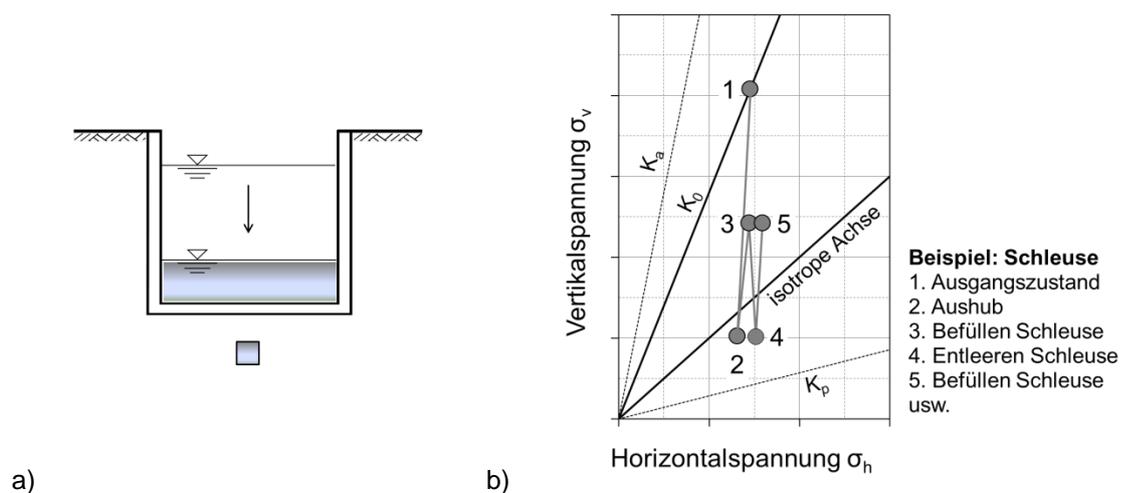


Bild 1.2: a) Betrachtetes Bodenelement, b) Mögliche Spannungspfade bei der Herstellung und der ersten Nutzungsphase eines Schleusenbauwerkes, siehe Danne & Hettler (2013)

Ausgehend vom Erdruchdruck im Anfangszustand (1) wird bei dem Beispiel der Schleuse in Bild 1.2 durch den Bodenaushub die Vertikalspannung reduziert (2). Durch das Befüllen der

Schleuse (3) steigt die Vertikalspannung wieder an, wird beim Leeren (4) erneut reduziert, steigt wieder an und so weiter. Niederzyklische Belastungen spielen hier somit ebenfalls eine Rolle.

Bei Randwertproblemen mit hochzyklischer Beanspruchung geht die Tendenz in den letzten Jahren zunehmend dahin, die numerische Prognose von Verformungen mit sogenannten expliziten Rechenmodellen durchzuführen. Grund dafür ist, dass bei einer impliziten Berechnung jeder Zyklus mit einem Materialmodell und einer entsprechenden Anzahl von Dehnungsincrementen berechnet wird, was zu hohem Rechenaufwand einerseits und einer Akkumulation numerischer Fehler andererseits führt. Beim Einsatz von expliziten Rechenmodellen wird die Akkumulation bleibender Dehnungen analog zum Problem des Kriechens unter konstanter Last behandelt. In diesem Zusammenhang wurden von vielen Autoren umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen zum Akkumulationsverhalten bei hochzyklischer Belastung durchgeführt und verschiedene Prognosemodelle entwickelt, Wichtmann (2005), Gotschol (2002), Festag (2003), Hettler (1981), Hettler (1987). Bei der Anwendung von expliziten Rechenmodellen ist es jedoch häufig Voraussetzung, dass die auftretenden Dehnungen klein bzw. begrenzt sein müssen, wie zum Beispiel  $\epsilon \leq 10^{-3}$  bei dem an der Ruhr-Universität Bochum von Wichtmann et. al. im Jahr 2005 entwickelten High-Cycle-Accumulation (HCA)-Modell. Oft wird daher empfohlen, für größere Dehnungsamplituden inkrementell nichtlineare Stoffmodelle zu verwenden und die Verformungen implizit zu berechnen, „da in den entsprechenden Randwertaufgaben das Auftreten von plastischen Verformungen keine allzu große Zyklusanzahl zulässt“, Triantafyllidis, Wichtmann, & Fuentes Lacoture (2013). Eine weitere Einschränkung besteht darin, dass bei einer expliziten Berechnung nur der Trend ohne den oszillierenden bzw. quasi-elastischen Anteil der Verformung ermittelt wird, da die Akkumulation für eine jeweilige Amplitude der Belastung als Kriechen behandelt wird. Eine Aussage über die Größe der quasi-elastischen Dehnungsanteile ist somit in der Regel nicht möglich.

In der Praxis kommt es auch vor, dass einer hochzyklischen Belastung niederzyklische Belastungen vorausgegangen sein können, zum Beispiel in Form von großen Dehnungs- und/oder Spannungsamplituden. Den niederzyklischen Beanspruchungen während der Herstellung der in Bild 1.1 dargestellten Baugrube könnten zum Beispiel hochzyklische Beanspruchungen durch das Einbringen von Rüttelinjektionspfählen folgen. Bei numerischen Verformungsprognosen eines solchen Randwertproblems müssen also die aus den niederzyklischen Beanspruchungen resultierenden Verformungen – bevor ein explizites Rechenmodell überhaupt zum Einsatz kommen kann – so realistisch wie möglich abgeschätzt werden, da sonst bereits der Ausgangszustand als Grundlage für weitere Berechnungen fehlerbehaftet ist.

Bei numerischen Berechnungen bis zu diesem Zustand, also vor dem Einsatz eines expliziten Rechenmodells, kommen derzeit in der Regel zumeist andere, gebräuchliche Stoffmodelle (z.B. Hypoplastizität, Hardening Soil-Modell) zum Einsatz, mit denen die Verformungen implizit berechnet werden, Bild 1.3.

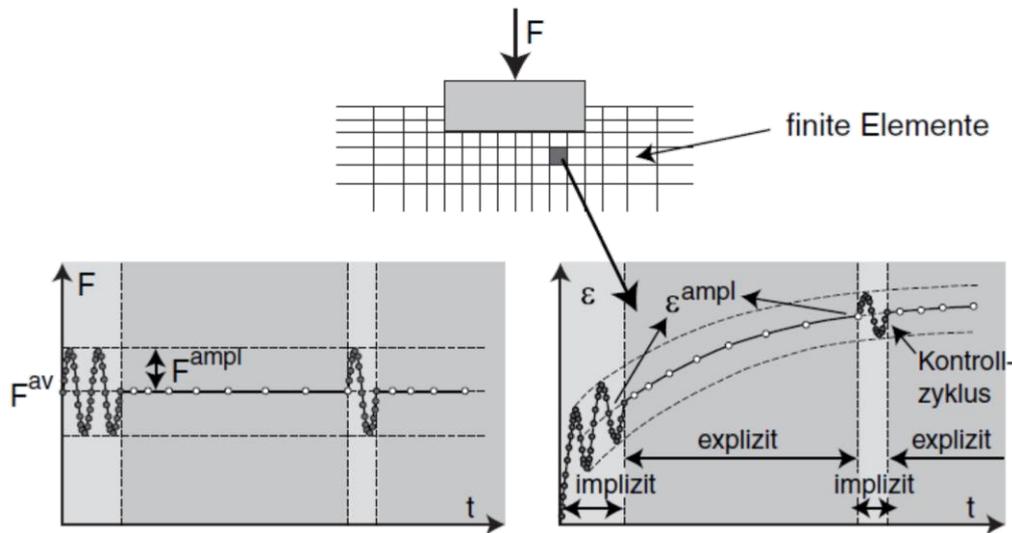


Bild 1.3: Schematische Darstellung der kombinierten expliziten und impliziten FE-Berechnung einer Gründungsstruktur mit dem HCA-Modell, nach Triantafyllidis, Wichtmann, & Fuentes Lacoture (2013)

Dass diese – gerade bei (nieder)zyklischen Belastungsvorgängen – zum Teil erhebliche Defizite bei der Prognose von elastischen und plastischen Dehnungen, sowohl hinsichtlich deren Größe also auch der Akkumulation (Ratcheting, elastisches Verhalten nach der ersten Ent- und Wiederbelastung, etc.) aufweisen können, ist hinlänglich bekannt, wird aber nicht selten aus verschiedenen Gründen vernachlässigt, was naturgemäß zu Lasten der Genauigkeit von Verformungsprognosen geht und damit nicht zuletzt Auswirkungen auf die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit hat.

Für die Abschätzung von Verformungen aus niederzyklischer Belastung besteht ansonsten auch die Möglichkeit, empirische Rechenmodelle bzw. Formelzusammenhänge anzuwenden, wie zum Beispiel von Hettler (1987), Huurman (1996), Gotschol (2002), Hinz (2009). Hierbei ist Vorsicht geboten, da sich die Anwendbarkeit solcher Modelle häufig auf eine bestimmte Belastungsart und -richtung beschränken.

Ein Stoffmodell, das beim Modellieren komplexer Randwertprobleme zum Einsatz kommt, sollte grundsätzlich in der Lage sein, all diese Beanspruchungsarten und -richtungen bzw. die daraus resultierenden Verformungen realitätsnah abbilden zu können. Mit welchem der aktuell zur Verfügung stehenden Stoffmodellen bei welchen Beanspruchungsarten für ein bestimmtes Randwertproblem die derzeit beste Prognose möglich ist, ist dem Ingenieur in der Praxis häufig nicht bekannt. Es fehlt zum einen eine systematische Untersuchung gängiger Stoffmodelle, ein dazu passender Vergleich mit entsprechenden experimentellen Elementversuchen sowie eine Übersicht, aus der eine Empfehlung abgeleitet werden kann, welches Stoffmodell für welche Belastungsart und -richtung besonders geeignet und unter welchen Bedingungen deren Anwendung nicht zu empfehlen ist.

## 1.2 Zielsetzung

Bevor neue oder verbesserte Stoffmodelle für die Berechnung von Randwertproblemen zum Einsatz kommen können, müssen diese validiert und kalibriert werden. Dies geschieht häufig

mithilfe numerischer Elementversuche, wie zum Beispiel Triaxial- oder Ödometerversuche. Die in der Literatur in diesem Zusammenhang beschriebenen Untersuchungen konzentrieren sich häufig nur auf einen bestimmten Aspekt des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens wie zum Beispiel eine bestimmte Belastungsrichtung.

Für Elementversuche, mit denen das Verformungsverhalten bei niederzyklischer Beanspruchung zum Beispiel im Rahmen der Stoffmodellentwicklung untersucht werden soll, sind folglich nicht nur die in der Literatur überwiegend untersuchten vertikalen Lastzyklen, sondern beliebige zyklische Spannungspfade zu berücksichtigen. Auch bei der Wahl der Spannungsausgangspunkte ist zu beachten, dass sie nicht nur im Kompressions-, sondern auch im Extensionsbereich liegen sollten. Dies trifft insbesondere im Bereich vor dem Wandfuß bei der Baugrubenherstellung zu, Bild 1.1.

Ziel der Arbeit ist es, umfassende systematische experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von nichtbindigen Böden bei monotoner und niederzyklischer Belastung durchzuführen. Anders als bei vielen vorliegenden Untersuchungen werden dabei verschiedene Belastungsrichtungen und Spannungsausgangspunkte untersucht, da ein Triaxialgerät verwendet wird, mit dem Axial- und Radialspannung separat voneinander steuerbar sind. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird im Hinblick auf verschiedene Beanspruchungsarten – monoton und niederzyklisch – untersucht und die Ergebnisse systematisch ausgewertet und dargestellt. Sämtliche Einflussfaktoren wie zum Beispiel der Spannungsausgangszustand, die Ausgangslagerungsdichte, Belastungsrichtung, Amplitudengröße werden variiert und deren Auswirkungen auf die Steifigkeit und das Akkumulationsverhalten untersucht. Im Fokus steht die niederzyklische Belastung, aber auch das inkrementelle Spannungs-Dehnungsverhalten bei monotoner Belastung umfassend untersucht.

In dieser Arbeit wird versucht, die bisherigen Möglichkeiten und Grenzen der Verformungsprognosen bei niederzyklischer Belastung aufzuzeigen und auf die vorhandenen Lücken und Defizite der bisherigen Ansätze hinzuweisen. Dies geschieht anhand eigener, experimenteller Versuche und numerischer Vergleichsberechnungen, mit denen auch ein Benchmarking der vorhandenen Modelle untereinander möglich ist. Ziel ist es auch, anhand der Versuchs- und Berechnungsergebnisse eine Empfehlung für die Anwendung abzuleiten, aus der hervorgeht, welches der in dieser Arbeit untersuchten Modelle für welche Art von Randwertproblem bzw. Beanspruchung am ehesten geeignet ist.

### 1.3 Gliederung

Zunächst werden in **Kapitel 2** einige Grundlagen dargestellt, die für das weitere Verständnis der Arbeit relevant sind. Eine wesentliche Rolle bei der grafischen Präsentation der Ergebnisse spielen sogenannte Antwortellipsen – ein nützliches Werkzeug, um das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Materialien übersichtlich darzustellen.

Im **3. Kapitel** wird der Stand der Forschung dokumentiert. Zunächst wird über experimentelle Arbeiten berichtet, bei denen Antwortellipsen ermittelt bzw. Spannungspfadversuche durchgeführt und dokumentiert wurden. Danach wird auf eine Auswahl von Arbeiten verwiesen, bei denen Antwortellipsen im Rahmen von numerischen Elementversuchen eine Rolle spielen. Schließlich wird ein Überblick über experimentelle Untersuchungen gegeben, in denen bei zyklischen Versuchen verschiedene Einflussfaktoren auf die Akkumulation der gesamten

Dehnungen einerseits und auf die elastischen Dehnungsanteile andererseits untersucht wurden.

Aus den im 3. Kapitel dieser Arbeit beschriebenen Einflussfaktoren auf das Akkumulationsverhalten werden im **4. Kapitel** grundsätzliche Anforderungen an Stoffmodelle zusammengestellt, die erforderlich sind, um das Spannungs-Dehnungs-Verhalten – auch und insbesondere bei niederzyklischer Beanspruchung – möglichst realistisch wiederzugeben. Aus dieser Zusammenstellung wird schließlich ein Untersuchungsprogramm ausgearbeitet, welches die Basis der experimentellen und numerischen Elementversuche in Kapitel 6 bildet.

Die Grundlagen der durchgeführten eigenen Versuche werden in **Kapitel 5** beschrieben. Hier spielt insbesondere die Identifikation von möglichen Fehlern und Messungenauigkeiten bei der Versuchsdurchführung und deren Minimierung Rolle.

Die Versuchsergebnisse der durchgeführten dränierten, kraftgesteuerten Triaxialversuche werden in **Kapitel 6** vorgestellt. Die Ergebnisse bei *monotoner Belastung* werden mithilfe von Antwortellipsen dargestellt. Bei den Versuchsergebnissen infolge *niederzyklischer Belastung* werden die quasi-elastischen Verformungsanteile ebenfalls mithilfe von Antwortellipsen ausgewertet. Bei den irreversiblen Verformungen wird die Entwicklung der totalen Dehnungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl dargestellt.

Alle experimentellen Versuche werden mit ausgewählten Stoffmodellen in **Kapitel 7** nachgerechnet und ausgewertet. Zu Beginn jedes Unterkapitels werden die Grundlagen des jeweils betrachteten Stoffmodells erläutert und die Bedeutung und Ermittlung der benötigten Stoffparameter beschrieben.

Bei der Erläuterung sowohl der experimentellen als auch der numerischen Ergebnisse wird konsequent folgende Gliederung gewählt:

- Versuchsergebnisse infolge monotoner Belastung
- Versuchsergebnisse bei niederzyklischer Belastung
  - o Akkumulationsverhalten
  - o quasi-elastische Dehnungsanteile

Im **8. Kapitel** werden schließlich die experimentellen und numerischen Ergebnisse gegenübergestellt und miteinander verglichen. Dieser Vergleich beschränkt sich aus Gründen der Übersichtlichkeit an dieser Stelle auf eine repräsentative Auswahl einiger Versuche; weitere Ergebnisse finden sich im Anhang der Arbeit. Unterschiede und Gemeinsamkeiten werden quanti- und qualitativ beschrieben und bewertet. Es wird aufgezeigt, welches der Modelle welche Aspekte des versuchstechnisch beobachteten Spannungs-Dehnungs-Verhaltens am zutreffendsten beschreiben kann. Anhand dieser Feststellungen werden Empfehlungen für die Anwendung ausgearbeitet, bei welcher Art von Randwertproblem welches Stoffmodell geeignet ist und wessen Anwendung nicht zu empfehlen ist.

In **Kapitel 9** werden abschließend die wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit zusammengefasst. Weiterhin wird ein Ausblick auf notwendige weitere Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet der Verformungsakkumulation von nichtbindigen Böden bei niederzyklischer Belastung gegeben.

## 2. Grundlagen

### 2.1 Notation

Grundsätzlich wird in dieser Arbeit die Vorzeichenkonvention der Bodenmechanik angewandt. Druckspannungen und Stauchungen – auch Kontraktanz – sind hierbei positiv.

Bei der Kurzbeschreibung der untersuchten Stoffmodelle in Kapitel 7 wird sowohl die Tensornotation als auch die Indexschreibweise verwendet. Für skalarwertige Variablen werden Buchstaben in Normalschrift benutzt, während 2stufige Tensoren durch fett gedruckte Buchstaben gekennzeichnet werden.

Die Definition der Spannungs- und Dehnungskomponenten wird nachfolgend für rotations-symmetrische Spannungs- und Dehnungszustände eingeführt.

### 2.2 Definitionen

#### 2.2.1 Spannungen

Der effektive Spannungszustand eines Punktes im euklidischen Raum wird durch den Cauchyschen Spannungstensor  $\sigma$  beschrieben. Die axiale Spannungskomponente wird mit  $\sigma_1$  und die seitliche mit  $\sigma_2 = \sigma_3$  bezeichnet.

Die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen sind am Beispiel eines axialsymmetrischen Spannungselementes bzw. -zustands in Bild 2.1 dargestellt.

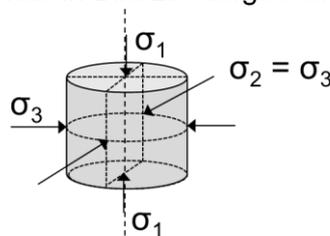


Bild 2.1: Spannungskomponenten beim rotationssymmetrischen Bodenelement

Die Axialspannung wird in dieser Arbeit aus dem Quotient  $F / A$  ermittelt, wobei sich die Axialkraft  $F$  immer auf die *aktuelle* Querschnittsfläche  $A$  der Bodenprobe bezieht. Diese Vorgehensweise ist bei der Auswertung von Triaxialversuchen in der Literatur üblich und wird auch

in der deutschen Norm DIN 18137-Teil 2 „Bestimmung der Scherfestigkeit: Triaxialversuche“, empfohlen.

Es werden die Roscoe-Invarianten mittlerer Druck  $p$  und Deviatorspannung  $q$  verwendet, die wie folgt definiert sind:

$$p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) \quad (2.1)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.2)$$

Die Lage eines Spannungszustandes in der Deviator- bzw.  $p$ - $q$ -Ebene wird in dieser Arbeit durch das Spannungsverhältnis

$$\eta = \frac{q}{p} \quad (2.3)$$

beschrieben.

Bei granularen Materialien mit einem Reibungswinkel  $\varphi$  treten kritische Spannungsverhältnisse dann auf, wenn bei fortschreitender Verformung keine Spannungs-/ Volumenänderungen mehr auftreten. Für solche kritischen Spannungsverhältnisse gilt  $\varphi = \varphi_c$ , und es ergeben sich Grenzgeraden im Kompressions- und im Extensionsbereich mit den Steigungen

$$M_C = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (2.4)$$

$$M_E = -\frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad (2.5)$$

im  $p$ - $q$ -Diagramm, die auch als „Critical State Line“ (CSL) bezeichnet werden, siehe Wichtmann (2005). Die Grenzgeraden, die sich aus einem Peakreibungswinkel  $\varphi_p$ , also dem Reibungswinkel bei maximaler Scherfestigkeit ergeben, sind steiler geneigt, Bild 2.2.

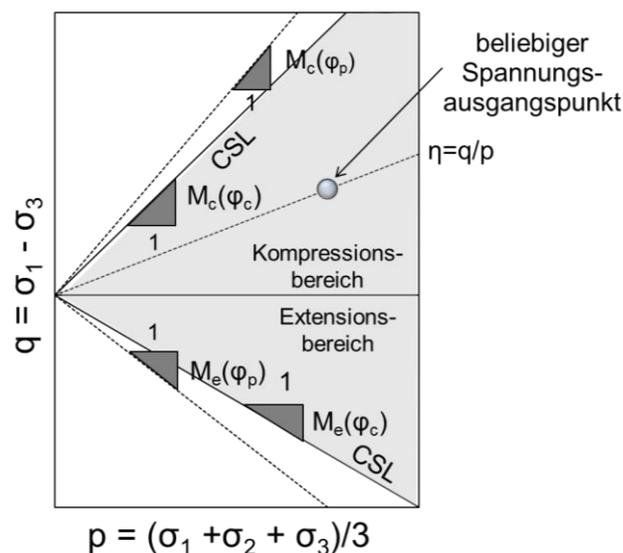


Bild 2.2: Kritische Spannungszustände und Neigung der kritischen Grenzgeraden in der  $p$ - $q$ -Ebene (nach Wichtmann, 2005)

Bei gleichem Reibungswinkel im Kompressions- und im Extensionsbereich ist die Grenzgerade im Extensionsbereich immer flacher geneigt. So beträgt beispielsweise bei einem Rei-

bungswinkel von  $37,5^\circ$  die Steigung der Grenzgerade im Kompressionsbereich  $M_C = 1,5$  und im Extensionsbereich  $M_E = -1,0$ , Bild 2.3a.

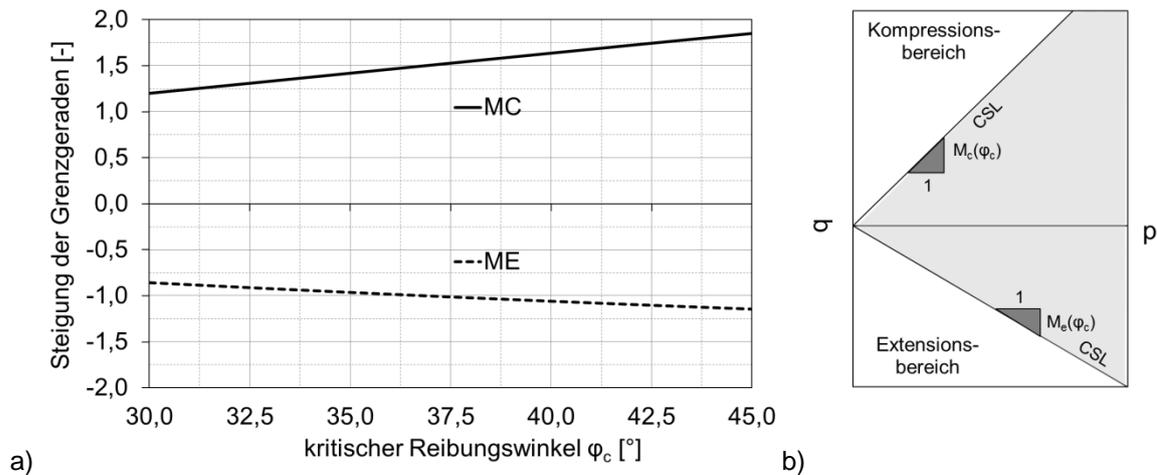


Bild 2.3: Kritischer Reibungswinkel und dazugehörige Steigung der Grenzgeraden in der p-q-Ebene

Die bislang genannten Roscoeschen Parameter  $p$  und  $q$  sind invariant, aber nicht isomorph, d.h. eine Kurve auf der Ebene  $\sigma_2 = \sigma_3$  im Hauptspannungsraum  $\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$  wird im p-q-Diagramm verzerrt, bzw. der Winkel zwischen zwei Vektoren wird nicht beibehalten. Aus diesem Grund werden häufig isomorphe Spannungskoordinaten bevorzugt, wie beispielsweise die Spannungen in der sogenannten Rendulic-Ebene mit den Achsen  $\sqrt{2} \sigma_3$  und  $\sigma_1$  oder die isomorphen Spannungskoordinaten  $P$  und  $Q$ , Gleichungen (2.6) und (2.7).

$$P = -\frac{1}{\sqrt{3}} \cdot (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.6)$$

$$Q = -\sqrt{\frac{2}{3}} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.7)$$

In dieser Arbeit werden die Spannungen in der isomorphen Rendulic-Ebene mit den Achsen  $\sqrt{2} \sigma_3$  und  $\sigma_1$  beschrieben. Die totale Spannung ergibt sich zu

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + 2\sigma_3^2} = \sqrt{3p^2 + \frac{2}{3}q^2} = \sqrt{P^2 + Q^2} \quad (2.8)$$

Da in dieser Arbeit ausschließlich dränierte Verhältnisse betrachtet werden, entfällt eine Einteilung in totale  $\sigma$  bzw. effektive Spannungen  $\sigma'$ , und alle Spannungen verstehen sich als effektive Spannungen, weshalb auf eine Unterscheidung in der Notation verzichtet wird und immer  $\sigma = \sigma'$  gilt.

## 2.2.2 Dehnungen

Zur Beschreibung der Dehnungen wird in dieser Arbeit wie in der Bodenmechanik üblich von einem geometrisch linearisierten Dehnungstensor  $\boldsymbol{\varepsilon}$  ausgegangen. Eigentlich bezieht sich die Dehnung  $I_{i+1}$  auf die jeweils *aktuelle* Größe  $I_i$  des Bodenelementes anstatt auf die des Ursprungszustandes  $I_0$ . Diese Hencky-Dehnung ist definiert durch

$$\sum_{i=0}^n \varepsilon = \frac{\Delta l_{i+1}}{\Delta l_i} + \frac{\Delta l_{i+2}}{\Delta l_{i+1}} + \dots + \frac{\Delta l_n}{\Delta l_{n-1}} = \ln \left( \frac{\Delta l}{l_0} \right) \quad (2.9)$$

Bei den in dieser Arbeit präsentierten Versuchsergebnissen kann in guter Näherung davon ausgegangen werden, dass ausreichend kleine Dehnungen vorliegen ( $\Delta l_i \ll l_0$ ) und näherungsweise  $l_i \approx l_{i+1}$  bzw.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2.10)$$

gilt.

Grundsätzlich hat der Dehnungstensor  $\varepsilon$  im 3dimensionalen Koordinatensystem 6 unabhängige Dehnungskomponenten ( $\varepsilon_{11}$ ,  $\varepsilon_{22}$ ,  $\varepsilon_{33}$ ,  $\gamma_{12}$ ,  $\gamma_{23}$  und  $\gamma_{31}$ ). Bei Betrachtung eines axialsymmetrischen Elementes verringert sich die Anzahl der Dehnungskomponenten, Bild 2.4.

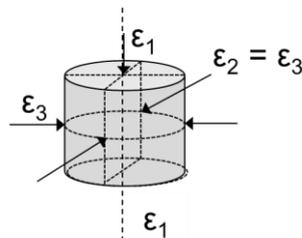


Bild 2.4: Dehnungskomponenten beim rotationssymmetrischen Bodenelement

Die Dehnung in axiale Richtung wird in dieser Arbeit wie allgemein üblich mit  $\varepsilon_1$  und die in seitliche Richtung mit  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  bezeichnet. Es werden außerdem die Roscoe-Dehnungsinvarianten

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3 = \varepsilon_p \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \gamma_s \quad (2.12)$$

verwendet. Die deviatorische Dehnung  $\varepsilon_q$  wird häufig auch als Scherdehnung  $\gamma_s$  bezeichnet. Die volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  entspricht dem isotropen Anteil der Gesamtdehnungen. Beide Dehnungsinvarianten sind in Bild 2.5 in an einem ebenen Element mit den Abmessungen  $X_1$  und  $X_3$  veranschaulicht.

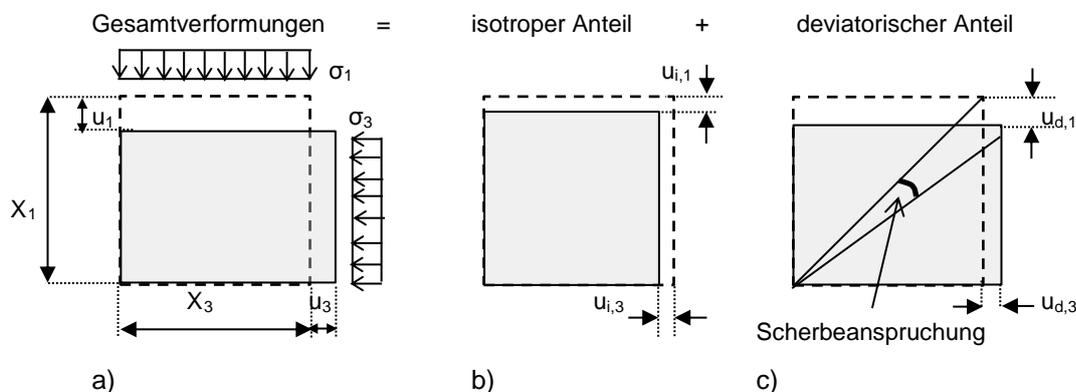


Bild 2.5: Darstellung der Dehnungsinvarianten in einer Ebene: a) Gesamtverformungen, b) isotroper Anteil, c) deviatorischer Anteil (nach Wegener (2013))

Bild 2.5a zeigt die Gesamtverschiebungen  $u_1$  und  $u_3$ , die sich jeweils aus einem isotropen Anteil  $u_i$  und dem deviatorischen Anteil  $u_d$  zusammensetzen. Infolge der deviatorischen Dehnungen kommt es zu einer Scherbeanspruchung, Bild 2.5c.

Die Darstellung der Dehnungen erfolgt in dieser Arbeit analog zu der isomorphen Spannungsebene in der isomorphen Rendulic-Ebene mit den Achsen  $\sqrt{2} \varepsilon_3$  und  $\varepsilon_1$ . Die gesamte (totale) Dehnung ist

$$\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_1^2 + 2 \varepsilon_3^2} = \sqrt{\frac{\varepsilon_v^2}{3} + \frac{3}{2} \varepsilon_d^2} \quad (2.13)$$

### 2.2.3 Porenvolumen und Lagerungsdichte

Das Porenvolumen bezeichnet das gesamte Hohlraumvolumen des Bodens. Dies kann mit Luft oder Wasser – oder mit beidem – gefüllt sein.

Die Größe des Porenraumes wird durch die Porenzahl  $e$  oder den Porenanteil  $n$  beschrieben. Während der Porenanteil  $n$  sich immer auf das Gesamtvolumen  $V$  bezieht, beschreibt die Porenzahl  $e$  das Verhältnis zwischen Porenvolumen  $V_p$  und Kornvolumen  $V_s$  und es gilt:

$$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{n}{1 - n} \quad (2.14)$$

Die bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  berechnet sich aus der aktuellen Porenzahl  $e$  und den im Labor (nach DIN 18126) ermittelten minimalen und maximalen Porenzahlen  $e_{\min}$  und  $e_{\max}$  bei dichtester und lockerster Lagerung in Gleichung (2.15).

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2.15)$$

Mit  $I_{D0}$  wird der Anfangswert der relativen Lagerungsdichte zu Beginn eines Versuches bezeichnet.

Bei eng gestuften Sand- oder Kiesgemischen bzw. bei Bodengruppen SE und GE nach DIN 18196 mit Ungleichförmigkeitszahlen  $C_U \leq 3$  gelten die in Tabelle 2.1 dargestellten Grenzwerte für die Beurteilung bzw. Einstufung der Lagerungsdichten, siehe auch Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben EAB (2012).

Tabelle 2.1: Definition/Bezeichnung der Lagerungsdichte nichtbindiger, enggestufter ( $C_U \leq 3$ ) Böden (SE und GE nach DIN 18196) nach EAB 5. Auflage (2012)

Lagerung	Lagerungsdichte D	bezogene Lagerungsdichte $I_D$
sehr locker	$D \leq 0,15$	$I_D \leq 0,33$
locker	$0,15 \leq D \leq 0,30$	
mitteldicht	$0,30 \leq D \leq 0,50$	$0,33 \leq I_D \leq 0,66$
dicht	$0,50 \leq D \leq 0,75$	$0,66 \leq I_D \leq 1,0$
sehr dicht	$0,75 \leq D$	

## 2.2.4 Steifigkeit

Grundsätzlich kann die Steifigkeit eines Materials durch einen Tangentenmodul (z.B. Elastizitätsmodul, Steifemodul, Schubmodul, Kompressionsmodul) beschrieben werden. Diese Moduln ergeben sich aus dem Verhältnis der Änderung der Spannung zur Änderung der Dehnung. Die Steifigkeit ist damit quasi eine Proportionalitätskonstante zwischen den Änderungen der Spannungs- und Dehnungsincrementen und gibt an, wie bzw. um wieviel sich die jeweilige Spannungskomponente  $\sigma_{ij}$  bei einem aufgetragenen Verformungsincrement  $d\varepsilon_{ij}$  ändert.

Bei einem linear-elastischen Material nach Hooke zum Beispiel ist ein Maß zur Beschreibung der Steifigkeit der E-Modul. Er ist der Proportionalitätsfaktor zwischen einaxialer Belastung und entsprechender Deformation, die Querdehnzahl  $\nu$  beschreibt dabei das Verhältnis zwischen Querdehnung und Längsdehnung, Gleichung (2.16).

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad \nu = \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (2.16)$$

Bei inkompressiblen Materialien, deren Volumen bei Kompression konstant bleibt, ist  $\nu = 0,5$ . Je nach Spannungsbereich und Größe der betrachteten Dehnungen liegt die Querdehnzahl bei nichtbindigen Böden in der Regel zwischen  $\nu = 0,2 \dots 0,3$ .

Der Schubmodul  $G$  beschreibt analog zu  $E$  das Verhältnis zwischen der Schubspannung  $\tau$  und der Scherdehnung  $\gamma_s$ .  $G$  kann auch mit Hilfe der Querdehnungs- bzw. Poissonzahl  $\nu$  und  $E$  ausgedrückt werden, Gleichung (2.17).

$$G = \frac{\Delta\tau_{ij}}{\Delta\gamma_{ij}} = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.17)$$

Der Kompressionsmodul  $K$  beschreibt, welche allseitige (isotrope) Druckänderung nötig ist, um eine bestimmte Volumenänderung hervorzurufen.

$$K = \frac{\Delta p}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (2.18)$$

Die Bodensteifigkeit in der Geotechnik ist eine spannungs- und dehnungsabhängige Größe, wird also von Spannungsniveau und Deformationsrichtung beeinflusst. Die Schubsteifigkeit von Böden nimmt von einem Maximalwert bei sehr kleinen Dehnungen mit zunehmender Scherdehnungsamplitude ab, sodass sich exemplarisch bei logarithmischer Skalierung der Dehnungsachse i.d.R. eine S-förmige Reduktionskurve, die beispielhaft in Bild 2.6 dargestellt ist, ergibt.

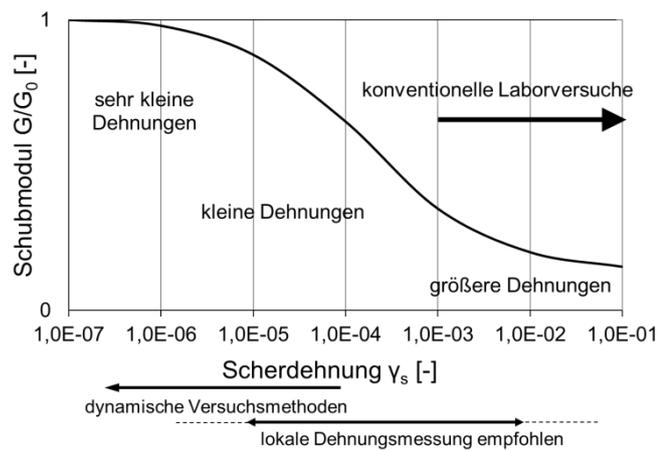


Bild 2.6: Typische Abnahme der Steifigkeit mit der Dehnung nach Atkinson & Salfors (1991)

Aus Bild 2.6 erkennt man, dass die Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen ein Vielfaches der in klassischen Laborversuchen ermittelten Steifigkeit betragen kann. Dies kann bei der FE-Berechnung von geotechnischen Randwertproblemen je nach Problemstellung eine große Rolle spielen.

In der Literatur verweist der Index „0“ oftmals die Steifigkeiten bei sehr kleinen Dehnungen, vgl. Benz, Schwab, & Vermeer (2007).

### 2.2.5 Wiederholte Ent- und Wiederbelastungsvorgänge

In der Bodenmechanik wird in in der Regel zwischen dynamischen und zyklischen Belastungsvorgängen unterschieden.

Wenn die Belastung so schnell erfolgt, dass Trägheitskräfte wirksam sind und ein Großteil der Dehnungen elastisch ist, spricht man in der Literatur häufig von *dynamischen Belastungsvorgängen*. Typische Beispiele für dynamische Einwirkungen sind

- Wasserwellen,
- Wind,
- Schienen- und Straßenverkehr,
- mensch- und maschineninduzierte Anregungen,
- Erdbeben oder auch
- geotechnische Herstellvorgänge (z.B. Einrütteln von Gründungselementen von Spundwänden oder RI-Pfählen)

Dynamische Belastungsvorgänge sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Unter zyklischen Belastungen werden in dieser Arbeit langsame, sich wiederholende Belastungsvorgänge mit einem bestimmten Grad an Regelmäßigkeit in Größe, Orientierung und Frequenz verstanden, bei denen Trägheitskräfte nicht wirksam werden, vgl. Tasan (2011). Sie treten in der Geotechnik beispielsweise auf infolge

- langsam veränderlicher Nutzlasten,
- veränderlichem hydrostatischem Wasserdruck, Wasserwellen, Wind,
- Schienen- und Straßenverkehr,
- Befüll- und Entleerungsvorgängen von Schleusen oder Silos,

- Sommer- bzw. Winterstellung der Widerlager von integralen Brücken vgl. Kudla & Szczyrba (2010) und infolge
- geotechnischer Herstellvorgänge, wie z.B.
  - Bauzuständen bei Baugruben mit ein- oder mehrfacher Stützung,
  - kraftkontrollierter Regelung der Steifenkräfte zur Kontrolle der Verformungen,
  - Temperaturbeanspruchung von Steifen.

Die Anzahl einer Be- und Entlastung – die sogenannte Zyklusanzahl – wird in dieser Arbeit wie in der Literatur üblich mit  $N$  bezeichnet.

In der Literatur werden unterschiedliche Belastungsformen, wie Schwell- oder Wechsellast, mit zyklischen und dynamischen Belastungen verknüpft. Unter der Wechsellast wird eine alternierende Belastung mit Vorzeichenänderung verstanden, Bild 2.7a. Im Gegensatz zur Wechsellast findet bei der Schwelllast keine Vorzeichenänderung statt, Bild 2.7b. Bei den in dieser Arbeit betrachteten zyklischen Belastungsvorgängen handelt es sich um die letztgenannte Belastungsform (Schwelllast).

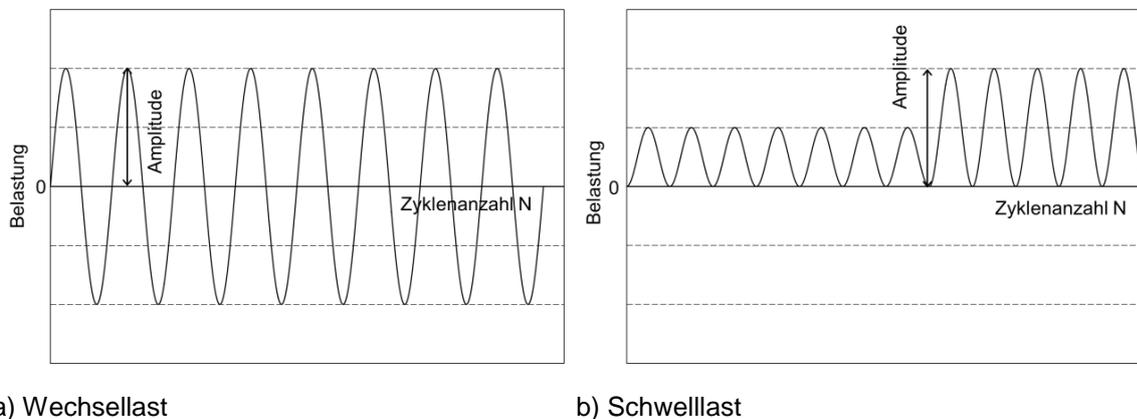


Bild 2.7: verschiedene zyklische Belastungsformen: a) Wechsellast, b) Schwelllast

Die Amplitude wird definiert als maximale Auslenkung bei einer Wechsellast (Bild 2.7a) und als betragsmäßig maximale Belastung bei einer Schwelllast (Bild 2.7b). Ein Zyklus ( $N = 1$ ) entspricht einem Zeitintervall, in dem die Last gesteigert (reduziert) und wieder auf den Ausgangswert entlastet (belastet) wird. Die Belastungsfrequenz  $f_B$  ist definiert als der Kehrwert der Periodendauer  $T$  bzw. dem Kehrwert der Dauer eines Zyklus, in dem ein Be- und Entlastungsvorgang stattfindet.

$$f_B = \frac{1}{T} \quad [\text{Hz}] \quad (2.19)$$

Bezüglich der *Anzahl* der Belastungen  $N$  lässt sich unterscheiden zwischen

- hochzyklischen und
- niederzyklischen

Belastungsvorgängen.

Zu einer **hochzyklischen Belastung** gehören beispielsweise Einwirkungen aus Wind auf die Fundamente von Windenergieanlagen oder aus Überfahrten von Fahrzeugen auf Gründungskonstruktionen. Auch durch das Einrütteln von Gründungselementen z.B. von Spundwänden oder Rüttelinjektionspfählen (RI-Pfählen) wird der umgebende Boden hochzyklisch beansprucht. Die Zyklusanzahl  $N$  ist bei diesen Vorgängen mit  $N \gg 50$  sehr groß.

Prozesse mit **niederzyklischer Belastung** werden aus pragmatischen Gründen für eine deutlich geringere Zyklenzahl mit  $N \leq 50$  definiert, vgl. Danne & Hettler (2013). Gegenstand dieser Arbeit sind ausschließlich niederzyklische Belastungen ohne die Wirkung von Trägheitskräften. Verwandte Ent- und Wiederbelastungsvorgänge werden in nachfolgende Ausführungen miteinbezogen, weil sich die Spannungspfade bei einem zyklisch belasteten System in der Anfangsphase und bei rein zyklischer Beanspruchung ähneln. Zum Beispiel führt eine äußere Einwirkung mit zyklischem Verlauf auf ein Fundament nicht von Beginn an zu zyklischem Verhalten. Dies stellt sich erst nach einer bestimmten Anzahl von Zyklen ein.

Die Dehnungen bei einer zyklischen Belastung setzen sich aus einem bleibenden (irreversiblen) Anteil  $\epsilon_{pl}$  und einem elastischen (reversiblen) Anteil  $\epsilon_{el}$  zusammen, Bild 2.8.

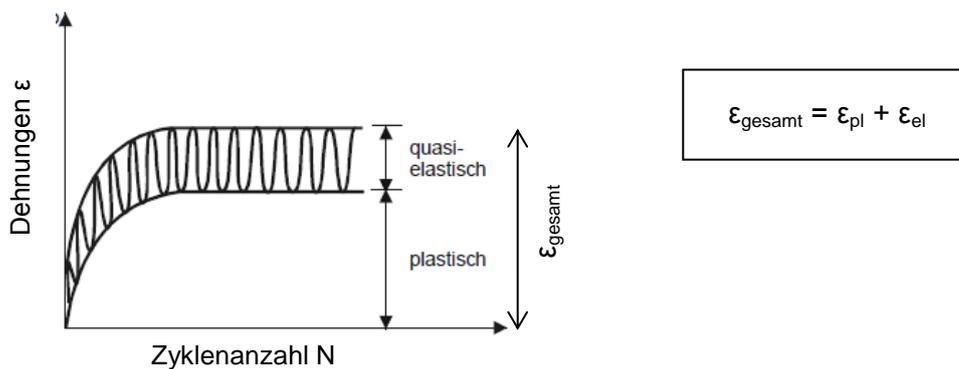


Bild 2.8: Aufteilung der Gesamtdehnung in elastische und plastische Dehnungsanteile

Auch die *Akkumulationsrichtung* – bei anderen Autoren zum Teil als zyklische Fließrichtung bezeichnet (Wichtmann, 2005) – ist ein wichtiger Faktor zur Beurteilung der Akkumulation in qualitativer Hinsicht. Oftmals wird hier der Verhältniswert der volumetrischen zur deviatorischen Dehnungen verwendet, Gleichung (2.20).

$$\omega = \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_q} \quad (2.20)$$

### 2.3 Konzept der Antwortellipsen und alternative Darstellungsformen der richtungsabhängigen Steifigkeit

Mit dem Konzept der Antwortellipsen können verschiedene Stoffmodelle mit experimentellen Versuchen verglichen werden. Wenn sich dabei bereits signifikante Unterschiede zum tatsächlichen Materialverhalten zeigen, ist davon auszugehen, dass auch die Verwendung des Stoffmodells bei der Berechnung von Randwertproblemen zu keinem befriedigenden Ergebnis führen wird. Gleichzeitig ist es möglich, Stoffmodelle auch untereinander zu vergleichen („Benchmark“).

Obschon die Antwort-Ellipsen eigentlich nur in wenigen Fällen die Form einer wirklichen Ellipse haben und daher der Begriff „Umhüllende“ wie im Englischen („response envelope“) angebrachter erscheint, wird in dieser Arbeit – wie in der Literatur üblich – der Begriff „Antwortellipse“ verwendet.

### 2.3.1 Antwortellipse der Dehnungen

Um eine Antwortellipse der Dehnungen zu erhalten, wird von einem Spannungsausgangspunkt ein Spannungsinkrement mit einem konstanten Betrag

$$\Delta\sigma = \sqrt{\Delta\sigma_1^2 + 2\Delta\sigma_3^2} \quad (2.21)$$

in verschiedene Richtungen aufgebracht. In der isomorphen Rendulic-Ebene ergeben die Endpunkte der aufgetragenen Spannungsinkremente einen Kreis, Bild 2.9a.

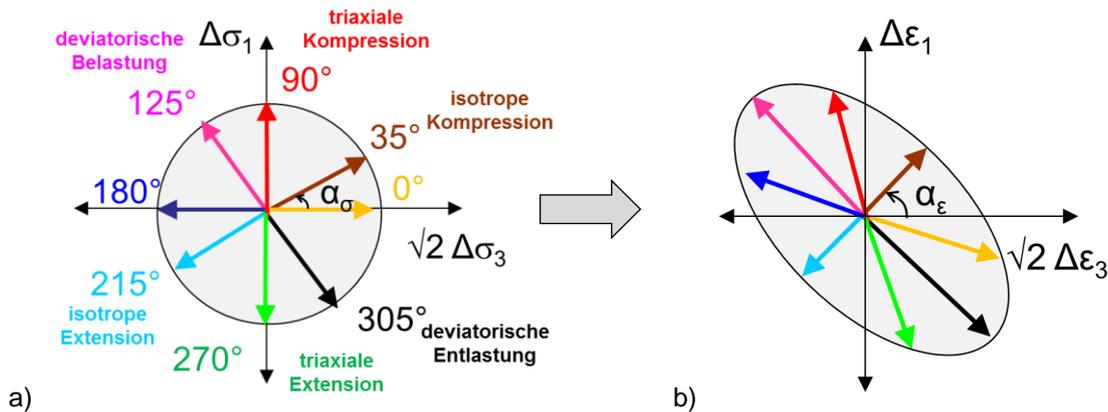


Bild 2.9: Konzept der Antwort-Ellipsen der Dehnungen

In Bild 2.9a entspricht die rein triaxiale Kompression ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) dem rot dargestellten Spannungspfad, in demselben Bild stellt der orange Pfad eine rein radiale Extensionsbelastung ( $\alpha_\sigma = 0^\circ$ ) dar. In Tabelle 2.2 sind die typische Belastungsrichtungen und -arten zusammengestellt und aufgeführt, welches Vorzeichen das dazugehörige Spannungsinkrement hat.

Tabelle 2.2: Belastungsrichtung  $\alpha_\sigma$  mit dazugehörigem Vorzeichen der Radial- und Axialspannungen  $\sigma_3$  und  $\sigma_1$  sowie der Spannungsinvarianten  $p$  und  $q$

Belastung		Radial- und Axialspannungen		Spannungsinvarianten	
Richtung $\alpha_\sigma$ [°]	Art	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta p$	$\Delta q$
0	radiale Kompression	+	0	+	-
35,3	isotrope Kompression	+	+	+	0
≈ 63,2	Erdruchdruck ( $K_0$ )	+	+	+	+
90	triaxiale Kompression	0	+	+	+
125,3	deviatorische Belastung	+	-	0	+
180	radiale Extension	-	0	-	+
215,3	isotrope Extension	-	-	-	0
270	triaxiale Extension	0	-	-	-
305,3	deviatorische Entlastung	-	+	0	-

Eine rein isotrope Be-/Entlastung mit  $\Delta q = 0$  entspricht einem Winkel von  $\alpha_\sigma = 35,3^\circ$  bzw.  $215,3^\circ$ , eine rein deviatorische Be- bzw. Entlastung mit  $\Delta p = 0$  entsprechen die Richtungen

$\alpha_\sigma = 125,3^\circ$  bzw.  $305,3^\circ$ . Für den Fall, dass keinerlei radiale Verformungen auftreten ( $\varepsilon_3 = 0$ ), liegt ein  $K_0$ -Spannungspfad vor (Erdruchdruck). Beispielsweise ergibt sich bei einem für eine Lagerungsdichte von  $I_D \approx 0,75$  ermittelten Reibungswinkel von  $\varphi \approx 40^\circ$  ein Erdruchdruckbeiwert nach Jaky von  $K_0 = 0,357$ , der in Bild 2.9a einem unter einem Winkel von  $\alpha_\sigma \approx 63,2^\circ$  geneigten Spannungspfad entspricht.

Auch die Dehnungen werden im Rendulic-Diagramm dargestellt (Bild 2.9b); der Betrag des resultierenden Dehnungsincrementes analog zu Gleichung (2.21) lautet:

$$\Delta\varepsilon = \sqrt{\Delta\varepsilon_1^2 + 2\Delta\varepsilon_3^2} = \sqrt{\Delta\varepsilon_p^2 + 2\Delta\varepsilon_Q^2} \quad (2.22)$$

vgl. auch Gleichung (2.13). Die Winkel  $\alpha_\sigma$  und  $\alpha_\varepsilon$  in Bild 2.9 quantifizieren die Richtungen der Spannungs- und Dehnungsincremente, wobei  $\alpha_\sigma$  der Winkel zwischen dem Spannungsvektor und der positiven  $\sqrt{2}\sigma_3$ -Achse ist (Gleichung (2.23)) und  $\alpha_\varepsilon$  den Winkel zwischen dem Dehnungsvektor und der positiven  $\sqrt{2}\Delta\varepsilon_3$ -Achse beschreibt, Gleichung (2.24).

$$\alpha_\sigma = \arctan \frac{\Delta\sigma_1}{\sqrt{2}\Delta\sigma_3} \quad \text{mit } \alpha_\sigma \in [0; 360] \quad (2.23)$$

$$\alpha_\varepsilon = \arctan \frac{\Delta\varepsilon_1}{\sqrt{2}\Delta\varepsilon_3} \quad \text{mit } \alpha_\varepsilon \in [0; 360] \quad (2.24)$$

Die Richtung der Winkel verläuft in beiden Fällen gegen den Uhrzeigersinn.

### 2.3.2 Antwortellipse der Spannungen

Analog zur Antwortellipse der Dehnungen wird bei einer Antwortellipse der Spannungen ein konstantes *Dehnungsincrement* in verschiedene Richtungen aufgebracht und die resultierenden Spannungsincremente ermittelt und grafisch dargestellt, Bild 2.10.

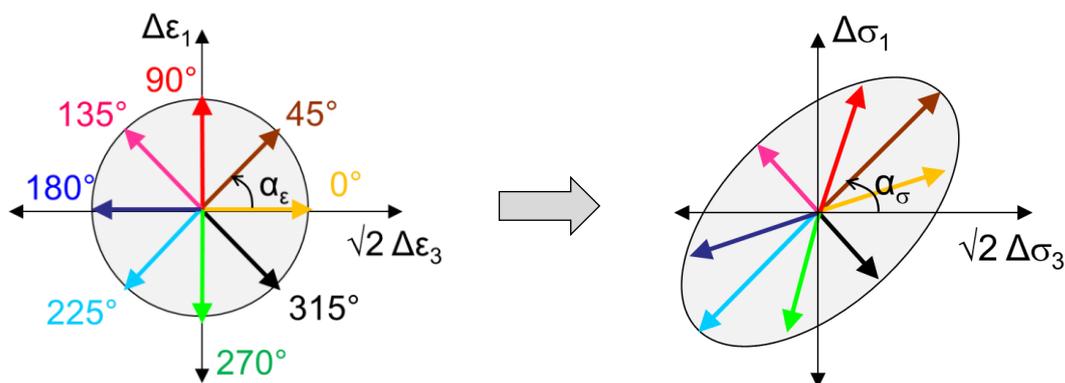
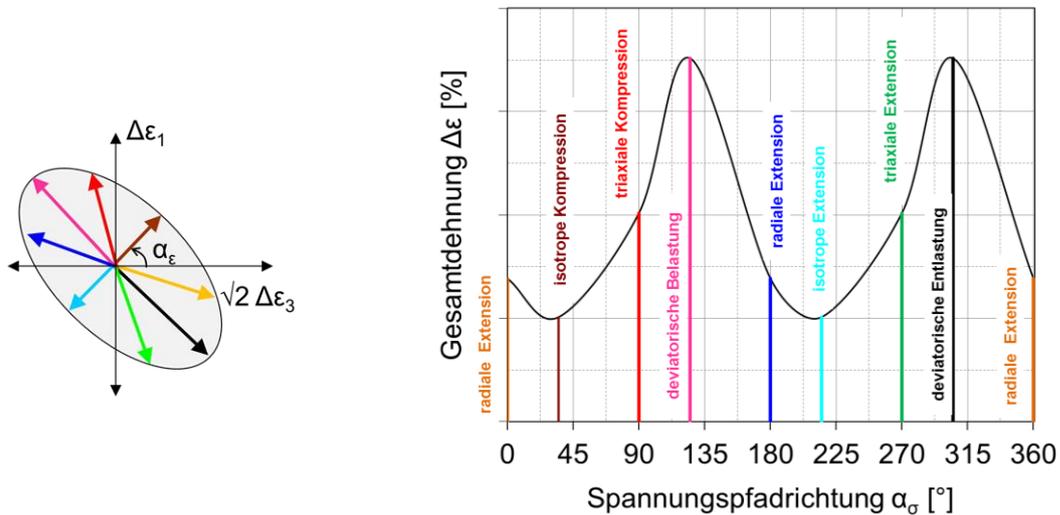


Bild 2.10: Konzept der Antwort-Ellipsen der Spannungen

Diese weggesteuerten Versuche experimentell durchzuführen, ist i.d.R. nur mit rein axialen oder rein radialen Dehnungszyklen möglich. Bei numerischen Untersuchungen spielt diese Form der Antwortellipsen eine größere Rolle, vgl. Abschnitt 3.2.

### 2.3.3 Alternative Darstellungsmöglichkeiten

Eine andere Möglichkeit, Spannungspfadversuche auszuwerten, ist die Darstellung des Betrags der Gesamtdehnung über die Belastungsrichtung wie in Bild 2.11. So kann verdeutlicht werden, bei welcher Belastungsrichtung sich die größten/kleinsten Verformungen einstellen bzw. der Boden am weichsten/stEIFSTEN reagiert.



a) resultierende Dehnungspfade

b) Betrag der Gesamtdehnungen

Bild 2.11: Betrag der Gesamtdehnungen  $\Delta\epsilon$  in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung  $\alpha_\sigma$  bei konstantem Spannungsincrement  $\Delta\sigma$

Die Richtungen mit den größten Verformungen stellt dabei die Hauptachse der dazugehörigen Antwortellipse dar. Eine Aussage über die Richtung der Dehnungsantwort (vgl. Gleichung (2.24)) ist so nicht möglich.

## 3. Stand der Forschung

### 3.1 Experimentell ermittelte Antwortellipsen und Spannungspfadversuche

Im Folgenden wird eine Auswahl von einigen in der Literatur beschriebenen und vielfach zitierten Triaxialversuchen vorgestellt, mit denen das inkrementelle Spannungs-Dehnungsverhalten von Böden untersucht wird. Es wird dabei u.a. aufgezeigt, welche unterschiedlichen Ziele und Fragestellungen den Versuchen zugrunde liegen und wo Lücken zu den in dieser Arbeit beschriebenen Versuchen bestehen. Die Zusammenstellung der verschiedenen Beiträge erfolgt chronologisch.

#### 3.1.1 Lewin & Burland (1970)

Erste Spannungspfadversuche wurden in den 1970er Jahren von Lewin & Burland (1970) vorgestellt. An fünf Ausgangsspannungszuständen (Bild 3.1a) wird an gestörten Proben aus „wassergesättigten Schiefermehlstaub“ ein konstantes Spannungsinkrement  $\Delta\sigma = 13 \text{ kPa}$  in verschiedene Richtungen aufgebracht.

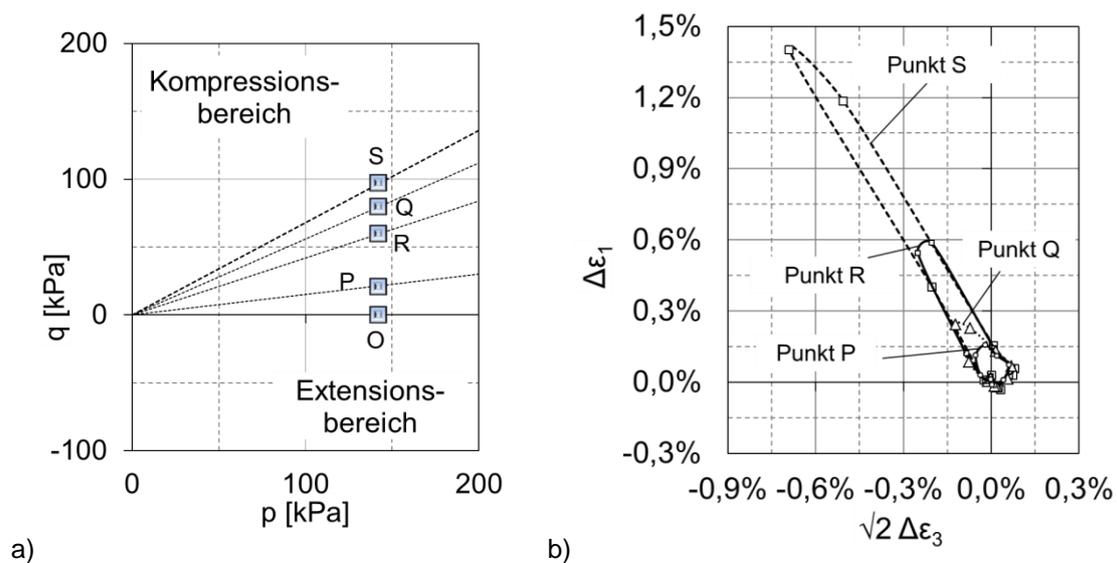


Bild 3.1: Versuche von Lewin & Burland (1970): a) Spannungsausgangspunkte, b) Antwortellipsen der Dehnungen für ein konstantes Spannungsinkrement  $\Delta\sigma = 13 \text{ kPa}$

Die Auswertung der Versuche und die Darstellung der Dehnungen erfolgt bei Lewin & Burland ursprünglich getrennt für Volumen- und Scherdehnung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung ähnlich der Darstellung in Bild 2.11. Zur besseren Vergleichbarkeit mit den übrigen in diesem Abschnitt beschriebenen Versuchen werden sie als Antwortellipsen der Dehnungen dargestellt, Bild 3.1b. Diese werden mit zunehmendem Spannungsverhältnis langgestreckter bzw. die Dehnungen, die in Richtung der Grenzgerade zeigen, werden größer. Lewin & Burland (1970) stellen außerdem fest, dass die experimentell beobachteten Dehnungen deutlich geringer ausfallen als die prognostizierten, was sie auf eine Zunahme der Steifigkeit des Tons während der Ruheperioden zurückführen. Bezüglich der beobachteten Axial- und Scherdehnungen beobachten sie, dass bei den Spannungspfadrirectionen, bei denen es zu einer Entlastung des Bodens kommt nur geringe Dehnungen auftreten, die noch dazu bei allen Punkten nahezu identisch sind, siehe auch Bild 3.1b.

### 3.1.2 Anandarajah, Sobhan, & Kuganenthira (1995)

Anandarajah, Sobhan, & Kuganenthira (1995) führen dränierte Triaxialversuche mit dichtem und mitteldichtem Ottawa-Sand an Proben mit einem Durchmesser von 7 cm und einer Höhe von 15 cm durch. Die spannungsgesteuerten Versuche haben zum Ziel, die Abhängigkeit der inkrementellen *plastischen* Verformungen von der Belastungsrichtung zu untersuchen. Dazu werden sechs Spannungsausgangspunkte betrachtet (Bild 3.2a) und Spannungsinkremente von  $\Delta\sigma = 9$  kPa bis 52 kPa in bis zu 10 verschiedene Richtungen aufgebracht.

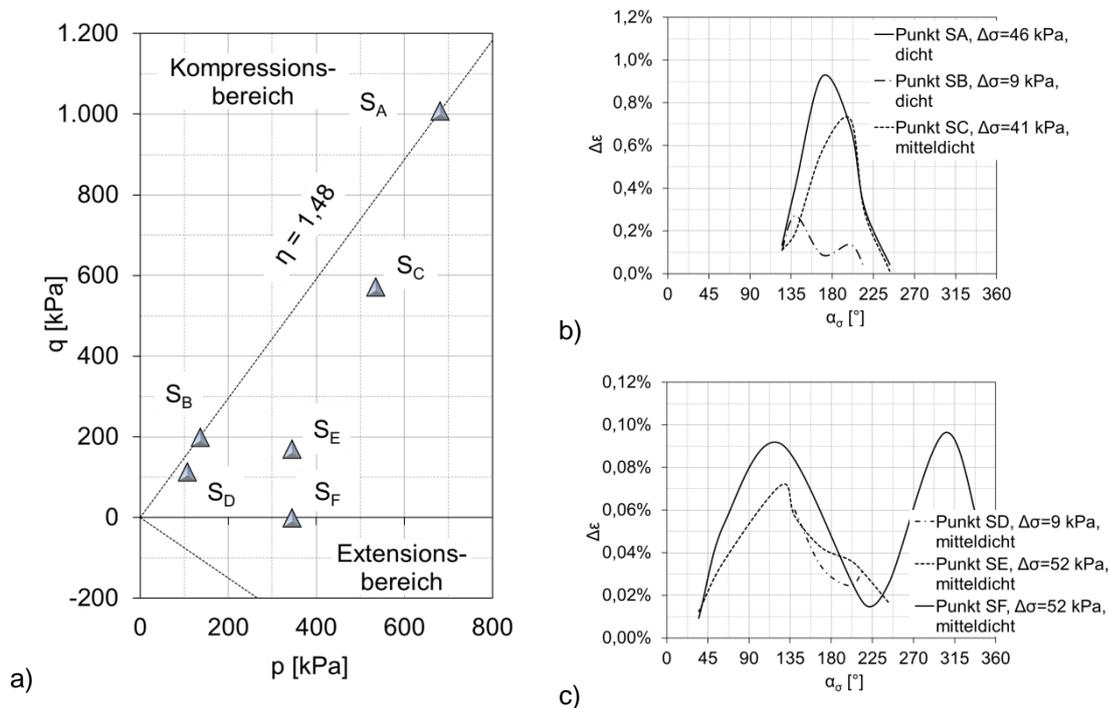


Bild 3.2: Versuchsergebnisse von Anandarajah et al. (1995): a) Spannungsausgangspunkte und plastische Gesamtdehnungen b) bei Punkten  $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$  und c) bei Punkten  $S_D$ ,  $S_E$ ,  $S_F$

Bei der Ermittlung der plastischen Verformungsanteile werden die elastischen Anteile von den Gesamtdehnungen subtrahiert. Die elastischen Dehnungen wiederum werden entweder mit einem elastischen Schubmodul nach einer empirischen Gleichung von Richart, Hall, & Woods (1970)

$$G = G_0 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_{\text{atm}}}} \quad (3.1)$$

oder experimentell bei einer Belastungsumkehr ermittelt. Die plastischen Gesamtdehnungen sind in Bild 3.2b und c in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung dargestellt. Sie zeigen die unterschiedlichen Größen und Richtungen, bei denen die größten plastischen Verformungen auftreten. Während sich die größten plastischen Dehnungen bei den Punkten  $S_A$ ,  $S_B$  und  $S_C$ , die alle im Kompressionsbereich nahe der Grenzgerade liegen, zwischen den Richtungen  $140^\circ$  und  $180^\circ$  einstellen, sind diese bei dem auf der isotropen Achse liegenden Punkt für deviatorische Ent- und Belastung nahezu gleichgroß. Anandarajah et al. sehen durch ihre Versuchsergebnisse die Plastizitätstheorie für Spannungszustände im Bereich der Grenzgerade bestätigt. Die plastischen Verformungen bei den beiden (nahezu) isotropen Ausgangszuständen  $S_F$  und  $S_E$  unterscheiden sich auch bezüglich der Größe erheblich davon.

### 3.1.3 Doanh (2000)

Die von Doanh (2000) durchgeführten experimentellen Versuche zur Ermittlung der Antwortellipsen der Dehnungen an dichtem Hostun-Sand werden in der Literatur vielfach zitiert, vgl. z.B. Calvetti, Viggiani, & Tamagnini (2003). Die betrachteten drei Ausgangszustände liegen im Kompressionsbereich und auf der isotropen Achse, Bild 3.3a. Die Richtung des an jedem Spannungsausgangspunkt aufgebrachtten Spannungsinkrements mit einem Betrag von  $\Delta\sigma = 10$  kPa geht aus Bild 3.3b hervor.

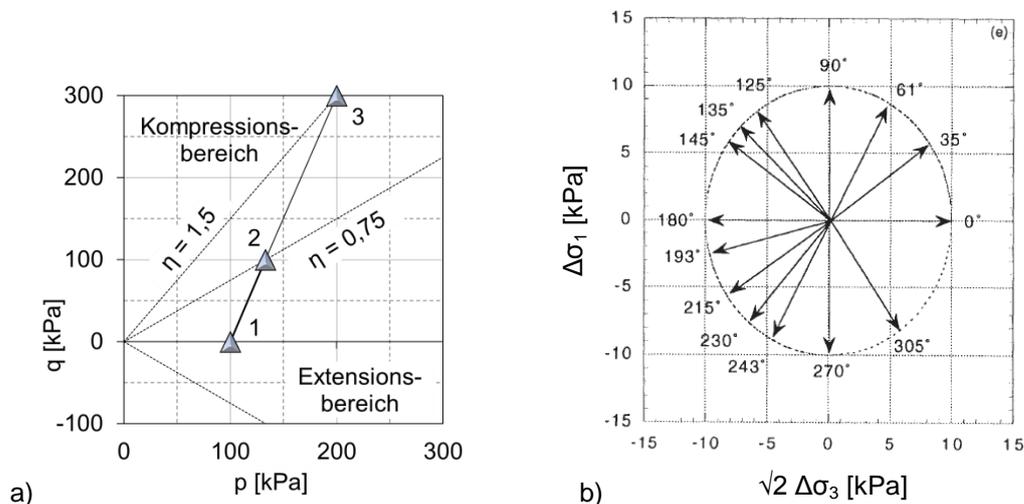


Bild 3.3: Versuche von Doanh (2000): a) Spannungsausgangspunkte, b) Spannungspfade in der Rendulic-Ebene

Die Gesamtverformungen nach monotoner Belastung werden ausgewertet und als Antwortellipsen dargestellt, Bild 3.4.

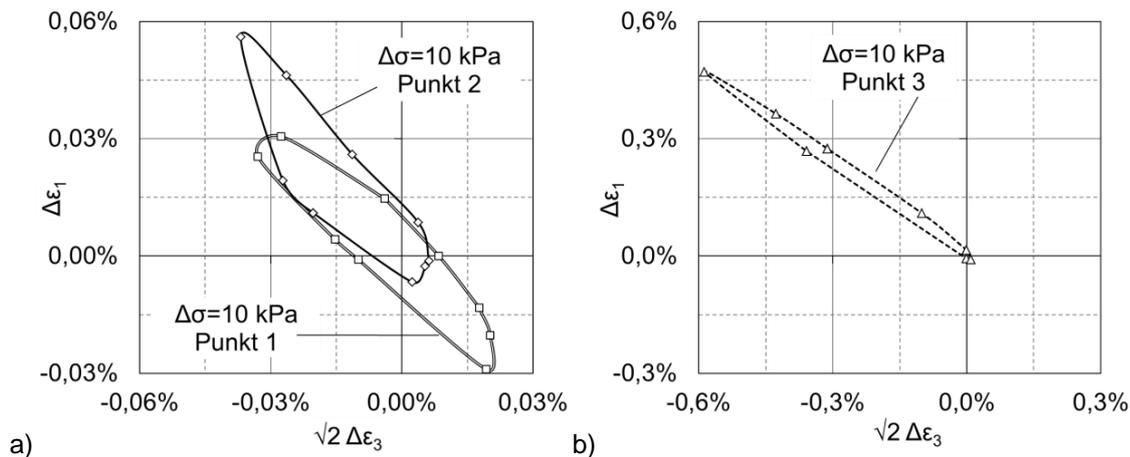


Bild 3.4: Experimentelle Antwortellipsen der Dehnungen bei Doanh (2000): a) bei Punkten 1 und 2, b) bei Punkt 3

Die zu dem isotropen Ausgangsspannungszustand (Punkt 1) gehörige Antwortellipse ist annähernd zu beiden Achsen symmetrisch und in einem Winkel von ca.  $45^\circ$  geneigt, Bild 3.4a. Bei größer werdendem Ausgangsspannungsverhältnis (Punkt 2) sind die Verformungen infolge deviatorischer Ent- und Belastung nicht mehr identisch, was dazu führt, dass die Ellipse im Bereich positiver Axial- und negativer Radialdehnungen länger, im Bereich positiver Radial- und negativer Axialdehnungen kürzer wird. In der Nähe der Grenzgerade verzehnfachen sich die Verformungen bei gleichem Spannungsinkrement und die Form der Ellipse wird noch schmalere, Bild 3.4b. In diesem Fall verändert sich auch die Neigung.

### 3.1.4 Costanzo, Viggiani, & Tamagnini (2006)

Ein weiterer vielfach zitierter Beitrag kommt von Costanzo, Viggiani, & Tamagnini (2006). Bei dem Versuchsboden handelt es sich um einen normalkonsolidierten, aufbereiteten schluffigen Ton. Zwei Spannungsausgangspunkte werden untersucht, Bild 3.5.

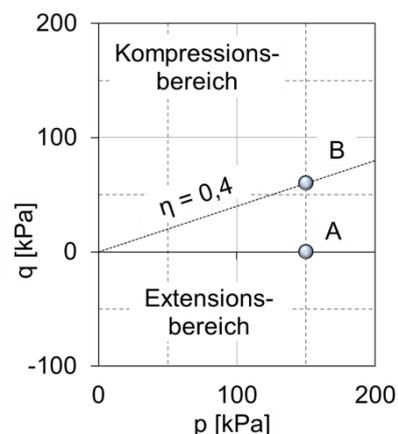


Bild 3.5: Versuche von Costanzo et al. (2006): Spannungsausgangspunkte

Das Verhältnis von Probenhöhe zu Probendurchmesser beträgt  $76,2 \text{ mm} / 38,1 \text{ mm} = 2$ . Da der Boden relativ weich ist, erachten es Costanzo et al. als ausreichend, die Messung der Axialverformung außerhalb der Triaxialzelle durchzuführen. Die Radialdehnungen werden nicht direkt gemessen, sondern aus den Axial- und Volumendehnungen zurückberechnet.

An jedem Punkt werden monotone Spannungspfade gefahren. Die Dehnungsantworten für Spannungskremente zwischen  $\Delta\sigma = 20$  bis 90 kPa werden ausgewertet und als Antwortellipsen dargestellt, Bild 3.6.

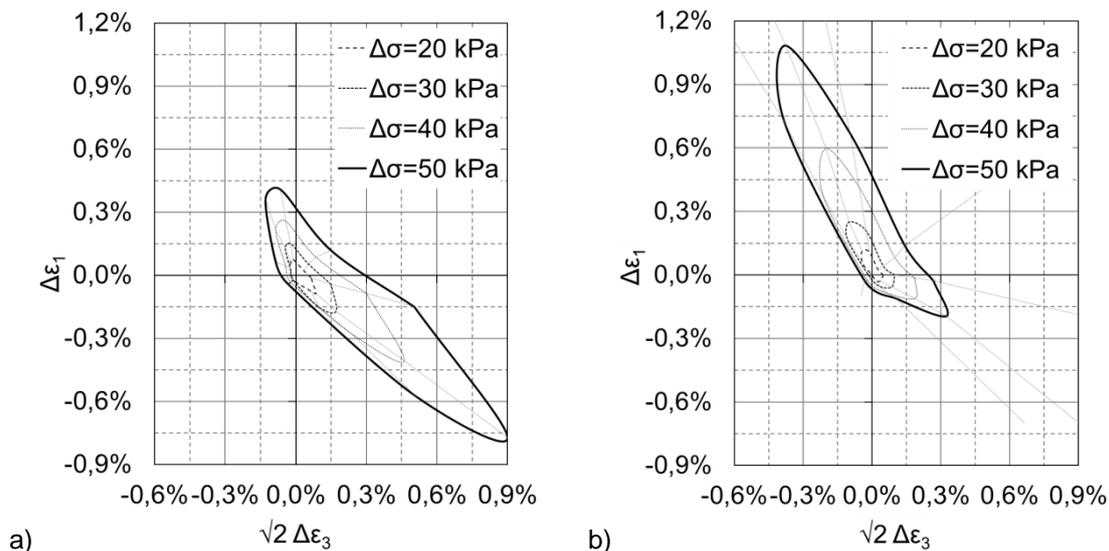


Bild 3.6: Versuchsergebnisse von Costanzo et al. (2006): Antwortellipsen für Punkt A (a) und Punkt B (b) (Antwortellipse für  $\Delta\sigma = 90$  kPa aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt)

Im Gegensatz zu der symmetrischen Ellipse am isotropen Spannungsausgangspunkt bei den Versuchen von Doanh (2000) ist die Ellipse von Costanzo et al. (2006) am Punkt A nicht symmetrisch, sondern die Verformungen aus deviatorischer Entlastung sind fast dreimal so groß wie bei deviatorischer Belastung. Bei den am Spannungsausgangspunkt B, der sich im Kompressionsbereich und damit näher an der Grenzgeraden befindet, ermittelten Dehnungen ist dies genau andersherum.

Costanzo et al. untersuchen auch den Einfluss von viskosen Effekten nach einer etwa zweektägigen Ruhephase. Die Kriechverformungen betragen durchschnittlich ca. 0,03 % pro Tag und führen zu positiven Dehnungszunahmen in Axial- und Radialrichtung. Sie folgern daraus, dass die Größe und die Form der Antwortellipse durch die Kriechverformung beeinflusst wird und zwar derart, dass die Verformungen bei einer Belastungsumkehr tendenziell unterschätzt und bei einer Belastungssteigerung überschätzt werden.

Außerdem stellen die Autoren grundsätzlich eine bessere Reproduzierbarkeit der Ergebnisse bei Belastungsrichtungen, die zu einer weicheren Materialantwort führen, fest und führen dies darauf zurück, dass bei geringeren Verformungen die Messungengenauigkeiten und -fehler mehr ins Gewicht fallen.

### 3.1.5 Becker & Kempfert (2010)

Auch bei Becker & Kempfert (2010) wird Spannungspfadversuche zur Untersuchung der Abhängigkeit der Steifigkeit und der Porenwasserdruckentwicklung von der Belastungsrichtung berichtet. An normalkonsolidiertem Kaolin und ungestörtem Seeton werden anisotrop konsolidierte undrännierte Triaxialversuche durchgeführt. In Bild 3.7a entspricht der Spannungspfad TSP-A bzw.  $\beta = 45^\circ$  einer reinen triaxialen Kompressionsbelastung, die in der vorliegenden Arbeit als  $\alpha_r = 90^\circ$  definiert ist, siehe Abschnitt 2.3.

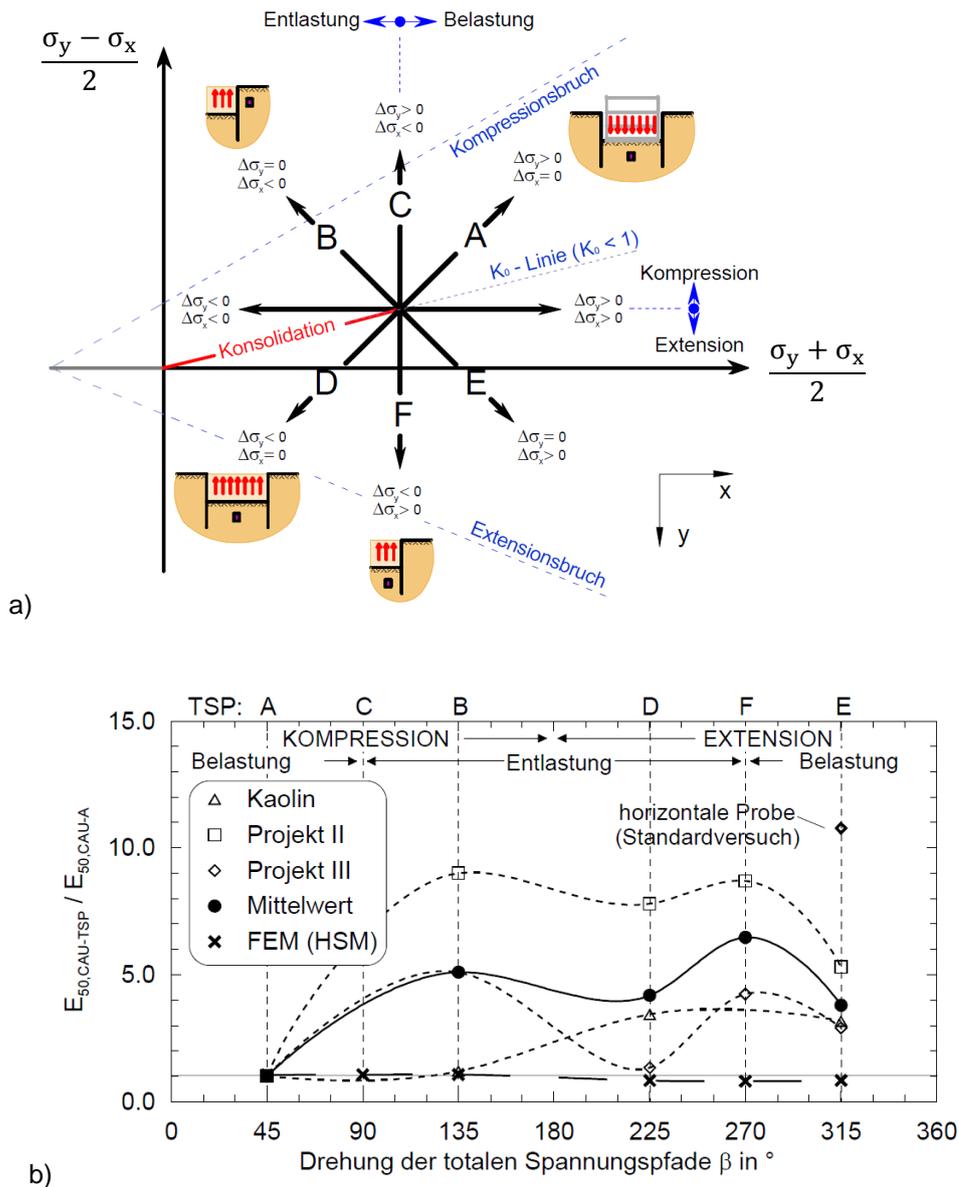


Bild 3.7: Spannungspfadversuche von Becker & Kempfert (2010): a) idealisierte Spannungspfade für triaxiale Spannungsbedingungen, b) spannungspfadabhängige Steifigkeitsverhältnisse bei weichen Böden

Becker & Kempfert (2010) verwenden den Sekanten-Modul bei 50 % der maximalen Deviatorspannung  $E_{50-A} = \frac{1}{2} q_{max} / \Delta\varepsilon_1$  bei triaxialer Kompression als Referenzwert und setzen die bei den übrigen Belastungsrichtungen ermittelten Sekantenmoduln ins Verhältnis zu diesem Wert. Die in Bild 3.7b dargestellte Verhältniswerte  $E_{50} / E_{50-A}$  zeigen, dass sich je nach Belastungsrichtung und Versuchsmaterial bis zu neunmal größere Steifemoduln ergeben können. Becker & Kempfert (2010) folgern daraus, dass die bodenmechanischen Kenngrößen eindeutig spannungspfadabhängig sind. Sie empfehlen eine Vorgehensweise zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit, bei der eine Unterteilung in sogenannte „charakteristische Spannungsverlaufszonen“ einer Baugrube erfolgt, in denen je ein modifizierter Materialparametersatz verwendet werden kann.

### 3.1.6 Loges & Niemunis (2015)

Loges & Niemunis (2015) lassen im Rahmen einer Masterarbeit<sup>1</sup> spannungsgesteuerte Triaxialversuche an prismaförmigen, trockenen Bodenproben mit den Abmessungen  $a \times b \times h = 90 \times 90 \times 180$  mm aus Karlsruher Feinsand durchführen. Sowohl Axial- als auch Radialdehnungen werden lokal an der Probe mit insgesamt 16 LDTs<sup>2</sup> gemessen. Im Fokus ihrer Untersuchungen steht die quasi-elastische Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, die sie an sieben Ausgangsspannungszuständen untersuchen, Bild 3.8a.

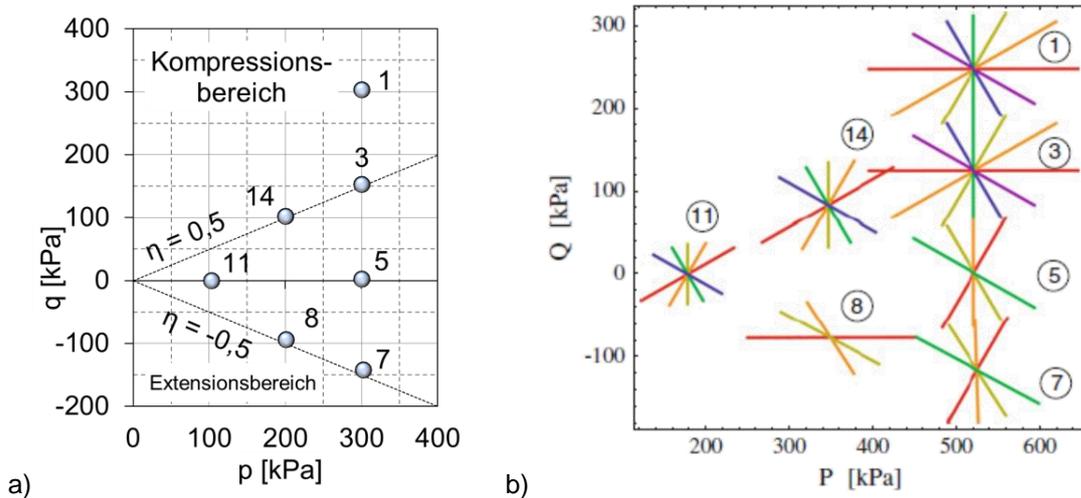


Bild 3.8: Versuche von Loges & Niemunis (2015): a) Spannungsangangspunkte, b) untersuchte Spannungspfade im P-Q-Diagramm

Vor jedem Versuch 100 Vorbelastungszyklen mit größeren Spannungsamplituden in sechs Richtungen aufgebracht, um einen Shakedown zu produzieren bzw. die Dehnungsakkumulation während der eigentlichen Versuche zu verringern. Diese werden dann mit fünf kleinen Spannungszyklen pro Richtung durchgeführt. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse kommen bestimmte Fitting-Prozeduren zum Einsatz, um unerwünschte Effekte wie zum Beispiel ein „Rauschen“ der Messwerte zu minimieren.

Bei Niemunis, Grandas Tavera, & Wichtmann (2016) werden schließlich aus den erhaltenen Antwortellipsen der Dehnungen für ein einheitliches Dehnungsinkrement  $\Delta\varepsilon = 10^{-4}$  die dazugehörigen Spannungen ermittelt. Mit diesen Werten werden Spannungsantwortellipsen generiert, die in der isomorphen P-Q-Ebene in Bild 3.9 dargestellt sind.

<sup>1</sup> Espino, E. (2014): Quasi-statische Untersuchungen zur Elastizität von Sand als Grundlage eines neuen hypoplastischen Stoffmodells. Masterarbeit am Institut für Boden- und Felsmechanik, Karlsruher Institut für Technologie

<sup>2</sup> Linear Variable Differential Transformer = analoger Sensor zur Wegmessung

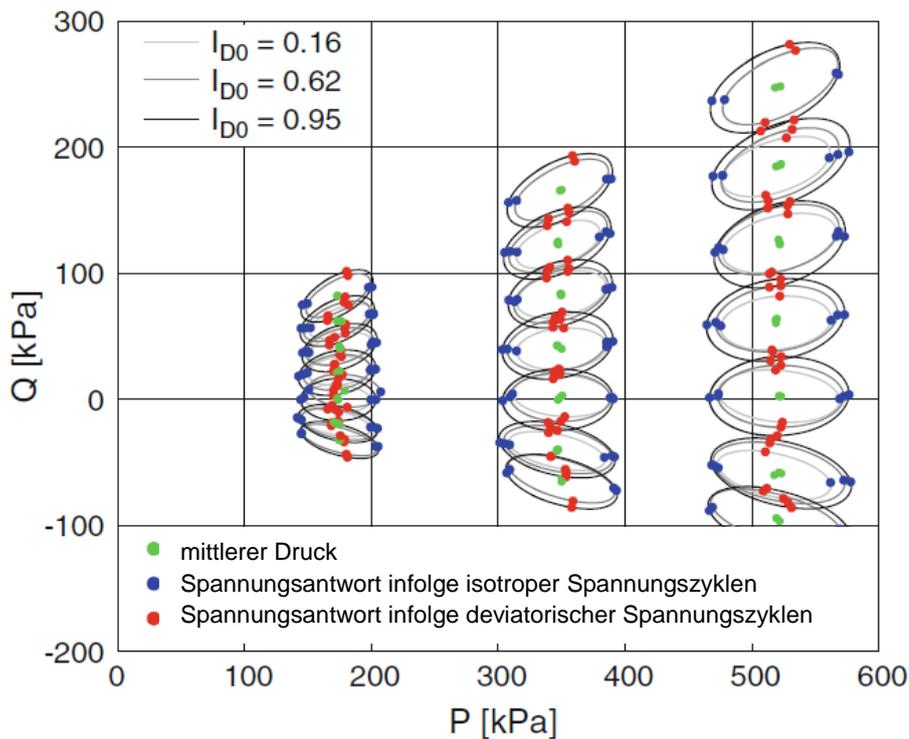


Bild 3.9: Versuchsergebnisse von Niemunis, Grandas Tavera, & Wichtmann (2016): Quasi-elastische Spannungsantwortellipsen für ein Dehnungssinkrement  $\Delta\varepsilon = 10^{-4} = \text{const.}$  für verschiedene Dichten und Ausgangsspannungszustände in der P-Q-Ebene

Niemunis et al. (2016) beobachten, dass die für dasselbe Dehnungssinkrement benötigten Spannungen mit steigendem mittleren Druck größer werden, das Material also steifer reagiert. In Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis ändert sich auch die Neigung der Ellipsen, deren Form im Extensionsbereich ( $Q < 0$ ) grundsätzlich schmaler ist. Man erkennt außerdem, dass eine Erhöhung der Lagerungsdichte zu einer leichten, jedoch nicht für alle Belastungsrichtungen gleichmäßigen Vergrößerung der Spannungsantwortellipsen bzw. einer größeren elastischen Steifigkeit führt.

### 3.2 Numerische Antwortellipsen und Spannungs- oder Dehnungspfadversuche

Gudehus (1979) stellte Ende der 1970er Jahre als erster das Konzept der Antwortellipsen auch als numerisches Werkzeug vor, um ratenabhängige Stoffmodelle darzustellen und hinsichtlich des inkrementellen Spannungs-Dehnungsverhaltens miteinander zu vergleichen.

Aufgrund der Tatsache, dass die Anzahl experimenteller Untersuchungen relativ gering ist, dienen die in Abschnitt 3.1 vorgestellten Versuche vielen Autoren als Grundlage, um beispielsweise eigene Berechnungen mit der Diskrete-Elemente-Methode (DEM) zu validieren, verschiedene Stoffmodelle miteinander zu vergleichen oder eigene Neu- und Weiterentwicklungen vorhandener Stoffmodellen zu kalibrieren und zu validieren. Die Auswahl der nachfolgend beispielhaft vorgestellten numerischen Untersuchungen erfolgt wie in Abschnitt 3.1 chronologisch.

Ziegler (1987) führt in den 1980er Jahren als einer der ersten numerische Dehnungspfadversuche mit einem hypoplastischen Stoffmodell durch. Er betrachtet drei Ausgangsspannungszustände, bei denen er Dehnungspfade in verschiedene Richtungen aufbringt. Im Mittelpunkt der Untersuchungen steht das Erinnerungsvermögen nichtbindiger Böden (vgl. Abschnitt 4.2). Bei der Darstellung der dazugehörigen Spannungsantworten normiert er die Spannungen durch Division mit dem mittleren Druck, Bild 3.10.

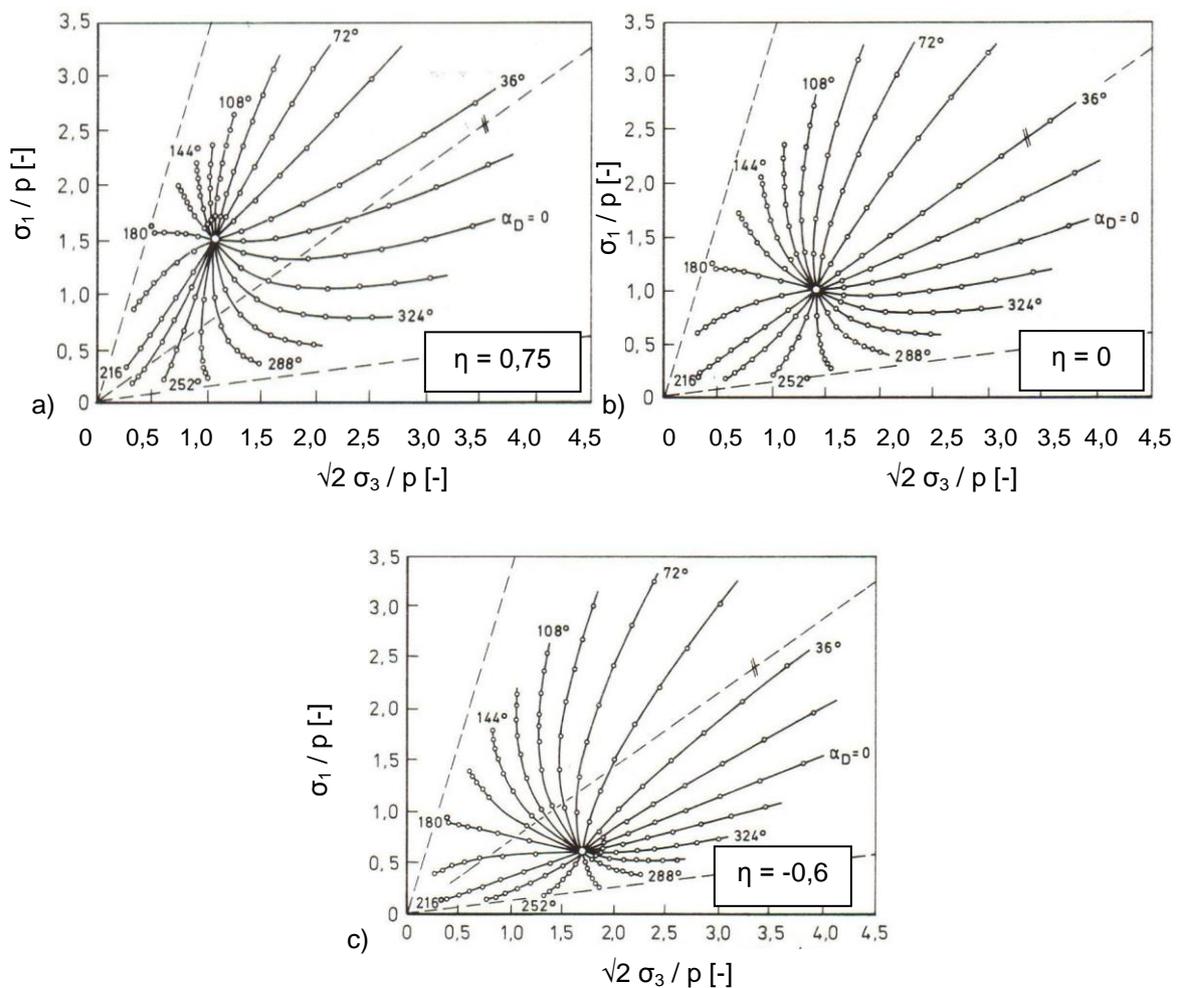


Bild 3.10: Numerische Spannungsantworten von Ziegler (1987) infolge verschiedener Dehnungspfade für verschiedene Ausgangsspannungszustände: a)  $\eta = 0,75$  (Kompressionsbereich), b)  $\eta = 0$  (isotroper Zustand), c)  $\eta = -0,6$  (Extensionsbereich)

Ziegler (1987) stellt fest, dass nach Erreichen der Grenzzustandslinie bei fortschreitender Dehnung keine Spannungsänderungen mehr auftreten. Außerdem kann er zeigen, dass die eingepprägten proportionalen Dehnungspfade mit zunehmender Verformung asymptotisch zu jenem proportionalen Spannungspfad sind, der sich bei Einprägung der gleichen Verzerrung vom spannungsfreien Zustand aus ergeben hätte. So bestätigt er die von Goldscheider (1977) gemachten experimentellen Beobachtungen und weist nach, dass mit dem verwendeten Stoffmodell die Theorie von Gudehus (1977) erfüllt wird.

Bei Iwashita & Oda (1999) werden mithilfe der DEM spannungsgesteuerte Elementversuche numerisch simuliert. Von drei Ausgangsspannungszuständen wird ein betragsmäßig gleiches Spannungsinkrement in verschiedene Richtungen aufgebracht, Bild 3.11a.

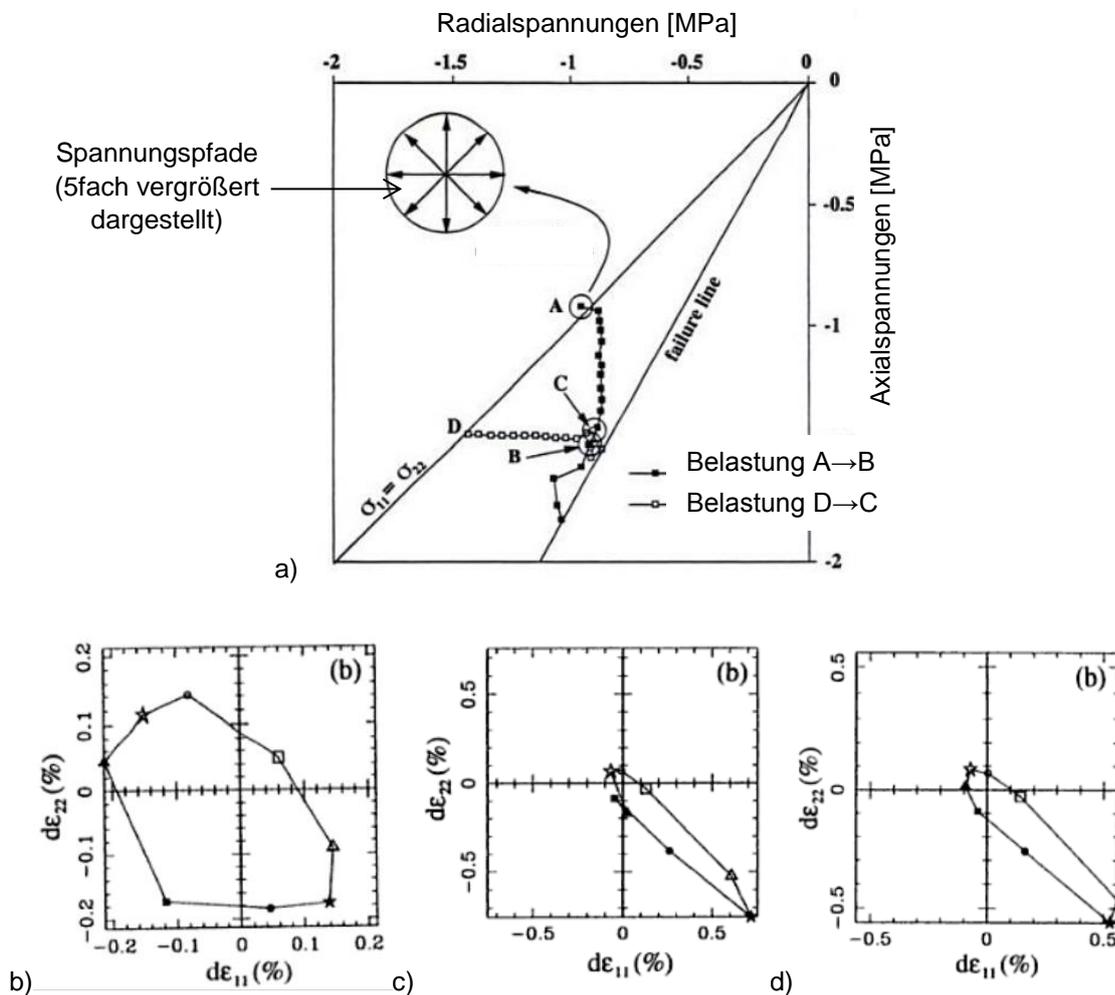
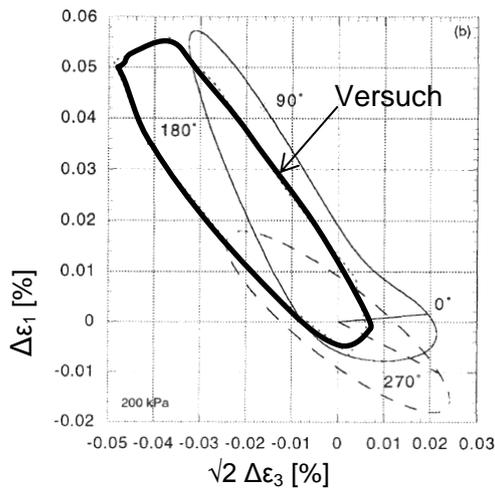


Bild 3.11: Numerische Ergebnisse von DEM-Simulationen von Iwashita & Oda (1999):  
 a) Spannungsausgangspunkte und Antwortellipsen der Gesamtdehnungen für Punkte A (b), B (c) und C (d)

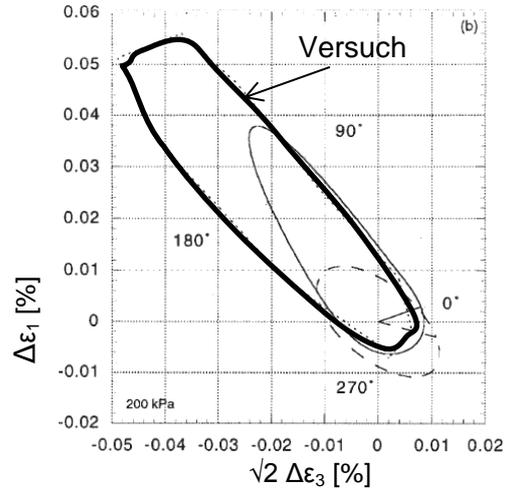
Bild 3.11b, c und d zeigen die Antwortellipsen der Dehnungen für die Spannungsausgangspunkte A, B und C. Während die Verformungen am isotropen Ausgangszustand (A) annähernd isotrop, d.h. in alle Richtungen fast gleichgroß sind, sind die Antwortellipsen bei den im Bereich der Grenzgerade liegenden Punkten B und C in diese Richtung gestreckt und insgesamt schmaler. Der Betrag der Dehnungen infolge von Belastungspfaden in Richtung der isotropen Achse ist fast unverändert zu den am Punkt A ermittelten, die Dehnungen in Richtung der Grenzgeraden sind hingegen mehr als doppelt so groß.

Bei einer getrennten Betrachtung der irreversiblen und reversiblen Dehnungen stellen Iwashita & Oda (1999) fest, dass die reversiblen Verformungen isotrop und linear-elastisch sind, während die plastischen Verformungsanteile mit einer Elastoplastizität mit einer nicht assoziierten Fließregel beschrieben werden können.

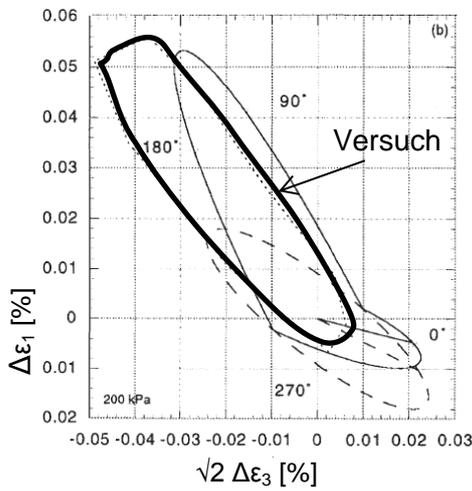
Doanh (2000) führt numerische Elementversuche mit fünf verschiedenen hypoplastischen Stoffmodellen durch und vergleicht die Ergebnisse mit den experimentell ermittelten Antwortellipsen der Dehnungen (vgl. Abschnitt 3.1.3) Bild 3.12.



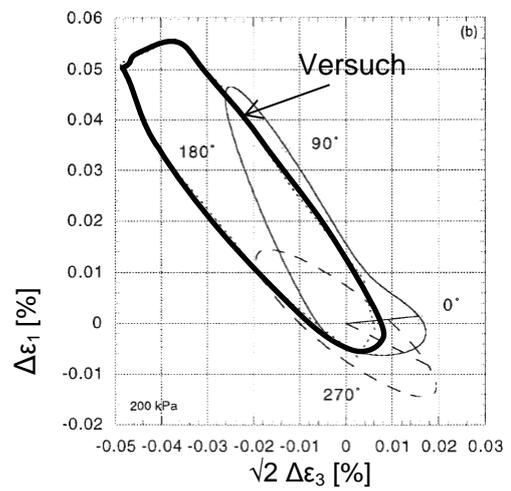
a) Hypoplastische Grundversion



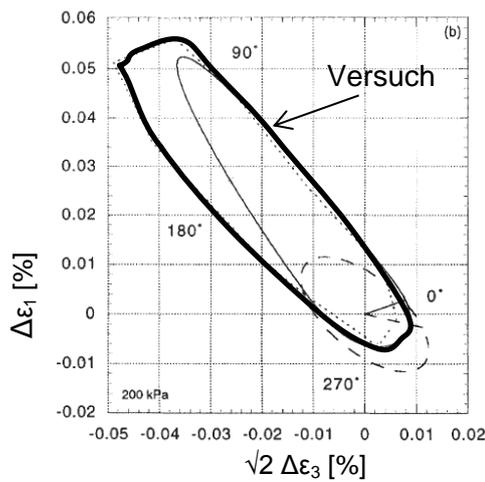
b) opt. hypoplastische Grundversion



c) erweiterte hypoplastische Grundversion



d) Hypoplastizität von Wei (1992)



e) Hypoplastizität von Kolymbas

Bild 3.12: Numerische Antwortellipsen von Doanh (2000) für verschiedene hypoplastische Ansätze (hier für Punkt 2, siehe Abschnitt 3.1.3, Bild 3.4a und Bild 3.5a) und Vergleich mit den Versuchsergebnissen

Doanh stellt fest, dass man mit dem Werkzeug der Antwortellipsen die Leistungsfähigkeit verschiedener Stoffmodelle gut miteinander und mit den experimentellen Ergebnissen vergleichen kann. Bezüglich der fünf untersuchten hypoplastischen Stoffmodelle ist keins in der Lage, die experimentellen Ergebnisse exakt wiederzugeben. Am ehesten gelingt dies bei Doanh mit dem Modell von Kolymbas, Bild 3.12e.

Calvetti, Viggiani, & Tamagnini (2003) verwenden die in Abschnitt 3.1.3 beschriebenen Versuche von Doanh (2000) für eine umfangreiche DEM-Studie und vergleichen Doanhs Versuchsergebnisse mit eigenen Berechnungen, Bild 3.13.

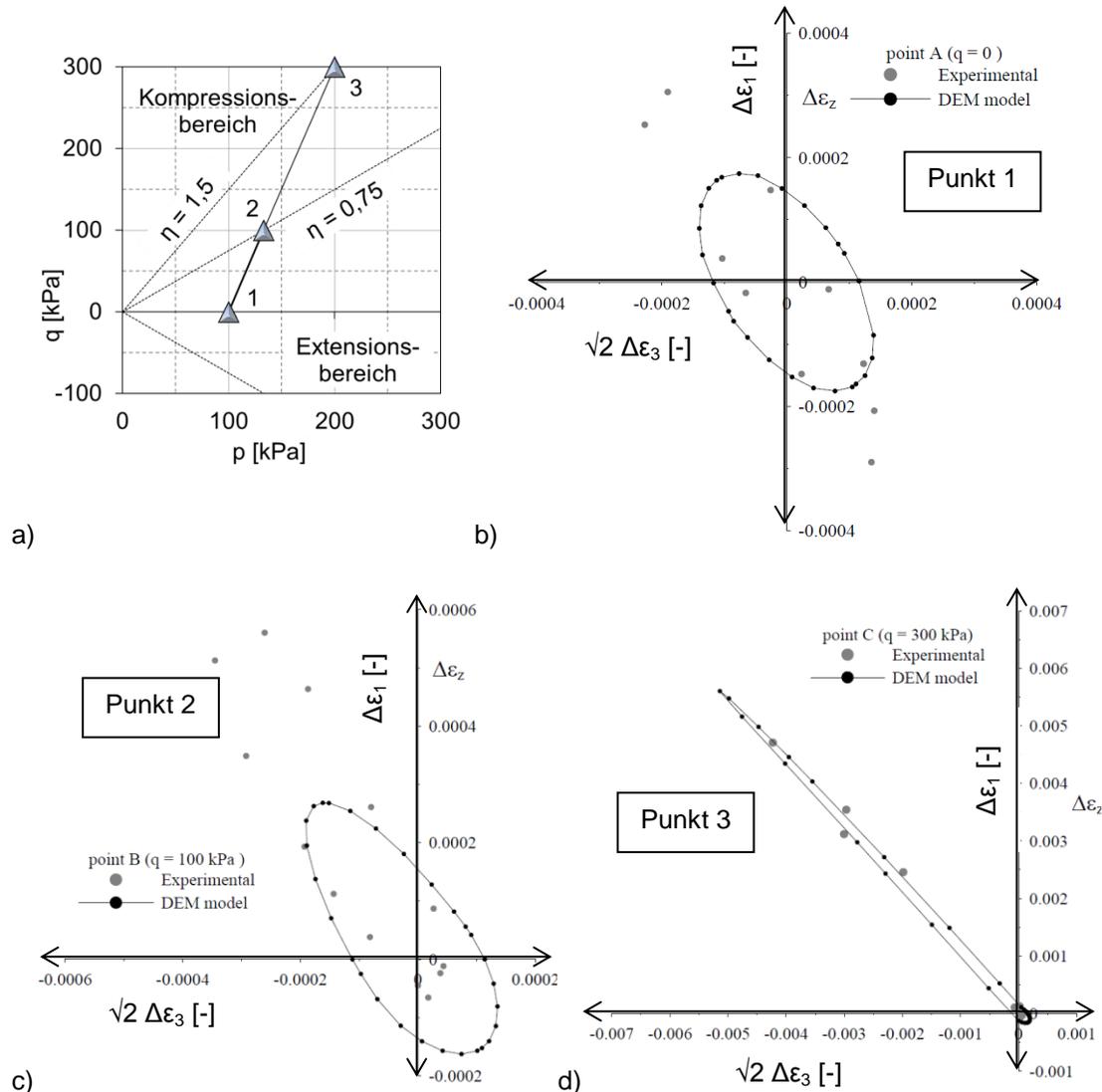


Bild 3.13: Spannungsausgangspunkte bei Doanh (2000) und Vergleich zwischen Doanhs experimentellen und den numerische Antwortellipsen der Dehnungen von Calvetti et al. (2003) für Punkt 1 (b), 2 (c) und 3 (d)

Sie zeigen, dass die Versuchsergebnisse mit einem vergleichsweise einfachen DEM-Modell relativ gut beschrieben werden können. Unter axialsymmetrischen Bedingungen gibt die Plastizitätstheorie mit einer nicht-assoziierten Fließregel das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von normalkonsolidierten Böden gut wieder.

Bei Scharinger & Schweiger (2004) werden numerische Antwortellipsen der Dehnungen mit einem eigenen Stoffmodell (Multi-laminate-Modell) für normalkonsolidierten Ton „MMC“ generiert, Bild 3.14a.

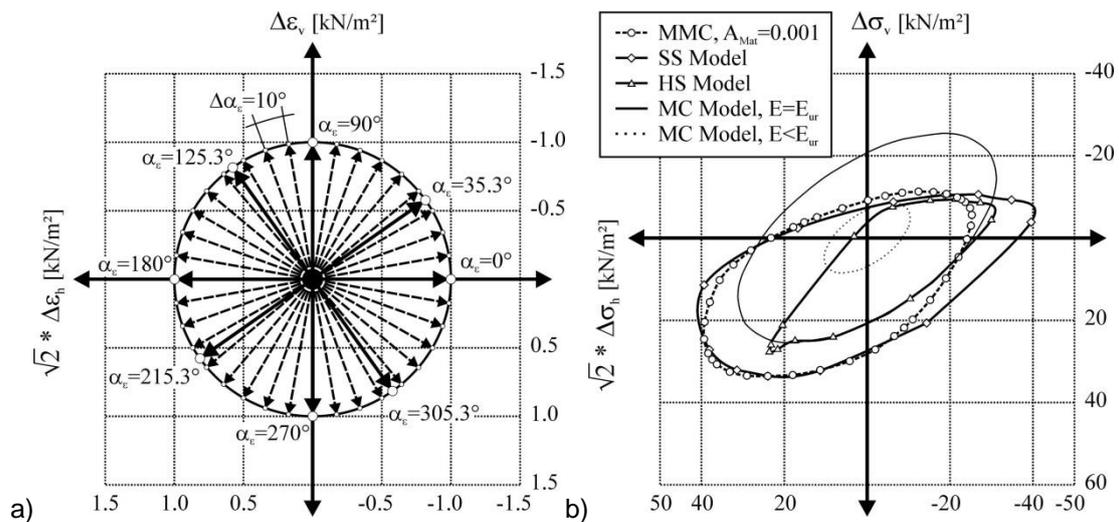


Bild 3.14: a) Aufbringen von Einheitsdehnungsincrementen bei Scharinger & Schweiger (2004), b) Spannungs-Antwortellipsen für verschiedene Stoffmodelle

Die Berechnungen werden u.a. durchgeführt, um den Einfluss des Ausgangsspannungszustandes und einiger weiterer Eingabeparameter auf das inkrementelle Spannungs-Dehnungsverhalten beim Multi-Laminate-Modell zu untersuchen. Außerdem werden die Berechnungsergebnisse mit denen des Hardening Soil-Modells, eines Soft Soil Modells und des Mohr-Coulomb-Modells verglichen, Bild 3.14b. Es wird gezeigt, dass das MMC-Modell die größte Übereinstimmung mit dem elastoplastischen HS-Modell aufweist.

Bei Tamagnini, Masín, Costanzo, & Viggiani (2006) und Masín (2006) werden die experimentellen Ergebnisse von Costanzo, Viggiani, & Tamagnini (2006) (vgl. Abschnitt 3.1.4) mit verschiedenen Stoffmodellen verglichen, Bild 3.15.

Die Parameter der fünf untersuchten Stoffmodelle werden vorab an einem Spannungspfadversuch von einem isotropen Ausgangsspannungszustand geeicht (Bild 3.6a) und dann mit den Berechnungsergebnissen eines Versuchs von einem anisotropen Spannungsausgangspunkt verglichen. Tamagnini et al. schlussfolgern, dass das vorgestellte Modell – verbessert durch die intergranulare Dehnung – und das 3-SKH-Modell die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zeigen. Wie erwartet wird bei der Grundversion des hypoplastischen Modells ohne intergranulare Dehnung die Steifigkeit für Spannungspfade mit Belastungsumkehr unterschätzt. Dies gilt auch für das Cam Clay Modell. Das CLoE hypoplastische Modell schneidet bei diesem Vergleich am schlechtesten ab.

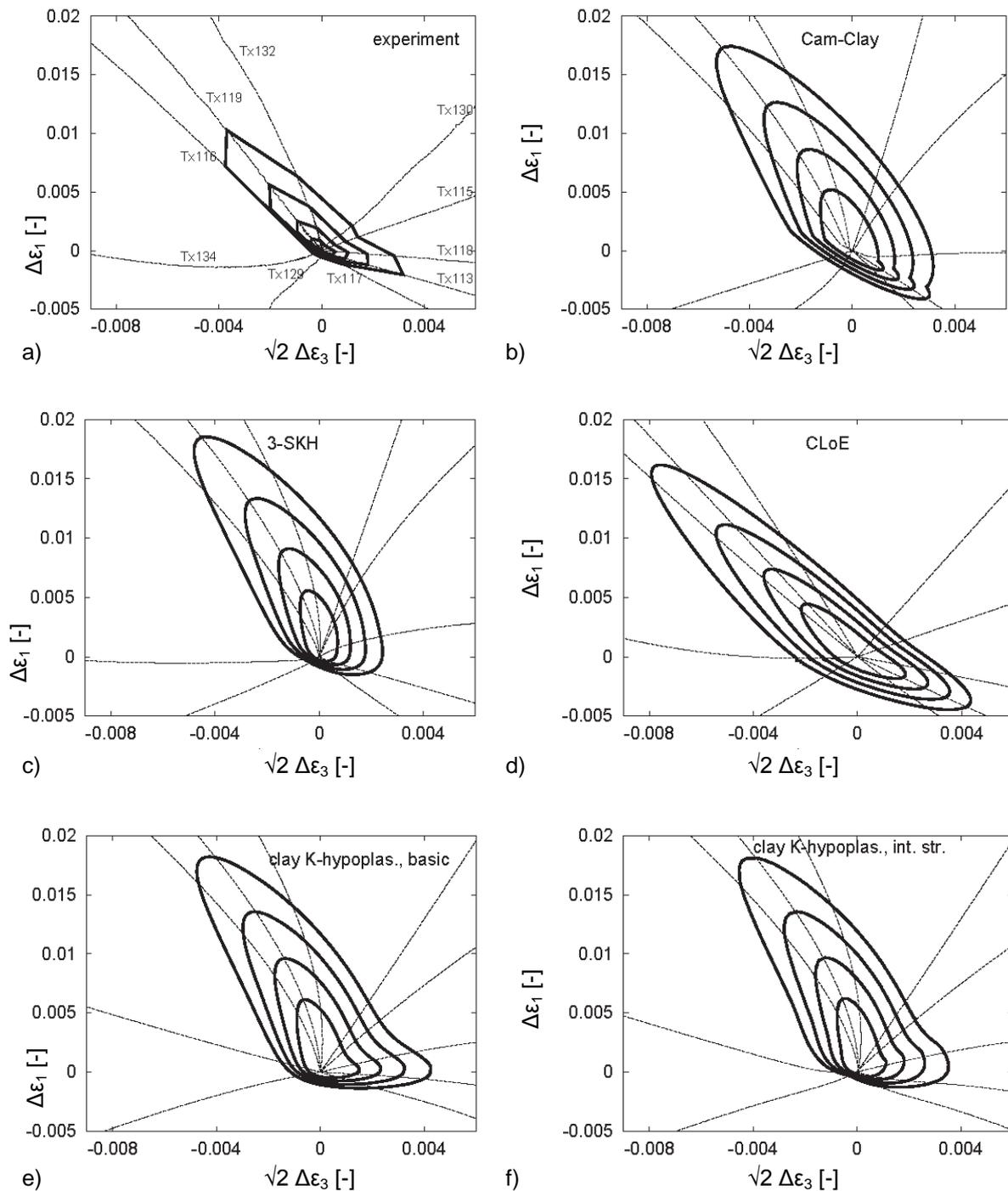


Bild 3.15: Experimentelle (a) und numerisch simulierte Antwortellipsen (b) bis f)) der Dehnungen für Spannungszinkremente  $\Delta \sigma = 20, 30, 40$  und  $50$  kPa (Masín, 2006) an einem Ton, Spannungsausgangspunkt im Kompressionsbereich

Alonso-Marroquín, Herrmann, & Luding (2006) führen numerische Versuche mithilfe einer sogenannten „Molecular Dynamics Simulation“ durch. Ziel ist die Untersuchung des inkrementellen elastoplastischen Materialverhaltens vor Erreichen der Grenzbedingung. Das daraus resultierende Stoffmodell ist nichtlinear, anisotrop-elastisch.

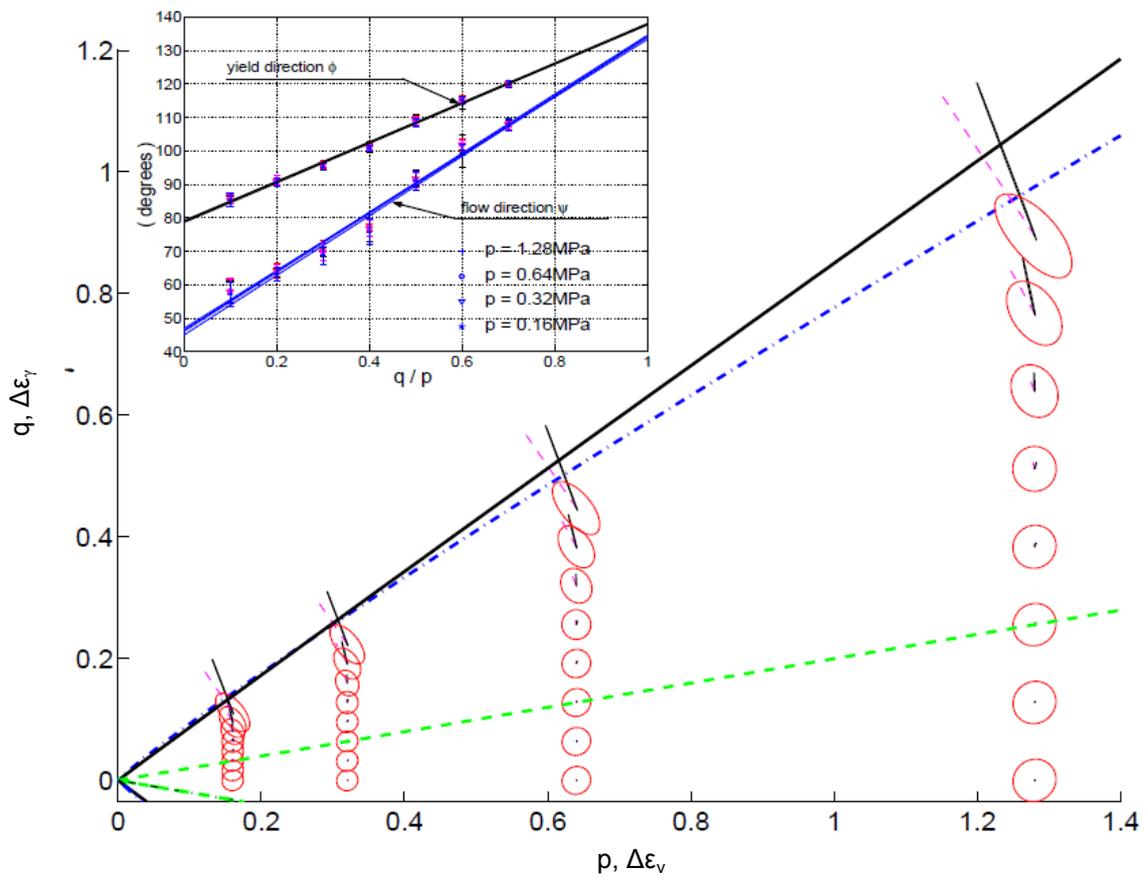
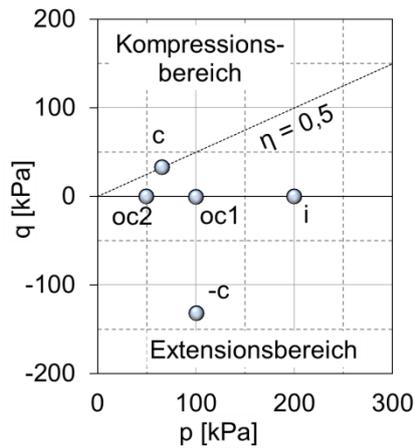


Bild 3.16: Numerische Antwortellipsen der Dehnungen im  $p$ - $q$ -Diagramm für verschiedene Spannungsausgangspunkte, Alonso-Marroquín, Herrmann, & Luding (2006)

Die plastischen Verformungen werden bei Alonso-Marroquín et al. mit einer nicht assoziierten Fließregel beschrieben. Um die Form der Fließfläche zu untersuchen, werden Versuche mit verschiedenen Be- und Entlastungen durchgeführt. Während eines Entlastungspfades zeigt sich, dass sich die Fließfläche kontinuierlich mit der Belastungsamplitude vergrößert und kein rein elastischer Bereich identifiziert werden kann.

Gudehus & Masín (2008) führen ebenfalls numerische Berechnungen durch und vergleichen drei Stoffmodelle unter Zuhilfenahme von numerischen Antwortellipsen der Dehnungen miteinander, Bild 3.17.



a) Spannungsausgangspunkte

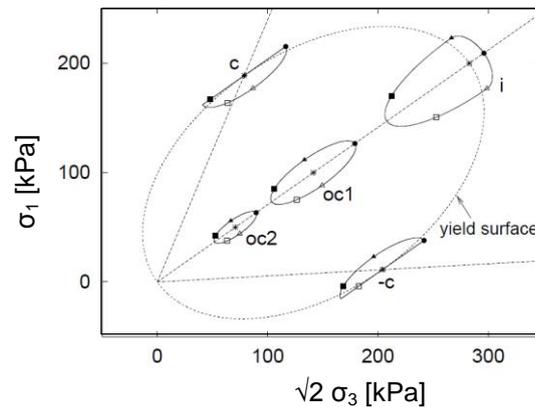
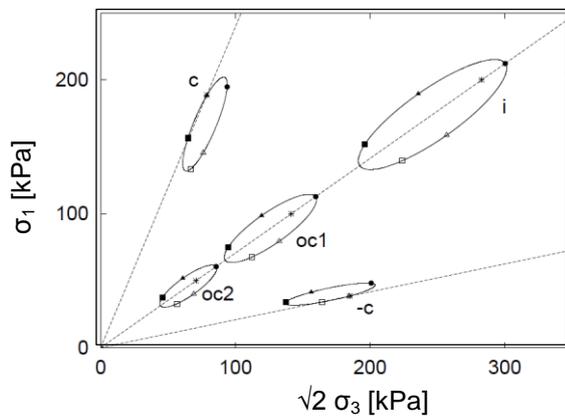
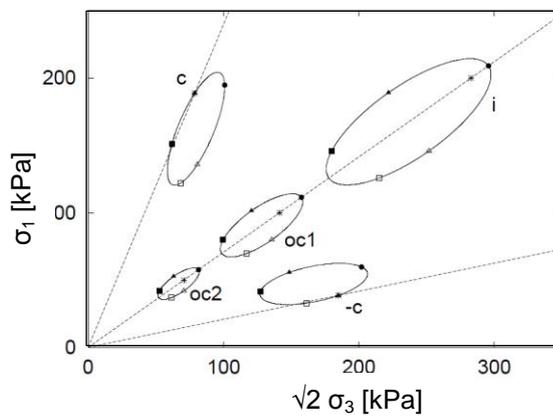
b) modifiziertes Cam Clay-Modell  
(Roscoe & Burland 1968)c) hypoplastisches Modell für granulare Materialien  
(von Wolffersdorff 1996)d) hypoplastischen Modell für Tone  
(Masín 2007)

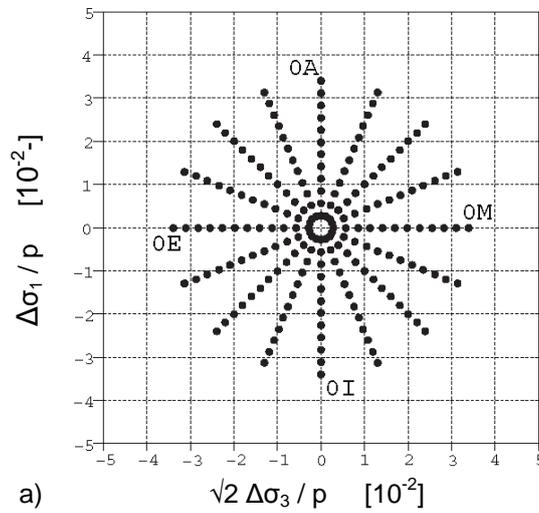
Bild 3.17: Numerische Untersuchungen von Gudehus &amp; Masín (2008)

Aufgrund der hyperelastischen Antwort innerhalb der Fließfläche sind die Antwortellipsen beim modifizierten Cam-Clay-Modell symmetrisch, und der Spannungsausgangspunkt liegt im Zentrum der Ellipse, Bild 3.17b. Die Antwortellipse bei Punkt oc1 ist doppelt so groß wie bei oc2, denn die Elastizitätsmoduln sind hier proportional zum mittleren Druck. Beim Punkt i ist die Ellipse in zwei Bereiche aufgeteilt, elastische Entlastung und elastoplastische Belastung. Im Kompressions- und Extensionsbereich (Punkte c und -c) sind die Ellipsen ebenfalls aus zwei Teilstücken zusammengesetzt. Bei Belastung besteht eine Hälfte der Ellipsen aus einer Geraden; das Modell sagt im kritischen Zustand eine Spannungsrate von null voraus.

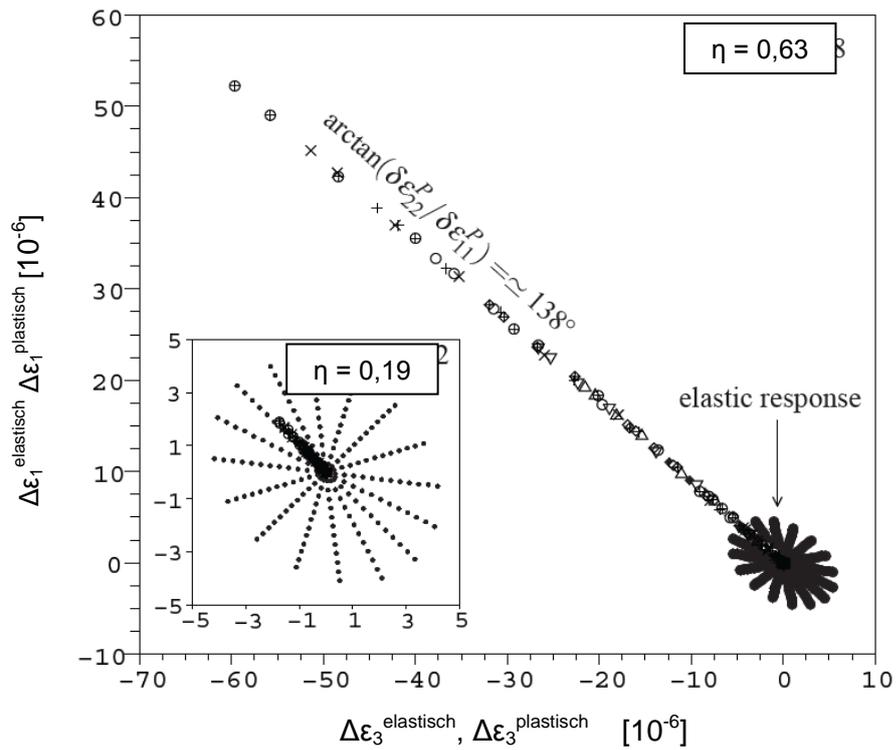
Bild 3.17c und d zeigen, dass auch die mit den beiden hypoplastischen Modellen ermittelten Ellipsen symmetrisch sind. Im Gegensatz zu den Ellipsen in Bild 3.17b befinden sich hier die Spannungsausgangspunkte nicht mehr in der Ellipsenmitte, und es sind unterschiedliche Steifigkeiten für verschiedene Dehnungsrichtungen vorhanden. Die Neigung der Ellipsen ist auch hier abhängig vom Ausgangsspannungszustand; der Einfluss der mittleren Spannung zeigt sich durch die Größe der Ellipsen.

Froio & Roux (2009) berichten über numerische 2D-Biaxialversuche, bei denen mithilfe der DEM ein konstantes Spannungsinkrement in verschiedene Richtungen auf ein Bodenele-

ment aufgebracht wird. Damit soll überprüft werden, ob bei der DEM-Modellierung die klassische Elastoplastizität für verschiedene Richtungen Gültigkeit hat. Bild 3.18a zeigt die normierten aufgetragenen Spannungsinkremente in der Rendulic-Ebene.



a)



b)

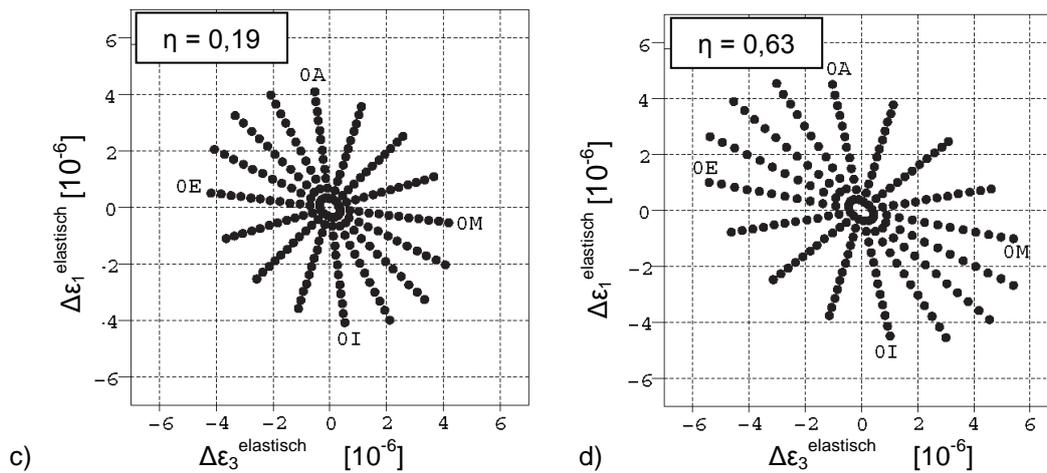


Bild 3.18: Ergebnisse von numerischen Spannungspfadversuchen mittels DEM von Froio & Roux (2009): a) aufgebrauchte konstante Spannungsinkremente, b) plastische und elastische Dehnungsantworten, c) & d) elastische Dehnungsantworten für zwei Ausgangsspannungsverhältnisse

Während die elastischen Dehnungsanteile in Bild 3.18c und d für beide Spannungsverhältnisse annähernd gleich groß sind und sich nur die Richtung der Dehnungsantworten verändert, fällt bei Betrachtung der Gesamtdehnungen in Bild 3.18b der große Unterschied zwischen den plastischen Dehnungsanteilen für verschiedene Spannungsverhältnisse auf, die für das größere Spannungsverhältnis ( $\eta = 0,63$ ) zehnmal so groß sind wie bei dem geringeren Spannungsverhältnis ( $\eta = 0,19$ ).

Cudny & Popielski (2010) untersuchen einige einfache elastoplastische Stoffmodelle hinsichtlich ihrer Eignung für den Einsatz bei einem Randwertproblem. Auch sie benutzen Antwortellipsen, um z.B. die Hyperelastizität von Vermeer (1985) mit dem Hookeschen Gesetz zu vergleichen.

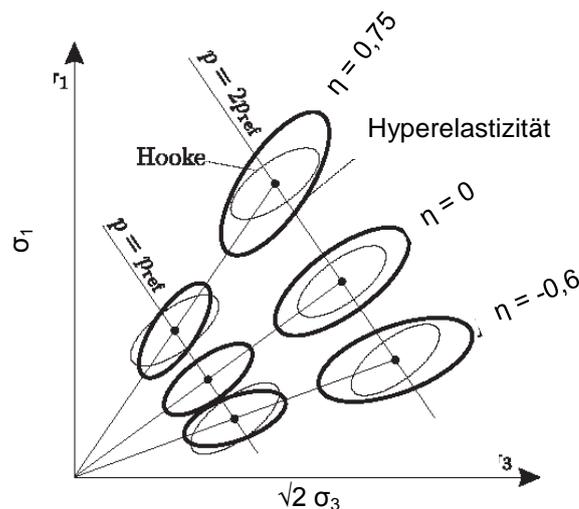


Bild 3.19: Numerische Antwortellipsen der Spannungen von Cudny & Popielski (2010): Vergleich eines hyperelastischen Modells von Vermeer (1985) mit der isotropen Elastizität (Hooke)

Die Spannungsabhängigkeit von Vermeers Hyperelastizität zeigt sich, indem die Antwortellipse mit steigendem Spannungsniveau größer werden. Die Neigung der Ellipsen ändert sich

für verschiedene Ausgangsspannungsverhältnisse, da in dem vorgestellten hyperelastischen Stoffmodell eine spannungsinduzierte Anisotropie berücksichtigt wird.

Loges & Niemunis (2015) untersuchen die elastische Steifigkeit bei kleinen Dehnungen nicht nur experimentell, sondern auch numerisch, Bild 3.20.

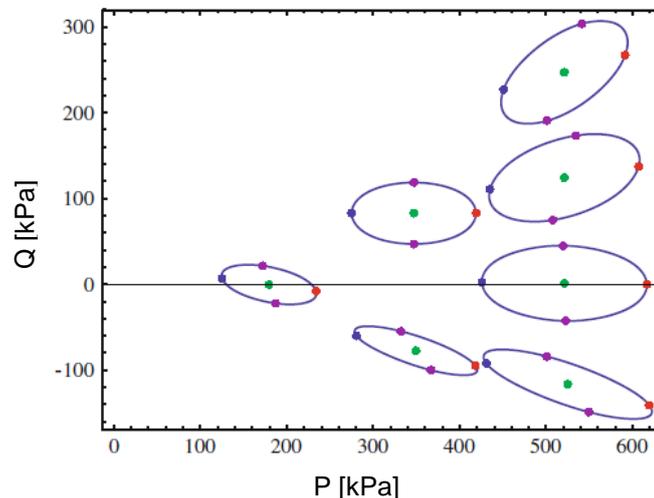


Bild 3.20: Numerische Antwortellipsen der Spannungen, ermittelt mit einem modifizierten paraelastischen Modell, Loges & Niemunis (2015)

Mit einem modifizierten paraelastischen Stoffmodell, welches u.a. um die spannungsinduzierte Anisotropie erweitert wurde, sind sie in der Lage, die in Abschnitt 3.1.6 beschriebenen Versuchsergebnisse abzubilden.

### 3.3 Einflüsse auf die Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Belastung

Bei Be- und Entlastung eines Bodens kommt es zu Verformungen, von denen ein Teil nach der Entlastung wieder zurückgeht – also reversibel ist – und der andere Teil im Boden verbleibt, irreversibel ist. Bei einer zyklischen Belastung führt dies dazu, dass sich die plastischen Verformung mit zunehmender Zyklenanzahl akkumuliert. Diese Verformungsakkumulation ist in ihrer Art, Größe und Verlauf von verschiedenen Faktoren abhängig und wird von vielen Autoren experimentell untersucht.

Für nichtbindige Böden haben zum Beispiel Güttler (1984), Hettler (1981, 1987), Gotschol (2002), Festag (2003), Wichtmann (ab 2000), Baeßler (2008), Wienbroer (2011), Benoot et al. (2015)) experimentelle Untersuchungen mit zyklischer Belastung zu unterschiedlichen Fragestellungen durchgeführt. In den meisten Fällen steht dabei die Verformungsakkumulation bei einer großen Anzahl an Lastwechseln, also bei *hochzyklischer* Belastung im Mittelpunkt, u.a. mit dem Ziel, bestimmte Einflüsse auf die Verformungsakkumulation zu untersuchen und/oder geeignete Parameter für hochzyklische Stoffmodelle oder für weiter- oder neu entwickelte empirische Ansätze zu bestimmen. Da in dieser Arbeit der Fokus auf *niederzyklischer* Beanspruchung liegt, werden die in der Literatur dokumentierten Versuchsergebnisse zur hochzyklischen Belastung in diesem Abschnitt vor allem hinsichtlich des Verfor-

mungsverhaltens während der ersten ca. 100 Zyklen beschrieben, sofern diese Information aus den entsprechenden Versuchen hervorgeht.

### 3.3.1 Zyklenanzahl

Bezüglich des Einflusses der Zyklenanzahl gelangt man in der Literatur einheitlich zu dem Ergebnis, dass mit zunehmender Zyklenanzahl auch die bleibenden Dehnungen zunehmen. Nach Goldscheider (1977) nimmt die Dehnungsrate, also der Zuwachs der Dehnungen, theoretisch von Zyklus zu Zyklus ab, bis ein stabiler Zustand eintritt, dem sich die der Verlauf der plastischen Verformungen einer horizontalen Asymptote annähert („materieller Shake-down“). In der Literatur werden unterschiedliche Zusammenhänge zwischen bleibenden Dehnungen und der Zyklenanzahl bei nichtbindigen Böden beobachtet.

Hettler (1981) kann eine logarithmische Abnahme der plastischen Dehnungen pro Zyklus feststellen. Diyaljee & Raymond (1982), die Versuche an trockenen Sanden und Bahnschottern durchführen, stellen selbst bei 100.000 Zyklen eine stetige Zunahme der Verformungen fest und schlagen daher einen exponentiellen Ansatz vor. Bei zyklischen Triaxialversuchen von Festag (2003) wird bei einem Quarzsand eine lineare Zunahme der gemessenen Vertikalverformungen bis 3.000.000 Zyklen bei gleichbleibender Amplitude beobachtet und als „granulares Ratcheting“ bezeichnet. Auch bei Erhöhung der Amplitude geht die Verformungsentwicklung in einen linearen Verlauf über; erst bei großen Vertikalspannungszyklen ist ein progressiver Bruch der Versuchsprobe zu beobachten, Bild 3.21a.

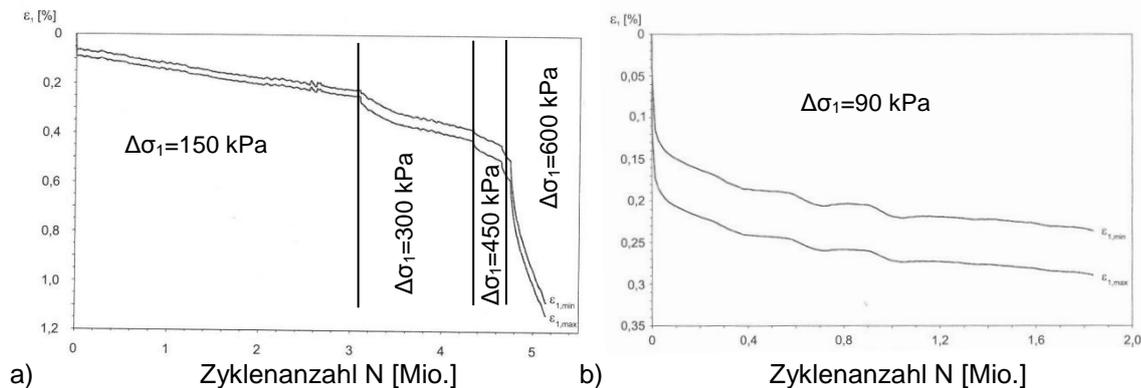
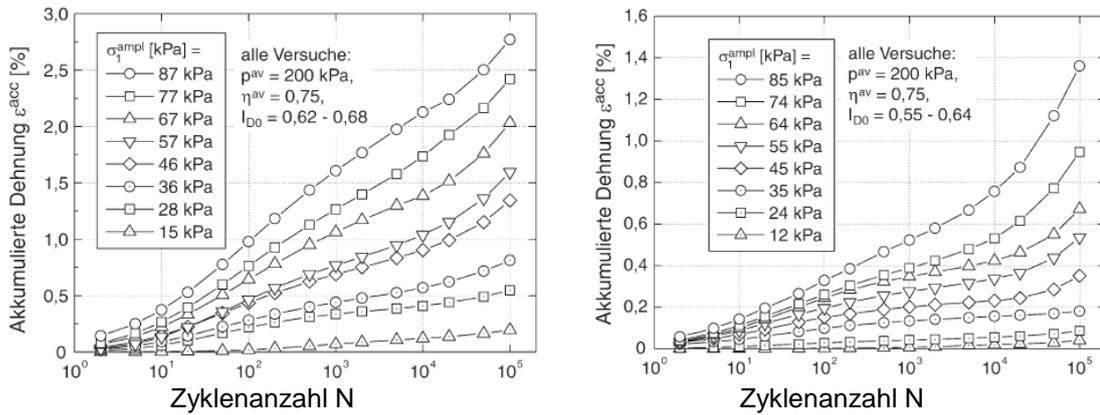


Bild 3.21: Zyklische Triaxialversuche von Festag (2003) : Entwicklung der Vertikaldehnung in Abhängigkeit der Zyklenanzahl bei a) Quarzsand, b) Gabbro-Edelbrechsand

Bei denselben Versuchen an Gabbro-Edelbrechsand kann Festag hingegen verschiedene Phasen der Dehnungsentwicklung identifizieren, Bild 3.21b. Die Bereiche, in denen die plastische Dehnungsrate fast vollständig verschwindet bzw. die Kurven annähernd horizontal verlaufen, wird als „cyclic shakedown“ bezeichnet. Der darauffolgende überproportionale Anstieg der plastischen Dehnungen wird mit plötzlich ausgelösten Kornumlagerungen erklärt, die zu großen Verformungsincrementen führen.

Die von Wichtmann & Triantafyllidis (2005) und Wichtmann & Triantafyllidis (2011) dokumentierten Versuche zeigen, dass der Verlauf der Akkumulation sowohl logarithmisch als auch potenziell sein kann, vgl. Abschnitt 7.8, und maßgeblich von der Korngrößenverteilung des Versuchsmaterials abhängt.



a) Sand 2:  $d_{50} = 0,35$  mm,  $C_U = 1,9$

b) Sand 5:  $d_{50} = 0,55$  mm,  $C_U = 1,8$

Bild 3.22: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen mit unterschiedlichen deviatorischen Spannungsamplituden, Wichtmann & Triantafyllidis (2005)

Während der Verlauf in Bild 3.22a für fast alle Amplituden annähernd logarithmisch ist und sich in der halblogarithmischen Darstellung eine Gerade ergibt, kommt es insbesondere bei großer Zyklenzahl ab  $N > 10^4$  bei dem größeren Sand in Bild 3.22b zu einer Verformungszunahme, die mit einem Potenzansatz beschrieben werden kann. Während der ersten 100 Zyklen kann hingegen für beide Böden von einer logarithmischen Zunahme ausgegangen werden.

### 3.3.2 Betrag der Spannungsamplitude

Ebenfalls durch eine Vielzahl von Versuchen dokumentiert ist der Einfluss des Betrags der Spannungsamplitude auf die Verformungsakkumulation. Diese ist umso größer, je größer die Amplitude ist. Dies wird bereits in Bild 3.22 des vorangegangenen Abschnitts deutlich und geht auch aus den in Bild 3.23 dargestellten Versuchsergebnissen von Benoot, Haegeman, François, & Degrande (2015) und Poblete, Wichtmann, Niemunis, & Triantafyllidis (2011) hervor.

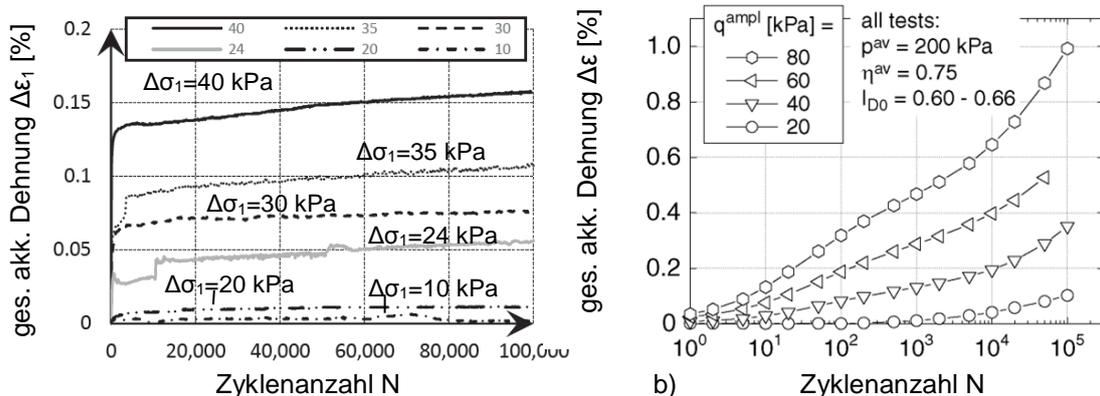


Bild 3.23: Verformungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen mit verschiedenen Spannungsamplituden: Versuchsergebnisse von a) Benoot, Haegeman, François, & Degrande (2015) und b) Poblete, Wichtmann, Niemunis, & Triantafyllidis (2011)

Bei den deviatorischen Lastzyklen von Wichtmann sind die plastischen Dehnungen überproportional zur Spannungsamplitude; so sind beispielsweise die Verformungen nach 10.000 Zyklen für die Amplitude  $\Delta q = 80$  kPa mehr als dreimal so groß wie die zur Amplitude

$\Delta q = 40 \text{ kPa}$  gehören Dehnungen. Bei Spannungsamplituden  $\leq 20 \text{ kPa}$  ist bei beiden Autoren die Zunahme der plastischen Verformungen fast nicht erkennbar.

### 3.3.3 Belastungsrichtung

In den meisten Fällen werden wie in Bild 3.22 und Bild 3.23 Spannungsamplituden in deviatorische ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ ) oder vertikale ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) Richtung betrachtet. Spannungszyklen in weitere Richtungen – bei einigen Autoren mit „Polarisation“ bezeichnet – sind in der Literatur selten bzw. überwiegend bei Wichtmann zu finden.

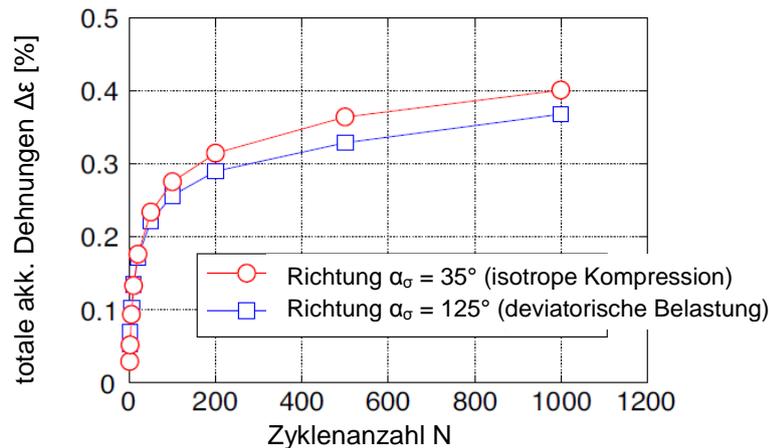


Bild 3.24: Einfluss der Belastungsrichtung auf die Verformungsakkumulation, Wichtmann (2016)

Wichtmann stellt bei gleicher Spannungsamplitude  $\Delta\sigma$  keinen nennenswerten Einfluss der Belastungsrichtung auf die Größe der Gesamtdehnung und die Akkumulationsrate fest, Bild 3.24.

### 3.3.4 Lagerungsdichte

Auch der Einfluss der Lagerungsdichte bzw. der Porenzahl auf die Verformungsakkumulation wird vielfach untersucht, wobei grundsätzlich festgestellt wird, dass die Dehnungsakkumulation mit abnehmender Ausgangslagerungsdichte bzw. zunehmendem Porenanteil zunehmen. Beispielhaft sind hierzu in Bild 3.25 Ergebnisse von zwei Versuchsserien dargestellt.

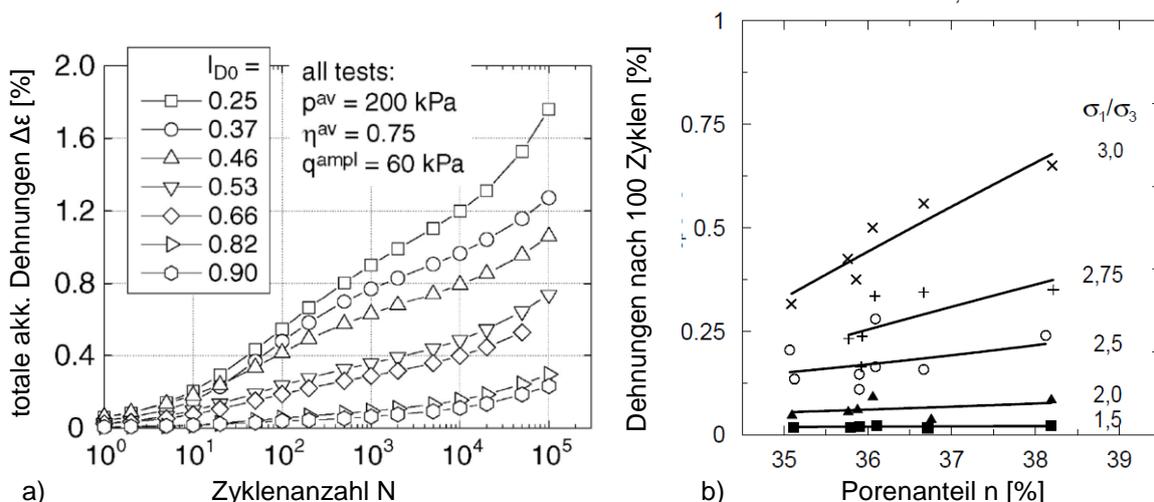


Bild 3.25: Verformungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen mit unterschiedlichen Lagerungsdichten: Gesamtdehnungen a) infolge deviatorischer Spannungszyklen  $\Delta q$  bei Wichtmann (2011), b) infolge axialer Spannungszyklen  $\Delta \sigma_1$  bei Hain (1980)

Aus den Kurven in Bild 3.25b von Hain (1980) geht außerdem hervor, dass bei Ausgangsspannungszuständen  $\sigma_1/\sigma_3 \leq 2$  die bleibenden Dehnungen nach 100 Zyklen fast unabhängig von der Lagerungsdichte sind, während für größere Spannungsverhältnisse eine deutlichere Zunahme der plastischen Verformungen mit steigendem Porenanteil bzw. abnehmender Lagerungsdichte zu erkennen ist.

### 3.3.5 Mittlerer Druck

Der Einfluss des mittleren Drucks auf die Verformungsakkumulation wird in der Literatur oftmals als gering eingestuft, wenn das Verhältnis der Spannungsamplitude zum mittleren Druck konstant ist, vgl. auch Hettler (1981).

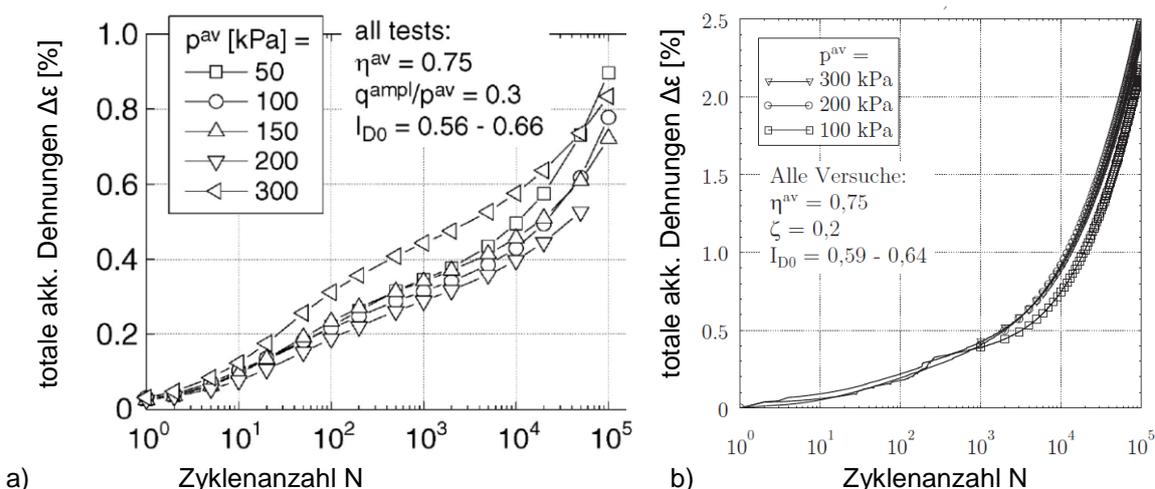


Bild 3.26: Verformungsakkumulation infolge deviatorischer Spannungszyklen bei verschiedenen mittleren Drücken: a) Wichtmann (2011), b) Le (2015)

Bild 3.26 zeigt beispielhaft Versuchsergebnisse von Wichtmann (2011) und Le (2015), aus denen hervorgeht, dass der mittlere Druck – insbesondere während der ersten 100 Zyklen

einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Verformungsakkumulation bei deviatorischen – in diesem Fall durch den mittleren Druck normierten – Spannungszyklen hat.

### 3.3.6 Spannungsverhältnis

Zur Untersuchung des Einflusses des Spannungsverhältnisses auf die Verformungsakkumulation führen beispielsweise Datta, Rao, & Gulhati (1980) undräßierte Triaxialversuche an dichtem, wassergesättigten gebrochenem Sand durch. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.27a dargestellt und zeigen die Abhängigkeit der Verformungsakkumulation vom Spannungsverhältnis  $X$ , mit dem Verhältnis der zyklischen Deviatorspannung  $\Delta q$  zur Deviatorspannung im Bruchzustand  $q_f$  gemeint ist. Die bleibenden Verformungen sind umso größer, je näher sich der deviatorische Spannungszyklus am Bruchzustand ( $X = 1$ ) befindet. Es fällt auf, dass bis zu einem bestimmten Spannungsverhältnis ( $X \leq 0,25$ ) der Anstieg der bleibenden Dehnungen im halblogarithmischen  $\epsilon$ - $N$ -Diagramm annähernd linear verläuft. Bei größeren Spannungsverhältnissen ( $X \geq 0,5$ ) ist ein deutlicherer Anstieg der Dehnungen mit steigender Zyklusanzahl zu beobachten.

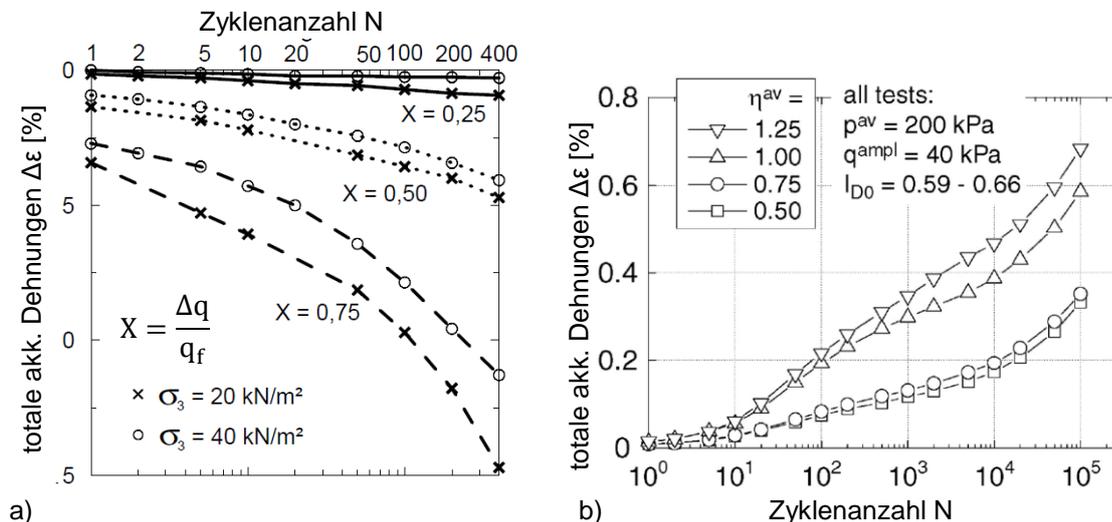


Bild 3.27: Verformungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen mit unterschiedlichen Spannungsverhältnissen: a) Datta et al. (1980), b) Wichtmann (2011)

Auch Wichtmann (2011) untersucht die Abhängigkeit der totalen Dehnungen vom Ausgangsspannungsverhältnis mit Triaxialversuchen an Sanden, Bild 3.27b. Auffällig ist, dass Spannungsverhältnisse bis  $\eta \leq 0,75$  die Akkumulation nicht nennenswert beeinflusst, während sich für größere Spannungsverhältnisse Größe der bleibenden Dehnung fast verdoppelt.

### 3.3.7 Anfangsstruktur

Auch die Anfangsstruktur des Korngerüstes und die daraus resultierende Kraftverteilung im Boden kann die Akkumulationsrate beeinflussen. Diese ergibt sich bei im Labor hergestellten Probenkörpern aus nichtbindigen Böden aus der Sedimentation der Bodenkörner bzw. der Präparationsmethode. Die in der Literatur dokumentierten Versuche unterscheiden überwiegend zwischen den Einbaumethoden

- einrieseln („pluviating“),
- einstampfen („moist tamping“) und
- einvibrieren

Die Probenpräparationsmethode wird besonders ausführlich bei Wichtmann (2011) untersucht, Bild 3.28.

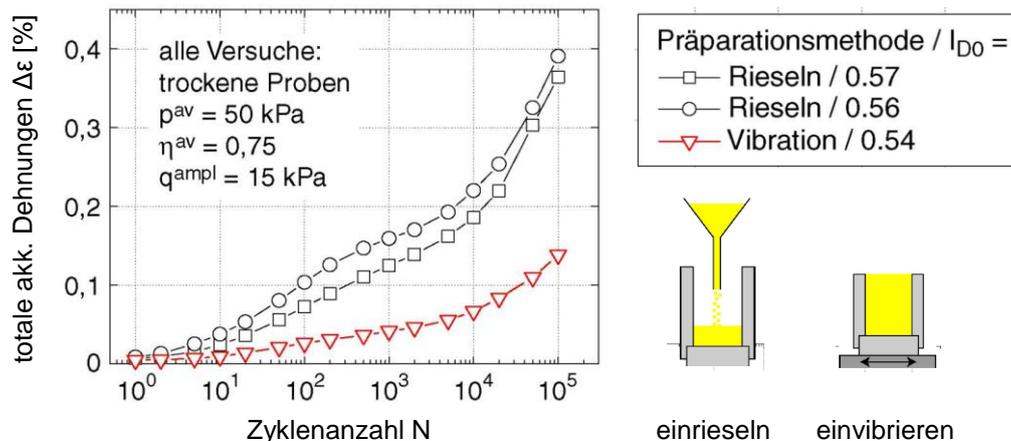


Bild 3.28: Verformungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen mit verschiedenen Probenpräparationsmethoden, Wichtmann (2011)

Bei gleicher Ausgangslagerungsdichte zeigen die Versuche bei einvibrierten Probekörpern kleinere Akkumulationsraten als bei eingerieselten, Bild 3.28a. Wichtmann vermutet in diesem Zusammenhang eine „akkumulationsresistentere Anfangsstruktur“ der einvibrierten Proben, die durch diesen Einbau eine Art zyklische Vorbelastung erfahren haben. Außerdem zeigt er, dass bei gleicher Ausgangslagerungsdichte diejenigen Bodenproben, die trocken eingerieselt wurden, bei zyklischer Belastung eine größere Akkumulationsrate aufweisen, Wichtmann (2015).

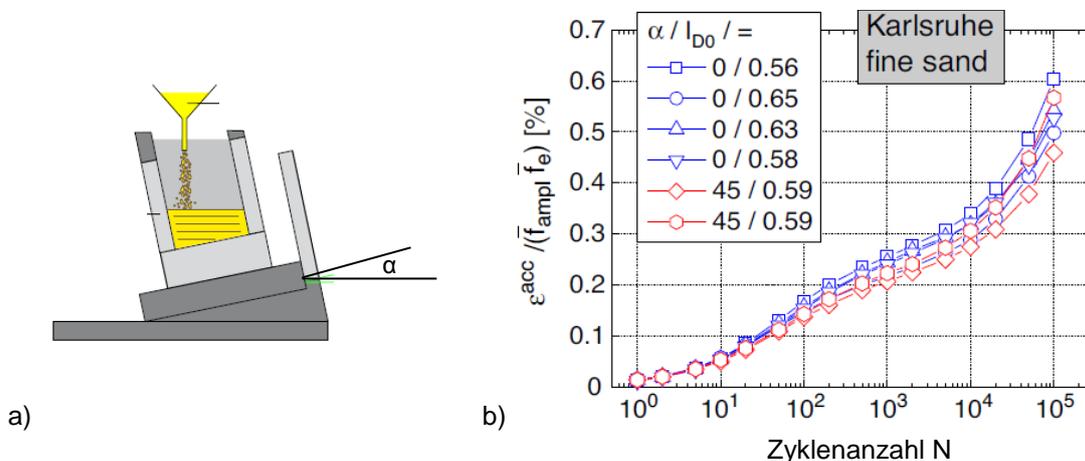


Bild 3.29: Normierte Verformungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen mit verschiedenen Einriesel-Winkeln, Wichtmann (2016)

Auch die Richtung, mit der eine Sedimentation des Bodens beim Probeneinbau durchgeführt wird, hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Akkumulationsrate, Bild 3.29.

Viele Autoren empfehlen, die Probenpräparationsmethode grundsätzlich so zu wählen, dass sie der Entstehungsgeschichte des Bodens am nächsten kommt.

### 3.3.8 Belastungsfrequenz

Solange die Belastungsfrequenz  $f_B$  bei zyklischen Elementversuchen an nichtbindigen Böden so niedrig gehalten wird, dass es bei dränierten Versuchen zu einem ungestörten Ein- und Ausströmen des Porenwassers kommen und sich kein Porenwasserüber- oder -unterdruck aufbauen kann, kommen die meisten Autoren zu dem Schluss, dass die Frequenz der Zyklen keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse bzw. die Akkumulationsrate hat, vgl. auch Hettler (1981).

Youd (1972) führt hierzu in den 1970er Jahren dränierte zyklische Versuche an Sandproben mit einem Einfach-Schergerät durch. Im Frequenzbereich zwischen 0,2...2,0 Hz stellt er keinen Einfluss der Frequenz fest. Zu demselben Schluss kommt auch Shenton (1975), der bei zyklischen Triaxialversuchen an Schotter die Frequenz zwischen 0,1...30 Hz variiert. Eine Abhängigkeit der Akkumulationsrate plastischer Dehnungen von der Belastungsfrequenz wird auch bei Festag (2003) bis zu einer Frequenz von 3 Hz nicht festgestellt. Da die Verformungszunahme ab 5 Hz bei seinen Versuchen geringer war, vermutet Festag in diesem Zusammenhang, dass hier „dynamische Effekte“ eine Rolle spielen können.

Kempfert et al. (2000) und auch Gotschol (2002), die zyklische Triaxialversuche an einem Basaltschotter durchführen, variieren die Belastungsfrequenz zwischen 1...10 Hz und stellen einen Einfluss der Frequenz auf die plastischen Verformungen fest, die mit zunehmender Belastungsfrequenz größer werden. Gotschol führt dies auf die Abnahme der Reibungskräfte zwischen den Schotterkörnern bzw. auf eine Strukturänderung des granularen Haufwerks infolge Kornumlagerung zurück.

Der Einfluss der Belastungsfrequenz wird auch von Wichtmann (2005) an nichtbindigen Bodenproben mit identischen Spannungen, ähnlichen Anfangslagerungsdichten, aber unterschiedlichen Belastungsfrequenzen untersucht, wobei die Belastungsfrequenz zwischen 0,05...2,0 Hz variiert wird. Einen Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Entwicklung der bleibenden Dehnungen kann er dabei nicht feststellen.

## 3.4 Einflüsse auf das quasi-elastische Materialverhalten bei niederzyklischer Belastung

Häufig wird davon ausgegangen, dass sogenannte quasi-elastischen Eigenschaften eines Bodens im Dehnungsbereich  $\varepsilon < 10^{-5}$  vorliegen (di Benedetto (1998), Hardin (1978), Hoque (1998)). Bei der Untersuchung verschiedener Einflussfaktoren auf die quasi-elastischen Dehnungsanteile werden in der Literatur oft Steifemoduln ermittelt und miteinander verglichen. In diesem Abschnitt werden beispielhaft einige Beiträge zur Untersuchung des quasi-elastischen Spannungs-Dehnungsverhalten erläutert und zusammengefasst. Dabei erfolgt die Gliederung dieses Abschnitts analog zum vorangegangenen Abschnitt 3.3, d.h. der Kenntnisstand zu den verschiedenen Einflussfaktoren wird systematisch beschrieben.

### 3.4.1 Zyklenanzahl

Viele Beiträge zur Untersuchung der Abhängigkeit der quasi-elastischen Dehnungsanteile von der Zyklenanzahl zeigen, dass die quasi-elastischen Dehnungen bereits nach wenigen Zyklen konstant bleiben und damit weitestgehend unabhängig von der Zyklenanzahl sind, Bild 3.30.

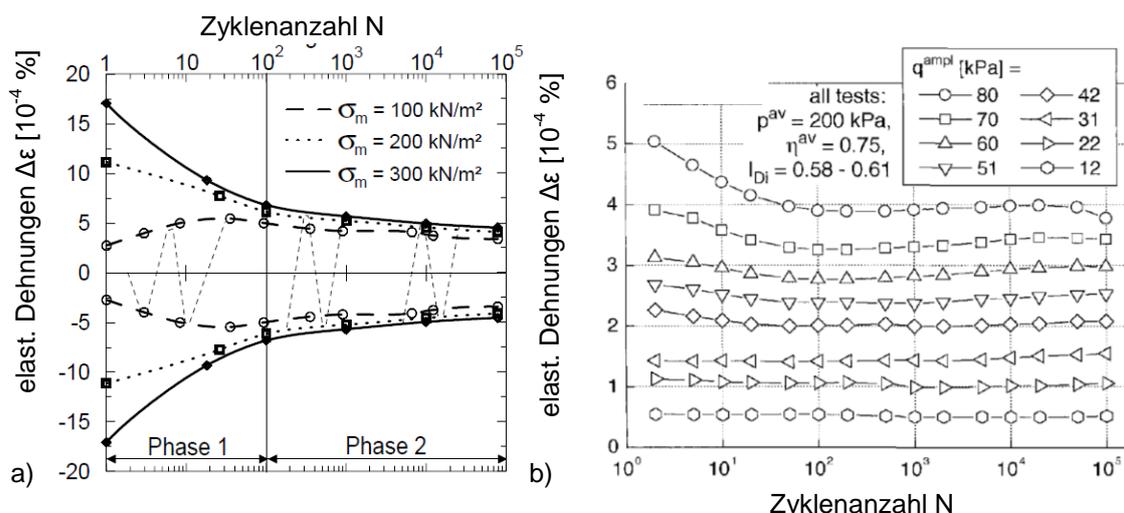


Bild 3.30: Entwicklung der elastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl: Versuchsergebnisse von a) Güttler (1984) aus Gotschol (2002), b) Wichtmann, Niemunis, & Triantafyllidis (2009)

Die Untersuchungen von Güttler (1984) in Bild 3.30a lassen erkennen, dass die anfängliche Entwicklung der elastischen Dehnungen je nach mittlerem Spannungsniveau  $\sigma_m$  vollkommen unterschiedlich sein kann, der Betrag der elastischen Dehnungen ist jedoch nach ca. 100 Zyklen konstant ist. Auch bei Wichtmann et al. (2009) ist die Größe der elastischen Dehnungen weitgehend konstant, wobei dies hier bereits nach ca. 10 Zyklen der Fall ist, Bild 3.30b.

### 3.4.2 Betrag der Spannungsamplitude

Die quasi-elastischen Dehnungen sind offensichtlich umso größer, je größer der Betrag der aufgetragenen Spannungsamplitude ist. Bild 3.31 zeigt die elastischen Dehnungen für verschiedene deviatorische Spannungsamplituden bei Wichtmann, Niemunis, & Triantafyllidis (2009).

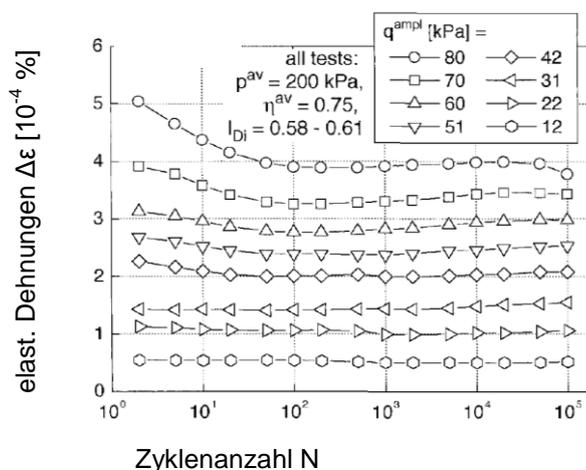


Bild 3.31: Elastische Dehnungen für unterschiedliche deviatorische Spannungsamplituden bei Wichtmann, Niemunis, & Triantafyllidis (2009)

Bei gleichem Druckniveau und gleichem Spannungsverhältnis führt eine Verdopplung der Spannungsamplitude in etwa zu einer Verdopplung der quasi-elastischen Dehnungen, Bild 3.31; in diesem Dehnungsbereich liegt demnach annähernd linear-elastisches Verhalten vor.

### 3.4.3 Belastungsrichtung

Die Größe der quasi-elastischen Dehnungen bei niederzyklischen Spannungsamplituden in verschiedenen Richtungen wurde bislang wenig untersucht. Aktuelle Untersuchungen von Loges & Niemunis (2015) zeigen, dass die größten totalen quasi-elastischen Dehnungen bei deviatorischer Ent- und Belastung auftreten, während sie für isotrope Be- und Entlastung geringer sind, vgl. auch Bild 3.9.

### 3.4.4 Lagerungsdichte

In der Literatur gelangt man einheitlich zu der Auffassung, dass der Einfluss der Lagerungsdichte auf die quasi-elastischen Dehnungsanteile gering ist und die Größe der elastischen Dehnungen mit größerer Ausgangslagerungsdichte nur leicht abnimmt. Aus den Versuchen von Loges & Niemunis (2015) in Bild 3.9 wird dies beispielsweise deutlich. Wichtmann kommt zu denselben Feststellungen, Bild 3.32.

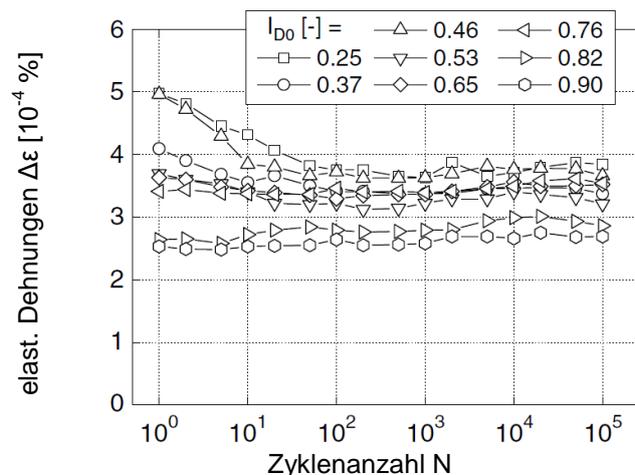


Bild 3.32: Einfluss der Ausgangslagerungsdichte auf die Entwicklung und Größe der elastischen Dehnungen bei Wichtmann

### 3.4.5 Mittlerer Druck

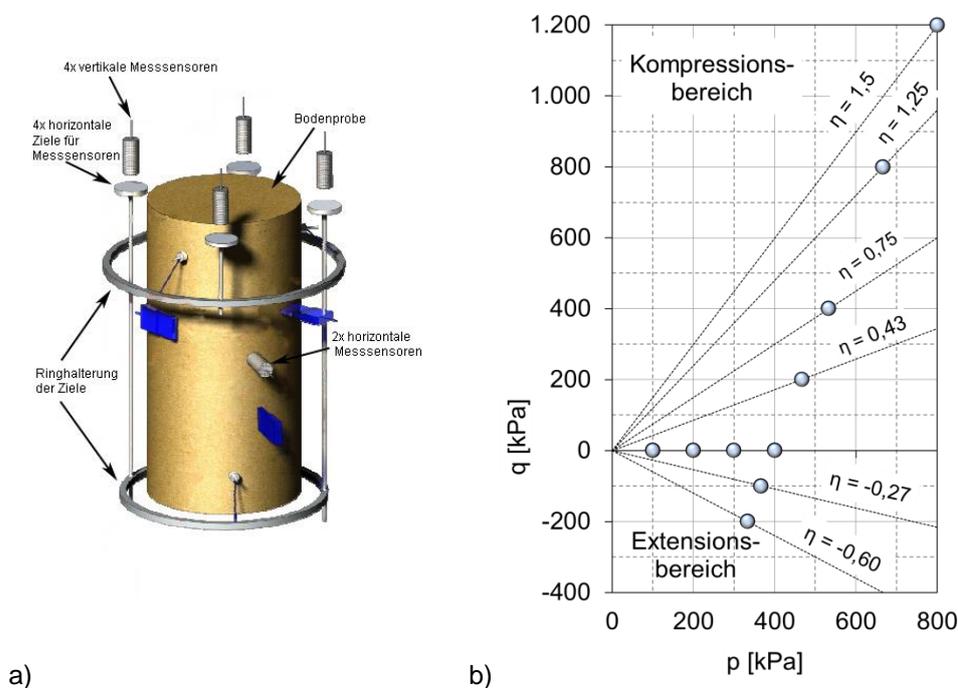
Bei der Untersuchung der Abhängigkeit der quasi-elastischen Steifigkeit vom mittleren Druck wird von den meisten Autoren zwischen dem horizontalen Modul  $E_3$  und dem vertikalen Modul  $E_1$  unterschieden. Um den Einfluss des Spannungsverhältnisses – auf den in Abschnitt 3.4.6 eingegangen wird – vorerst außer Acht zu lassen, wird in diesem Abschnitt der Einfluss des mittleren Drucks ausschließlich für isotrope Spannungszustände beschrieben. Unterschiede zwischen den horizontalen und vertikalen Moduln beschreiben dann in diesem Fall ausschließlich die inhärent anisotropen Eigenschaften.

Kuwano, Connolly, & Jardine (2000) berichten über Triaxialversuche, bei denen sowohl Spannungszyklen als auch Kompressions- und Scherwellen auf das Bodenelement aufge-

bracht werden. Dabei wird festgestellt, dass die elastische Steifigkeit grundsätzlich mit zunehmendem Druck zunimmt, wobei der vertikale Modul für die meisten untersuchten Böden größer als der horizontale ist. Dies ist auch bei experimentellen Versuchen von Hoque & Tatsuoka (2004) der Fall, Bild 3.36.

Im Untersuchungsprogramm von di Benedetto (2010) werden bei Triaxialversuchen kleine horizontale und vertikale Spannungs- und Dehnungszyklen auf ein zylindrisches Bodenelement aus trockenem Hostun Sand mit einem Durchmesser von 7 cm und einer Höhe von 14 cm aufgebracht. Dies geschieht sowohl „statisch“<sup>3</sup> als auch dynamisch durch Wellenübertragung mithilfe piezoelektrischer Messwertgeber und Frequenzen zwischen 5–20 Hz. Die Verformungen werden lokal an der Probe mit kontaktlosen Sensoren gemessen, Bild 3.33a. Die untersuchten Spannungsausgangspunkte liegen sowohl im Kompressions- als auch im Extensionsbereich, Bild 3.33b.

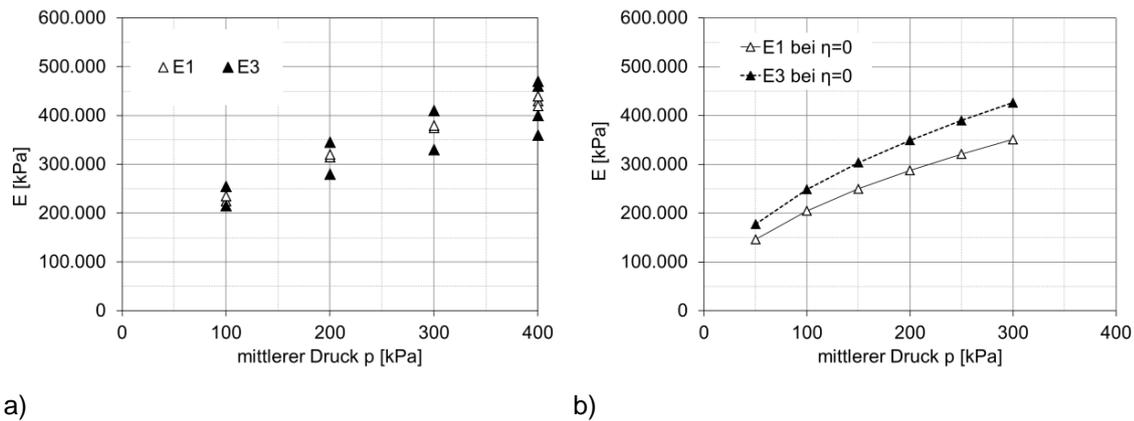
Es wird zunächst festgestellt, dass die Ergebnisse der zyklischen und der dynamischen Versuche gut übereinstimmen.



a) *Triaxialgerät „StaDy“*,  
b) *Spannungsausgangspunkte*

Der Verformungsmodul nimmt mit zunehmendem Druck zu (Bild 3.34a), wobei der vertikale Modul bei di Benedetto nicht durchweg größer ist als der horizontale. Dies wird auf unterschiedliche Probenpräparationsmethoden bzw. Anfangsstrukturen zurückgeführt.

<sup>3</sup> gemeint ist hier „zyklisch“ gemäß der Definition in Abschnitt 2.2.5



a)

b)

Bild 3.34: Abhängigkeit der elastischen Steifigkeit vom mittleren Druck bei isotropen Ausgangsspannungszuständen bei a) di Benedetto (2010), b) Bellotti et al. (1996)

Im Untersuchungsprogramm von Bellotti, Jamiolkowski, Lo Presti, & O'Neill (1996) werden sogenannte „seismic body waves“ in verschiedene Richtungen innerhalb einer Sandprobe erzeugt. Es werden die horizontalen und vertikalen Verformungsmoduln  $E_1$  und  $E_3$  ermittelt und es ergibt sich der in Bild 3.34b dargestellte Zusammenhang zwischen diesen Moduln und dem mittleren Druck. Im Gegensatz zu Kuwano et al. und Hoque et al. ist hier der vertikale Modul durchweg kleiner als der horizontale.

Eine Zusammenstellung von experimentell ermittelten Steifigkeitsverhältnisse  $E_3/E_1$  verschiedener Autoren bei isotropen Spannungszuständen ist zum Beispiel bei Schädlich (2012) zu finden.

### 3.4.6 Spannungsverhältnis

Zur Untersuchung der (spannungs)induzierten Anisotropie der Bodensteifigkeit im quasi-elastischen Bereich wird in der Literatur über Versuche mit kleinen Spannungs- und/oder Dehnungszyklen bei unterschiedlichen Anfangsspannungsverhältnissen von verschiedenen Autoren berichtet.

Hoque & Tatsuoka (2004) bringen im Rahmen von Triaxialversuchen an großen quaderförmigen Proben ( $a \times b \times h = 23 \times 23 \times 57$  cm) von isotropen und anisotropen Spannungszuständen aus kleine Dehnungszyklen in vertikaler und radialer Richtung auf. Die Verformungsmessung erfolgt lokal an der Probe, Bild 3.35.

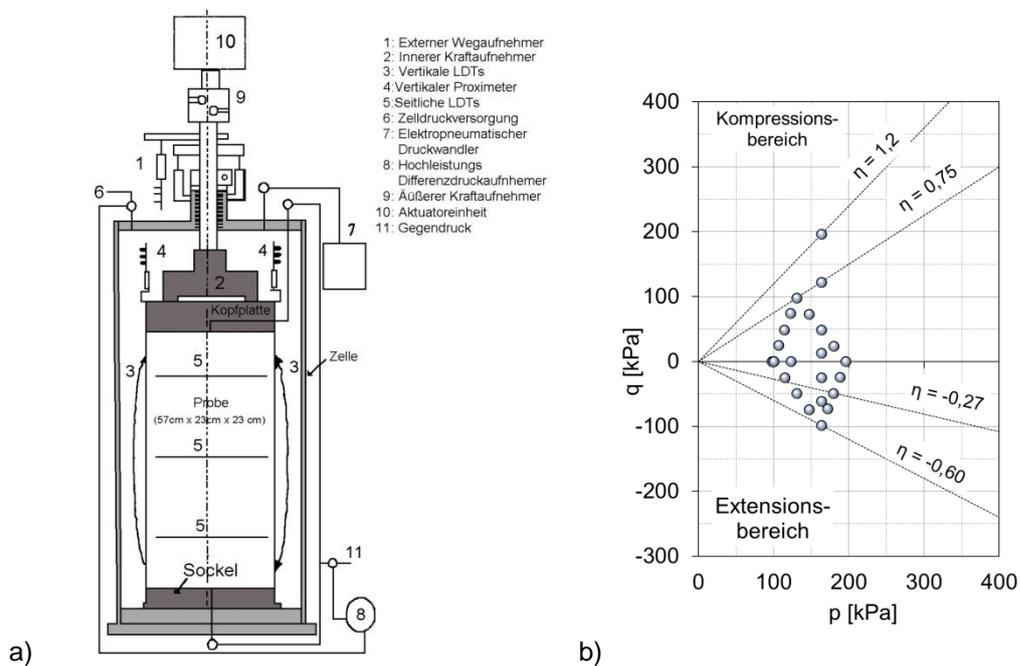


Bild 3.35: Versuche von Hoque & Tatsuoka (2004): a) verwendetes Triaxialgerät, b) Spannungsausgangspunkte

Aus den Versuchsergebnissen werden die vertikale und die horizontale Steifigkeit bestimmt und deren Verhältnis in Abhängigkeit von Spannungsverhältnis für eine Vielzahl von nichtbindigen, enggestuften ( $C_U < 2$ ) Versuchsböden dargestellt. Bild 3.36 ist zu entnehmen, dass der quasi-elastische Verformungsmodul in vertikaler Richtung für fast alle Spannungszustände größer ist als in horizontaler Richtung bzw.  $E_1/E_3 \geq 1$  gilt. Dieses Verhältnis ist umso größer ist, je größer das Material bzw. je größer der mittlere Korndurchmesser  $d_{50}$  ist.

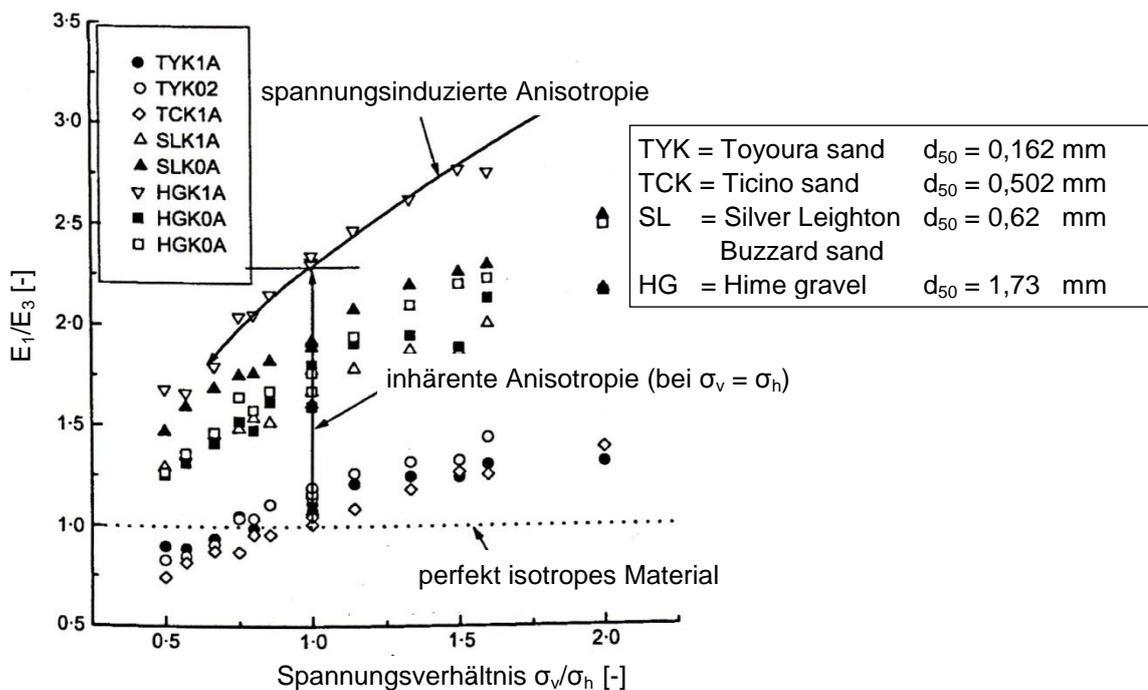


Bild 3.36: Verhältnis der Moduln  $E_1/E_3$  in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis  $\sigma_v/\sigma_h$  für verschiedene Sande (Hoque & Tatsuoka, 2004)

Bei dem Versuchsprogramm von Jiang, Tatsuoka, Flora, & Koseki (1997) werden quasi-elastische Dehnungen in der Größenordnung  $< 0,001$  % bei einem sandigen Kies untersucht. An quaderförmigen Proben werden bei verschiedenen Ausgangsspannungszuständen im Extensions- und Kompressionsbereich ( $0,5 \leq \sigma_v/\sigma_h \leq 2,2$ ) kleine horizontale und vertikale Spannungszyklen aufgebracht, Bild 3.37.

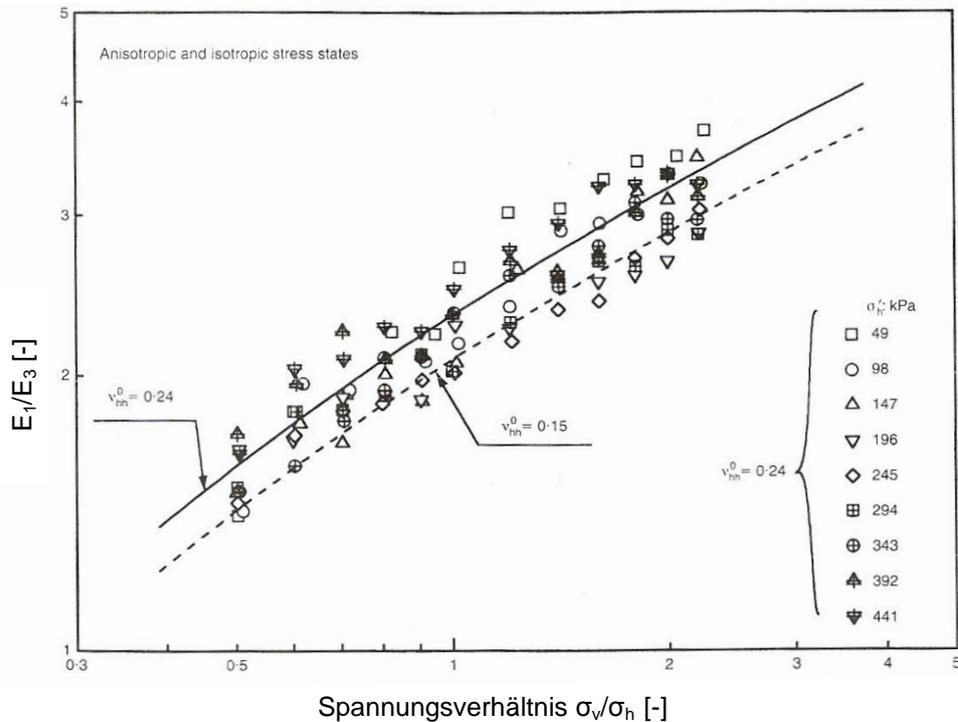


Bild 3.37: Verhältnis der Moduln  $E_v/E_h$  zum Spannungsverhältnis  $\sigma_v/\sigma_h$  für verschiedene Sande bei Jiang, Tatsuoka, Flora, & Koseki (1997)

Ähnlich wie bei Hoque & Tatsuoka (2004) ist die vertikale quasi-elastische Steifigkeit zum Teil mehr als doppelt so groß wie die horizontale. Unter isotropen Bedingungen ist  $E_v \approx 2 \cdot E_h$  und deutet damit auf eine inhärente Anisotropie hin.

Auch Kuwano, Connolly, & Jardine (2000) beobachten, dass für Spannungsverhältnisse  $\eta = 0,87$  der vertikale Modul fast doppelt so groß wie der horizontale.

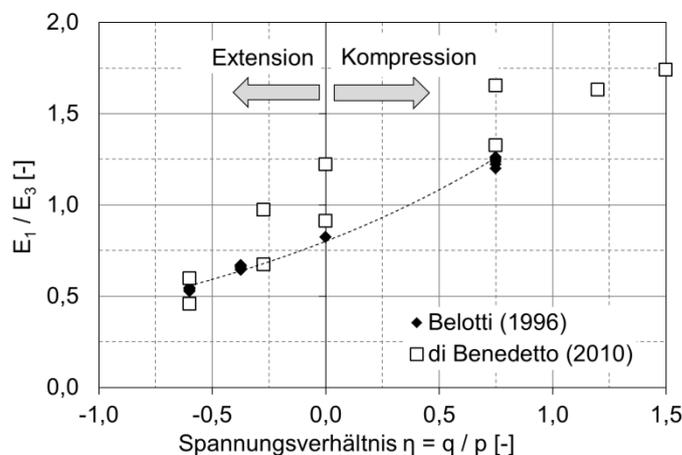


Bild 3.38: Verhältnis der Moduln  $E_v/E_h$  in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses für Hostun-Sand (di Benedetto, 2010) und mitteldichten Ticino-Sand (Belotti et al., 1996)

Weitere Versuche zur spannungsinduzierten Anisotropie im quasi-elastischen Bereich von di Benedetto (2010) und Bellotti, Jamiolkowski, Lo Presti, & O'Neill (1996) sind auszugsweise in Bild 3.38 dargestellt.

### 3.4.7 Anfangsstruktur

Die Anfangsstruktur wird den Probekörpern durch verschiedene Probenpräparationsmethoden eingeprägt, vgl. auch Abschnitt 3.3.7. Von di Benedetto (2010) werden drei verschiedene Einbaumethoden und ihr Einfluss auf die quasi-elastischen Moduln bei kleinen Dehnungen untersucht. Bei isotropen Spannungszuständen werden sowohl beim Einrieseln als auch beim Einvibrieren quasi-elastische Moduln in horizontaler Richtung  $E_3$  gemessen, die durchweg ca. 10 % größer sind als die vertikalen Moduln  $E_1$ . Beim Einstampfen hingegen sind die vertikalen elastischen Moduln durchweg ca. 10 % größer als die horizontalen, Bild 3.39a.

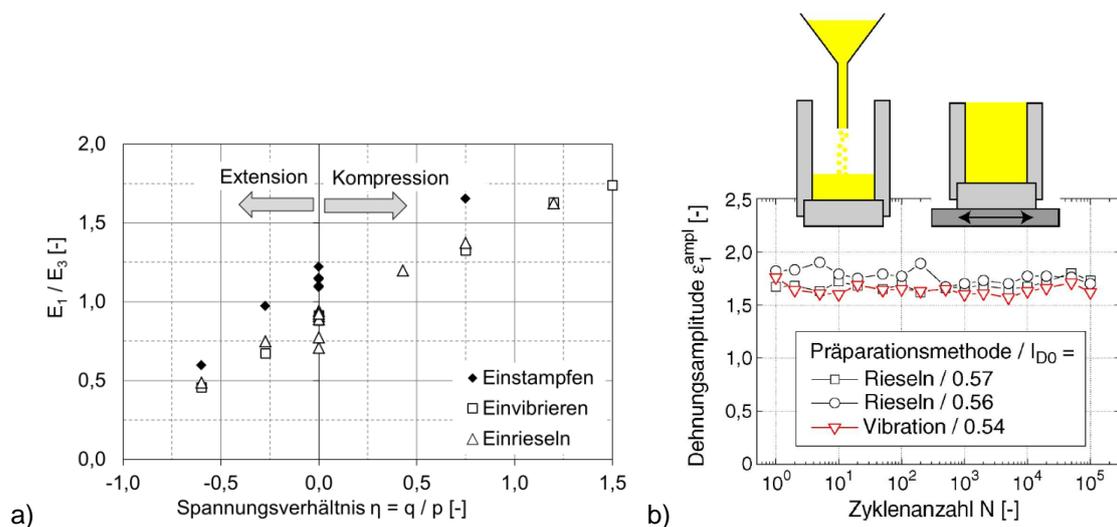


Bild 3.39: Auswirkungen verschiedener Probeneinbaumethoden auf die elastischen Dehnungen: a) Verhältnis der Moduln für verschiedene Spannungsverhältnisse bei di Benedetto (2010), b) elastische Dehnungen bei Wichtmann (2016)

Auch von Anhdan & Koseki (2005) werden unterschiedliche Anfangsstrukturen von quaderförmigen Probekörpern aus dichtem Sand und Kies mithilfe eines True Triaxial-Gerätes mit lokaler Dehnungsmessung untersucht. Dabei wird festgestellt, dass die inhärente Anisotropie von der Neigung der Einrieselebene und der Verdichtung während des Probeneinbaus abhängt. Die quasi-elastischen Moduln in die Richtung senkrecht zur Einriesel-Richtung sind bei isotroper Kompression kleiner oder gleich dem Modul in anderen vertikalen Richtungen. Modelliert werden kann das von den Autoren beobachtete Verhalten mit einem cross-anisotropen Modell.

Bezüglich der Größe der elastischen Dehnung  $\epsilon_1^{amp}$  stellt Wichtmann (2016) fest, dass die Präparationsmethode keinen Einfluss hat, Bild 3.39b.

### 3.4.8 Belastungsfrequenz

Der Einfluss der Belastungsfrequenz  $f_B$  auf das elastische Verhalten nichtbindiger Böden wird in der Literatur zum Teil widersprüchlich beschrieben, wobei die Mehrzahl der Autoren

zu dem Schluss gelangt, dass die quasi-elastischen Verformungseigenschaften frequenzunabhängig sind, siehe zum Beispiel Hettler (1987).

Der Einfluss der Belastungsfrequenz wird auch von Wichtmann (2005) in Versuchen mit identischen Spannungen, ähnlichen Anfangslagerungsdichten, aber unterschiedlichen Belastungsfrequenzen ( $f_B = 0,05 \cdots 2,0$  Hz) untersucht. Auch hier kann kein systematischer Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Größe der elastischen Dehnungsanteile festgestellt werden.

### 3.5 Zwischenfazit

Die Einflüsse der in Abschnitten 3.3 und 3.4 diskutierten Parameter auf die elastischen und plastischen Verformungsanteile bei niederzyklischer Belastung sind in Tabelle 3.1 zusammengestellt. Die Zusammenfassung bezieht sich ausschließlich auf nichtbindige Böden und Versuche mit dränierten Randbedingungen.

Tabelle 3.1: Einfluss verschiedener Parameter auf die Verformungen bei zyklischer Beanspruchung

Zunahme ▲ ...	Einfluss einer niederzyklischen Beanspruchung auf...	
	...quasi-elastische Verformungsanteile	...plastische Verformungsanteile
...der Zyklenanzahl $N$	◄►	▲
...des Betrags der Spannungsamplitude ( $\Delta\sigma$ oder $\Delta q$ )	▲	▲
...Belastungsrichtung	$\Delta\varepsilon_{\text{deviatorische Beanspruchung}} > \Delta\varepsilon_{\text{isotrope Beanspruchung}}^*$	◄►
...der Lagerungsdichte $I_{D0}$	▼	▼
...des mittlerer Drucks $p$	▼	geringer Einfluss auf die Akkumulationsrate, wenn die Versuche mit dem gleichen Amplituden-Druck-Verhältnis $\Delta q/p$ durchgeführt werden
...des Spannungsverhältnisses $\eta$	▲	▲
...der Ausgangsstruktur („fabric“)	$E_1 > E_3$	▲ bei trocken eingerieselten Proben
...der Belastungsfrequenz $f_B$	◄►	◄►

▲: Zunahme

◄►: gleichbleibend / kein Einfluss

▼: Abnahme

\* Der Betrag der Dehnungen infolge deviatorischer Belastung ist größer als der infolge isotroper Beanspruchung

Es gibt einige weitere Einflüsse auf das plastische und quasi-elastische Verhalten von nichtbindigen Böden bei niederzyklischer Belastung, wie zum Beispiel Kornform, Korngrößenverteilung (mittlerer Korndurchmesser, Ungleichförmigkeitszahl), Vorbelastung). Auch diese

Einflussfaktoren werden in der Literatur vereinzelt – vor allem aber bei Wichtmann – untersucht. Da sie jedoch in der vorliegenden Arbeit weder experimentell noch numerisch untersucht werden, wird in diesem Abschnitt auf deren Zusammenstellung verzichtet und auf Wichtmann (2016) verwiesen.

## 3.6 Einfluss von Fehlerquellen und Versuchsrandbedingungen auf die Ergebnisse von Triaxialversuchen

In diesem Abschnitt werden einige Einflussfaktoren auf die Ergebnisse von Triaxialversuchen zur Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhalten bei monotoner niederzyklischer Belastung identifiziert. Dabei wird unterschieden zwischen

- Fehlerquellen einerseits und
- Versuchsrandbedingungen andererseits.

### 3.6.1 Fehlerquellen

Fehlerquellen sind nicht immer vermeidbar und können zu falscher Interpretation der Versuchsergebnisse führen, wenn sie nicht bekannt sind, nicht beachtet bzw. nicht eliminiert werden.

Eine wichtige Rolle bei Versuchen zum Spannungs-Verformungsverhalten von Böden spielt die Art der **Verformungsmessung**. Eine übersichtliche Beschreibung und Zusammenstellung verschiedener Verformungsmessmethoden ist zum Beispiel bei Festag (2003) zu finden. Es kann – insbesondere im Bereich kleiner Dehnungen – eine Rolle spielen, ob die Verformungen global, d.h. außerhalb der Triaxialzelle, oder lokal, d.h. direkt an der Probe gemessen werden. Grundsätzlich ist festzustellen, dass die global gemessenen Verformungen meistens etwas größer ausfallen als die lokal an der Probe gemessenen, siehe auch Wichtmann (2016). Dadurch werden zu geringe Steifigkeiten abgeleitet und bei Verwendung der ermittelten Moduln in entsprechenden Stoffmodellen kann es – bei kleinen Dehnungsamplituden – zu einer Unterschätzung der Steifigkeiten bzw. einer Überschätzung von berechneten Verformungen kommen.

Bei der Ermittlung der Verformungen spielt es zudem eine Rolle, welche **Verformungsannahmen** zugrunde gelegt werden: homogene Verformung unter Beibehaltung der zylindrischen Form oder eine inhomogene Verformung z.B. bei Ausbeulen des Probekörpers. Bei einer inhomogenen Verformung liegen innerhalb der Probe unterschiedliche Querschnittsflächen vor, die zu unterschiedlichen Axialspannungen führen. Rackwitz (2006) wertet in diesem Zusammenhang Triaxialversuche mit zylindrischen und parabolischen Verformungsannahmen aus und kann zeigen, dass bei geringer Anfangsdichte im kritischen Zustand bei einer zylindrischen Verformungsannahme eine ca. 15 % größere maximale Deviatorspannung erreicht wird als bei der aus seiner Sicht zutreffenderen parabolischen Flächenkorrektur.

Schließlich können auch **Temperaturschwankungen** während des Versuchs die Messergebnisse beeinflussen und verfälschen, da sie zu einer Ausdehnung oder Kontraktion des in die Probe ein- und ausströmenden Porenwassers oder zu einer Veränderung dessen Viskosität führen können. Auch der gesamte Versuchsstand kann sich bei entsprechend großen Temperaturschwankungen verformen. Der Einfluss aus Temperaturschwankungen spielt besonders bei länger dauernden Versuchen eine Rolle. Aus diesem Grund werden Laborversuche häufig in klimatisierten Räumen durchgeführt.

Der sogenannte **Bettungsfehler** („bedding error“) bezieht sich zum einen auf die Komprimierung der Schmierschichten („Fettausquetschung“) und zum anderen auf die Zusammendrückung der Gummischeiben an den Enden des Probekörpers. Durch diesen Fehler kann insbesondere die Anfangssteifigkeit stark unterschätzt werden, vgl. auch Schanz (1998). Goldscheider (1982) entwickelt hierzu in den 1980er Jahren eine Gleichung zur Ermittlung des Bettungsfehlers. Bei den Triaxialversuchen von Wei (1992) ist der Einfluss dieses Bettungsfehlers gering, weshalb er ihn bei den Versuchsauswertungen außer Acht lässt. Rackwitz (2006) schlägt zur Verringerung der Fettausquetschung vor, das Silikonfett mit Teflonpulver zu vermischen, um die Viskosität der Gleitschicht zu vergrößern. Das Problem des Bettungsfehlers kann grundsätzlich vermieden werden, wenn die axiale Verformungsmessung lokal erfolgt.

Die **zusätzliche Radialspannung**, die aus der Membranhülle auf die Bodenprobe wirkt, hat einen geringen Einfluss auf die Spannungs-Dehnungs-Kurven von Triaxialversuchen. Bei bekannter Membransteifigkeit werden zum Beispiel von Henkel & Gilbert (1952) oder Schanz (1998) Korrekturgleichungen vorgeschlagen, mit denen die zusätzlichen Radial- und Axialspannungen ermittelt werden können, die sich aus der Einschnürung der Probe durch die Membran ergeben.

Auch die sogenannte **Membranpenetration** kann einen Einfluss auf die Messergebnisse haben, wenn bei Triaxialversuchen neben der axialen Spannung auch die seitliche effektive Spannung verändert wird, wird die Membran in die Zwischenräume der Körner gedrückt, Bild 3.40.

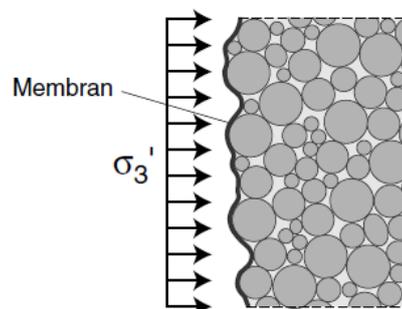


Bild 3.40: Membranpenetration bei einer Erhöhung der effektiven Seitenspannung  $\sigma_3'$  nach Wichtmann (2005)

Das in die Probe ein- und ausströmende Porenwasser bzw. die gemessene Volumenänderung  $\Delta\varepsilon_v$  wird – bei entsprechend grobem Versuchsmaterial – in diesem Fall über- oder unterschätzt, da es sich aus der Verformung des Korngerüsts  $\Delta\varepsilon_{v,S}$  einerseits und aus der Membranpenetration  $\Delta\varepsilon_{v,MP}$  andererseits zusammensetzt, Gleichung (3.2).

$$\sum \Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_{v,S} + \Delta \varepsilon_{v,MP} = \varepsilon_{v,S} + \delta V_{MP} \cdot \frac{A_M}{V_0} \quad (3.2)$$

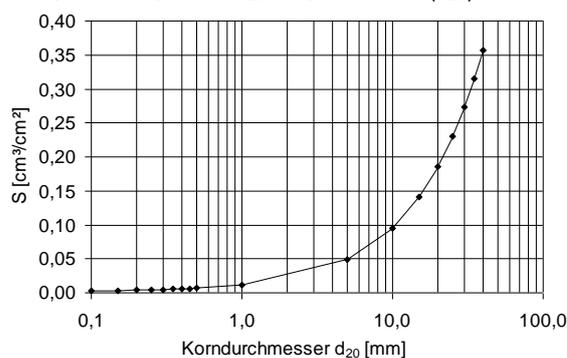
In Gleichung (3.2) ist  $A_M$  die Fläche der Membran, d.h. die Mantelfläche des Probenkörpers im Ausgangszustand,  $V_0$  das Anfangsporenvolumen und  $\delta V_{MP}$  die Membranpenetration pro Einheitsfläche.

In den 1970er Jahren gelangen Frydman, Zeitlen, & Alpan (1973) zu dem Ergebnis, dass der Einfluss aus Membranpenetration bei einem mittleren Korndurchmesser  $d_{50} \leq 0,1 \dots 0,2$  mm vernachlässigbar ist. Von Nicholson, Seed, & Anwar (1993) wird vorgeschlagen, die Membranpenetration  $\delta V_{MP}$  bei einer Erhöhung der effektiven Seitenspannung von  $\sigma_3^A$  auf  $\sigma_3^B$  aus der empirischen Gleichung (3.3) zu ermitteln.

$$\delta V_{MP} = S \cdot \log \left( \frac{\sigma_3^B}{\sigma_3^A} \right) \quad (3.3)$$

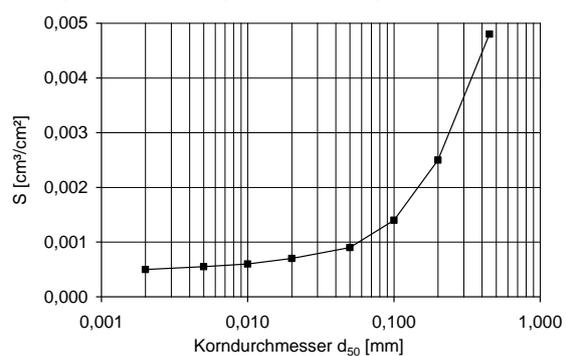
Auf Basis umfangreicher Laborversuche wird von Nicholson et al. ein (nicht dimensionstreu-er) Zusammenhang zwischen einem Korrekturfaktor  $S$  in Gleichung (3.3) und dem Korndurchmesser  $d_{20}$  des Bodenmaterials in [mm] angegeben, Bild 3.41a.

$$S = 0,0019 + 0,0095 \cdot d_{20} - 0,0000157 \cdot (d_{20})^2$$



a)

$$S = -0,0007 \cdot d_{50}^2 + 0,0099 \cdot d_{50} + 0,0005$$



b)

Bild 3.41: Steigungsfaktor  $S$  in Gleichung (3.3) in Abhängigkeit des Korndurchmessers nach a) Nicholson, Seed, & Anwar (1993) und b) Kiekbusch & Schuppener (1977)

Kiekbusch & Schuppener (1977) führen Laborversuche mit insgesamt sechs Böden (Sanden und Schluffen) mit verschiedenen Membrandicken durch und leiten den in Bild 3.41b dargestellte Zusammenhang zwischen dem mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  und dem Korrekturfaktor  $S$  ab. Im Gegensatz zu den Untersuchungen von Nicholson et al., deren Gleichung auch für Böden mit großen Korndurchmessern gilt, beziehen sich die Korrekturwerte von Kiekbusch & Schuppener (1977) in Bild 3.41b nur auf Schluffe und Sande, d.h. maximale mittlere Korndurchmesser bis  $d_{50} \leq 0,5$  mm. Die Autoren stellen weiterhin fest, dass das Aufbringen einer Schicht aus flüssigem Gummi („liquid rubber“) auf die Latex-Hülle den Einfluss der Membranpenetration um bis zu 85 % verringern kann.

Baldi & Nova (1984) schlagen zur Berücksichtigung der Membranpenetration die Verwendung eines sogenannten Einheits-Korrekturvolumens  $\Delta v_m$  [cm³/cm²] nach Gleichung (3.4) vor.

$$\Delta v_m(\sigma_3) = \frac{d_{50}}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{\sigma_3 d_{50}}{E_m t_m}} \quad \text{mit } v_m = \frac{V_m}{A_m} \quad (3.4)$$

Dabei ist  $E_m$  der E-Modul der Latexmembran und  $t_m$  deren Dicke. Wie bei den übrigen Autoren hat auch hier der mittlere Korndurchmesser den größten Einfluss, da sowohl das Verhältnis von Volumen infolge Membranpenetration zum Ausgangsvolumen  $V_m/V_0$  als auch die Einheitsmembranpenetration  $v_m$  bzw. das Verhältnis  $V_m/A_m$  proportional zu  $d_{50}^{3/4}$  ist. Der isotrope Druck, die Steifigkeit und die Dicke der Membran haben einen geringeren Einfluss, da sowohl  $V$  als auch  $v_m$  nur proportional zu  $\sqrt[3]{\frac{\sigma_3}{E_m t_m}}$  sind.

Auch Wichtmann (2005) untersucht zylindrische Bodenproben mit unterschiedlichen Geometrien bei isotroper Kompressionsbeanspruchung. Mit dem verwendeten Versuchssand ( $d_{20} = 0,4$  mm und  $d_{50} = 0,55$  mm) ermittelt er einen Steigungsfaktor  $S = 0,009$  cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup> und ist damit etwas größer als die von Nicholson und Kiekbusch & Schuppener ermittelten Werten ( $S_{\text{Nicholson}} \approx 0,0057$  cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup>  $\approx S_{\text{NiKiekbusch}} \approx 0,0057$  cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup>).

Die **Eigendeformation** der Triaxialanlage muss ebenfalls untersucht und ggf. durch die Ermittlung von Kalibrierungskurven bei der Auswertung der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden. Dies geschieht zweckmäßiger Weise, indem man anstelle einer Bodenprobe einen Stahlzylinder („Dummy“) einbaut, von dem man annehmen kann, dass dessen Verformung im Verhältnis zu der der Versuchsanlage vernachlässigbar ist.

Bei Versuchen mit **Extensionsbeanspruchung** ( $q < 0$ ) erfährt die Probe und somit auch die Gummimembran um die Probe eine Verlängerung. Demzufolge setzt sich die gemessene Axialkraft  $F_{\text{ges}}$  aus der von der Probe und der von der Gummimembran getragenen Kräfte  $F_{\text{Probe}}$  bzw.  $F_{\text{Membran}}$  zusammen, Bild 3.42.

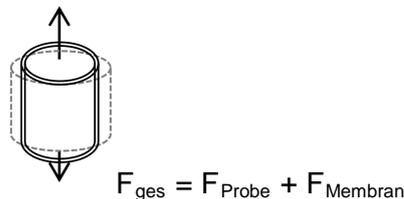


Bild 3.42: Verlängerung der Probe bei Extensionsbeanspruchung

Die Membrankraft  $F_{\text{Membran}}$  ermittelt sich aus dem aktuellen Membranquerschnitt  $2 \cdot \pi \cdot r \cdot t_m$ , dem E-Modul der Membran  $E_M$  und der Axialdehnung  $\varepsilon_1$  aus

$$F_M = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot t_M \cdot E_M \cdot \varepsilon_1 \quad (3.5)$$

Die Berücksichtigung dieses Einflusses bei der Versuchsauswertung kann bei hohen Genauigkeitsanforderungen sinnvoll sein. Im Bruchzustand erhält man dann grundsätzlich einen etwas geringeren Peak-Reibungswinkel, vgl. auch Wei (1992).

### 3.6.2 Versuchsrandbedingungen

Die Messergebnisse von Triaxialversuchen können von einer Vielzahl von Versuchsrandbedingungen abhängen, von denen nachfolgend einige erläutert werden. In diesem Fall sind die Versuchsergebnisse nicht falsch, sondern müssen unter Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen ausgewertet werden.

Die Herstellung von Proben aus kohäsionslosen Böden hat zwar grundsätzlich sorgfältig zu erfolgen, sodass ein homogener Probenkörper erreicht wird. Je nachdem, welche **Einbaumethode** gewählt wird (z.B. Einrieseln, Einstampfen, Einvibrieren) können die Versuchsergebnisse unterschiedlich ausfallen, vgl. Abschnitt 3.3.7. Es gilt, dass diejenige Einbaumethode gewählt werden sollte, mit der die Randbedingungen der konkreten geotechnischen Problemstellung am besten abgebildet werden kann.

Auch der Zustand der Proben (**trocken oder wassergesättigt**) kann eine Rolle spielen, wie Wichtmann (2011) beobachtet. Bei seinen zyklischen Versuchen treten am Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF) am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) geringere Akkumulationsraten bei trockenen als bei wassergesättigten Proben auf. Worauf dieser Unterschied zurückzuführen ist, ist nicht abschließend. Da dieses Phänomen bei seinen an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführten Versuchen in dieser Form nicht zu beobachten war, liegt die Vermutung nah, dass hier Versuchsstand-spezifische Besonderheiten eine Rolle spielen. Ein Einfluss des Sättigungsgrades auf die elastischen Dehnungsanteile wird nicht festgestellt, Wichtmann (2016)

Auch die Herstellung eines völlig **isotropen Ausgangsspannungszustandes** ist nicht exakt möglich. Zum einen führt die lineare Verteilung des hydrostatischen Wasserdrucks entlang der Probenhöhe dazu, dass die horizontale Seitenspannung unten an der Probe größer ist als oben. Außerdem sind vertikalen Spannungen innerhalb der Probe wegen des Eigengewichts nicht konstant. Für den Fall, dass die Kraft unten an der Probe gemessen wird, ist dies bei der Kraftmessung zu berücksichtigen. Des Weiteren muss berücksichtigt werden, dass der allseitige Druck durch das Zellwasser dorthin nicht übertragen werden kann, wo der Kraftaufnehmer z.B. mit Hilfe einer Gewindestange innerhalb der Kopfplatte befestigt ist. Dieser Fehler kann dadurch korrigiert werden, indem – abhängig vom Zelldruck – eine geringe zusätzliche Axialkraft aufgebracht wird, sodass ein annähernd isotroper Spannungszustand ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) gewährleistet ist.

Die Homogenität des Probenkörpers kann auch dadurch gestört sein, dass bei Triaxialversuchen an den Endflächen der Probe andere Randbedingungen in der Probenmitte vorliegen. Durch die starren Kopf- und Fußplatten an den Probenenden ist dort nur eine gleichmäßige Verschiebung des Randes möglich, während im Mantelbereich des Probenkörpers Störungen des Probengefüges möglich sind. Dies bedeutet, dass die Homogenität und damit die Scherfestigkeit sowie das allgemeine Spannungs-Verformungsverhalten durch Randbedingungen an den freien Probenenden wesentlich beeinflusst werden können, Bild 3.43.

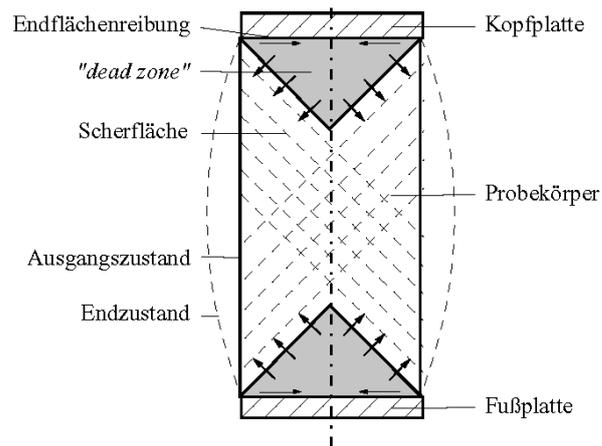


Bild 3.43: Einfluss der Endflächenreibung auf den Spannungs-/Verformungszustand des Probekörpers, Rackwitz (2006)

Aus Bild 3.43 geht auch hervor, dass bei radialen Verformungen Schubspannungen im Bereich der Probenenden übertragen werden können und es zu einer Störung der homogenen Verhältnisse kommen kann, wenn die Probenendflächen nicht geschmiert sind.

Immer wieder wird in der Literatur auch der Einfluss der **Probenschlankheit** diskutiert, die aus dem Verhältnis von Ausgangshöhe zu Ausgangsdurchmesser

$$\kappa = H_0 / D_0 \quad (3.6)$$

definiert ist. In der Regel spricht man von schlanken Probekörpern bis zu einem Verhältnis  $\kappa = 2,0 \dots 2,5$  und von gedrunenen Probekörpern bei  $\kappa = 0,8 \dots 1,2$ . Man geht außerdem im Allgemeinen davon aus, dass bei einer Probenschlankheit von  $\kappa = 2$  der Einfluss der Endflächenreibung vernachlässigbar ist. Bei einem Verhältnis von  $\kappa = 1$  ist dies nicht mehr der Fall und es werden in der Regel Gegenmaßnahmen zur Vermeidung der Endflächenreibung erforderlich. In der deutschen Norm DIN 18137 (Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 2: Triaxialversuch) wird daher für Schlankheiten zwischen  $\kappa = 0,8 \dots 1,2$  eine Minimierung dieser Endflächenreibung gefordert. Diese kann zum Beispiel durch Kopf- und Fußplatten aus Glas oder vergleichbaren Materialien mit geringen Reibungswiderständen erfolgen oder mithilfe sogenannter „geschmierter“ Endflächen, bei denen Kopf- und Fußplatte mit einer Fettschicht und einer Gummimembran versehen werden.

Die Probenschlankheit spielt aber vor allem bei Spannungszuständen im Bereich des Bruchzustandes eine Rolle; schlanke Proben weisen früher inhomogene Versagensmuster auf und zeigen viel stärker lokalisierte Versagensmechanismen (z.B. in Form durchgehender Scherfugen). Bei gedruneneren Probekörpern mit z.B.  $\kappa = 1$  erhält man – bei entsprechenden Maßnahmen zur Reduzierung der Endflächenreibung – im Vergleich zu schlanken Probekörpern Spannungs-Dehnungs-Linien mit ausgeprägter Verfestigung und der Peak wird bei einer größeren Axialverformung erreicht. Nach Erreichen des Peaks fällt zudem die maximale Deviatorspannung weniger abrupt ab, Müllerschön (2000).

Bei Hettler & Vardoulakis (1984) werden u.a. Triaxialversuche mit Probekörpern mit drei verschiedenen Schlankheiten ( $\kappa = 0,36$ ,  $\kappa = 0,78$ ,  $\kappa = 1$ ) gegenübergestellt. Je schlanker der Probekörper, desto eher kommt es zu einem „diffusen Ausbeulen“ des Probekörpers, wodurch die Scherfestigkeit unterschätzt wird.

Auch Poblete, Wichtmann, Niemunis, & Triantafyllidis (2011) untersuchen verschiedene Probenschlankheiten, indem sie an (wassergesättigten) zylindrischen ( $\kappa = 1$  und  $\kappa = 2$ ) und kubi-

schen Probenkörpern jeweils  $10^5$  axiale Lastzyklen aufbringen. Bei identischer Einbaudichte, mittlerem Druck und Spannungsverhältnis werden für alle Probengeometrien dieselben elastischen und plastischen Verformungen und damit kein Einfluss der Probengeometrie auf das Akkumulationsverhalten bei (axialer) zyklischer Belastung festgestellt. Auch die Form des Probenkörpers (zylindrisch oder quaderförmig) spielt keine Rolle, Wichtmann (2011). Grisso (1984) stellt ebenfalls nur einen geringen Einfluss der Probenschlankheit auf das Verformungsverhalten bei isotroper Kompression fest.

Grundsätzlich ist es denkbar, dass auch die **Form** (z.B. „in-phase“ - oder „out of phase“ oder der **Verlauf** (z.B. sinus-, sägezahn-, dreieck- oder rechteckförmig, vgl. Bild 5.9) der aufgebrachten Spannungszyklen einen Einfluss auf die Versuchsergebnisse haben kann, Wichtmann (2005). Dabei führen kreisförmige Zyklen zu größeren bleibenden Dehnungen als einaxiale Zyklen (bei gleicher Amplitude).



## 4. Grundlegende Erkenntnisse zum Stoffverhalten bei niederzyklischer Beanspruchung und Entwicklung eines Versuchsprogramms

Das zum Einsatz kommende Stoffmodell spielt bei der Berechnung von Randwertproblemen in der Bodenmechanik eine zentrale Rolle. Wegen des komplexen Materialverhaltens von Böden gibt es bereits eine Vielzahl von entsprechenden Formulierungen. In diesem Kapitel werden die wichtigsten Anforderungen an Stoffmodelle für nichtbindige Böden – vor allem im Hinblick auf eine niederzyklische Belastung – kurz beschrieben und schließlich Hinweise für ein experimentelles und numerisches Versuchsprogramm abgeleitet, mit dem ein Großteil dieser Eigenschaften untersucht werden kann.

Besonders geeignet sind in diesem Zusammenhang Elementversuche, die in dieser Arbeit sowohl experimentell als auch numerisch durchgeführt werden. Unter Elementversuchen versteht man Versuche, bei denen Spannung und Verformung konstant über dem Element bzw. der Bodenprobe verteilt sind, also ein homogener Spannungs- und Verformungszustand vorliegt bzw. vorausgesetzt wird.

### 4.1 Grundsätzliches Verhalten

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten eines Bodens ist **inkrementell nichtlinear**, d.h. zwischen Spannung  $\sigma$  und Dehnung  $\varepsilon$  besteht keine Proportionalität. Ein Dehnungsinkrement  $\Delta\varepsilon$  hängt demnach nicht nur vom zugehörigen Spannungsinkrement  $\Delta\sigma$ , sondern auch vom aktuellen Ausgangsspannungszustand  $\sigma_0$  ab. Geeignete Stoffmodelle haben die Form  $\dot{\sigma} = f(\sigma, \dot{\varepsilon})$ , wobei wegen der Irreversibilität der Verformung bei Entlastung bzw. aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten bei Be- und Entlastung  $f(\sigma, \dot{\varepsilon}) \neq f(\sigma, -\dot{\varepsilon})$  gelten muss.

Da ein Bodenelement nicht beliebige Druck- und Zugspannungen aufnehmen kann, muss ein Stoffmodell außerdem ein geeignetes Bruchkriterium bzw. eine **Grenzbedingung** für zulässige Spannungen enthalten. Ist ein damit beschriebener Grenzzustand erreicht, ist keine weitere Steigerung der Spannungen mehr möglich. Bei Spannungszuständen im Bruchzustand entstehen Verformungen, die nicht mehr vollständig umkehrbar sind und sich aus einem plastischen  $\Delta\varepsilon^{\text{pl}}$  und elastischem Anteil  $\Delta\varepsilon^{\text{el}}$  zusammensetzen. Die Richtung des Zuwachses der plastischen Dehnung  $\Delta\varepsilon^{\text{pl}}$  wird durch die **Fließregel** festgelegt.

Vier typische Grenzbedingungen in der Bodenmechanik sind in Bild 4.1 dargestellt.

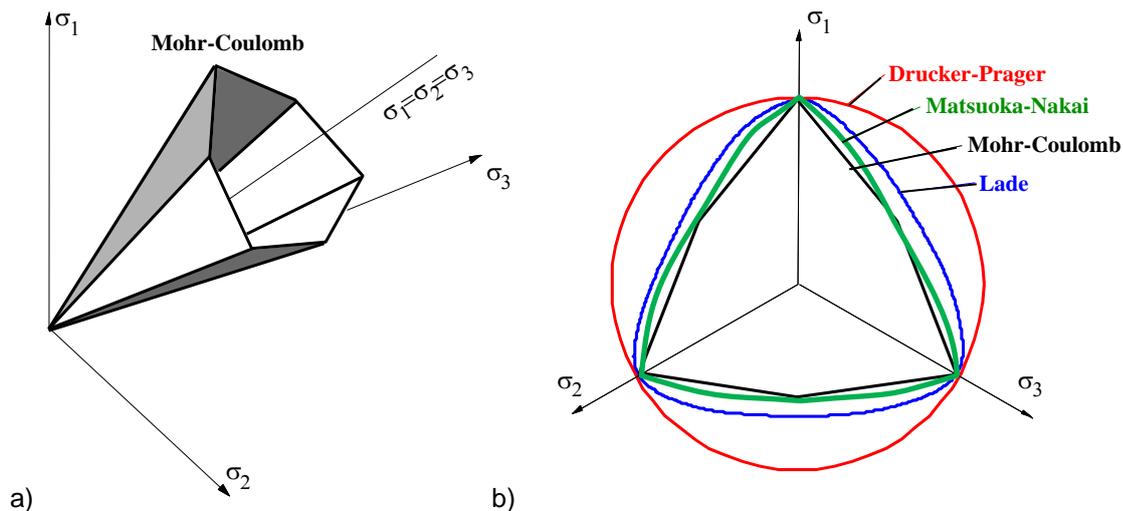


Bild 4.1: Grenzbedingungen in der Bodenmechanik: a) Mohr-Coulomb im Hauptspannungsraum, b) vier typische Grenzbedingungen in der Deviatorebene, aus Schanz (2006)

Bei den Kriterien von Mohr-Coulomb und Drucker-Prager wird die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom mittleren Druck nicht berücksichtigt. Dies ist jedoch bei den Kriterien nach Matsuoka-Nakai und Lade der Fall.

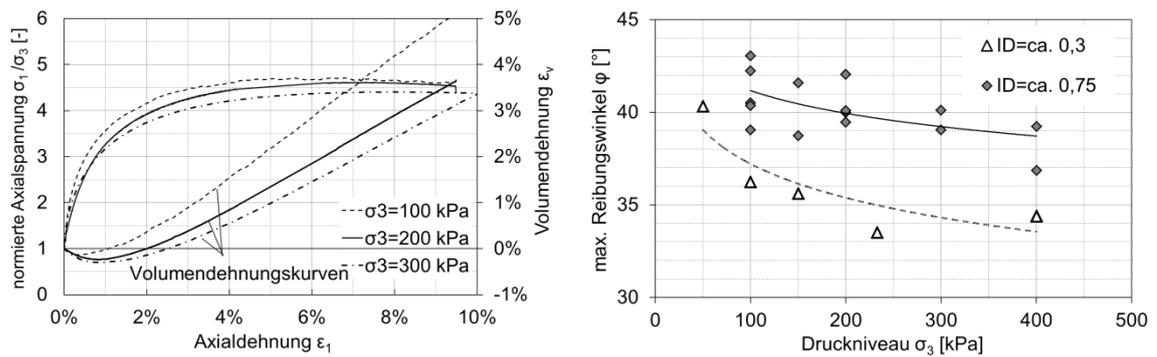
Auch das **kontraktante oder dilatante Verhalten** – also die Volumenab- oder -zunahme von nichtbindigen Böden unter reiner Scherbeanspruchung muss mit einem Stoffmodell unbedeutend beschrieben werden können. Dies geschieht in der Regel mit dem Dilatanzwinkel  $\psi$ , der jedoch nicht konstant ist, sondern von den Zustandsgrößen Dichte und Spannungszustand abhängt, vgl. Abschnitt 4.2.

Die inkrementelle Nichtlinearität des Spannungs-Dehnungs-Verhalten kann untersucht werden, indem Spannungspfade in verschiedene Richtungen aufgebracht und die Dehnungsantworten bei unterschiedlichen Spannungsinkrementen ausgewertet werden. Zur Untersuchung von Fließfläche und Grenzbedingung müssen bei experimentellen und numerischen Elementversuchen auch Spannungszustände nahe der Grenzgerade betrachtet und Spannungspfade bis zum Bruch gefahren werden.

## 4.2 Zustandsgrößen

Der Zustand eines Bodens wird durch den Spannungszustand einerseits und durch seine Dichte bzw. Porenzahl andererseits beschrieben.

In der Bodenmechanik wird ersteres mit **Barotropie** bezeichnet und meint damit die Abhängigkeit von einigen Materialparametern (z.B. inkrementelle Steifigkeit, Reibungswinkel, Dilatanzwinkel) vom mittleren Druckniveau. Die Steifigkeit nimmt mit dem steigenden Druck zu. Der Reibungs- und der Dilatanzwinkel nehmen mit zunehmendem Spannungsniveau ab, Bild 4.2b.

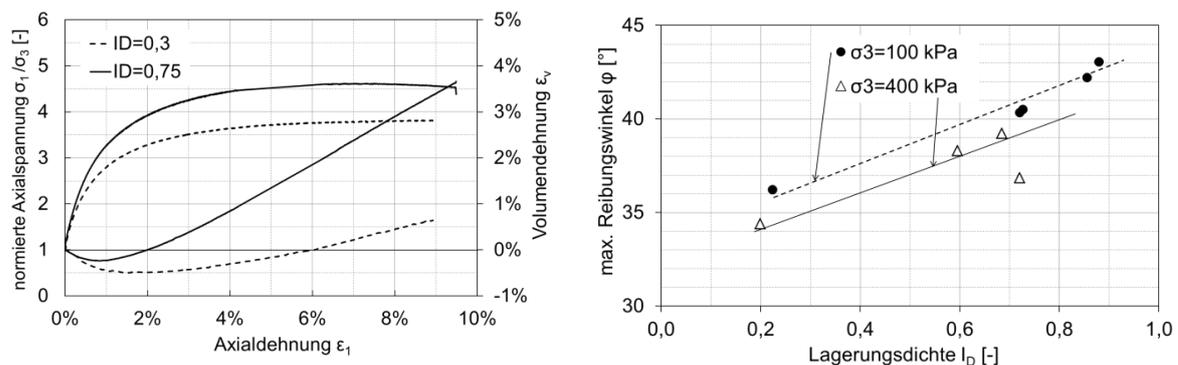
a) Normierte Axialspannung und Volumendehnung über Axialdehnung  $\epsilon_1$ 

b) Abhängigkeit des max. Reibungswinkels vom Druckniveau

Bild 4.2: Einfluss der Barotropie am Beispiel eines dicht gelagerten Feinsandes (eigene Triaxialversuche am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau)

Bei den Triaxialversuchsserien von Hettler & Vardoulakis (1984) wird an gedungenen Probenkörpern aus Sand ein Einfluss des mittleren Drucks auf den Peakreibungswinkel bis zu einem Seitendruck von 300 kPa nicht festgestellt. Erst bei höheren Seitendrücken macht sich dieser Einfluss bemerkbar. Wei (1992) stellt einen Einfluss der Barotropie auf den Reibungswinkel bereits bei niedrigeren Seitendrücken fest.

Das mechanische Verhalten von Sanden wird neben dem Spannungsniveau auch maßgeblich von der aktuellen Dichte beeinflusst. Der Einfluss der Lagerungsdichte auf beispielsweise Reibungs- und Dilatanzwinkel oder auf die inkrementelle Steifigkeit wird als **Pyknotropie** bezeichnet. Sowohl Steifigkeit, Reibungswinkel als auch die Dilatanz von locker gelagerten Sanden sind geringer als bei dicht gelagerten Sanden. Am Beispiel von Triaxialversuchen mit unterschiedlichen Ausgangslagerungsdichten und gleichem konstanten Seitendruck wird die Pyknotropie in Bild 4.3 deutlich.

a) normierte Axialspannung und Volumendehnung über Axialdehnung  $\epsilon_1$ 

b) Abhängigkeit des max. Reibungswinkels von der Lagerungsdichte

Bild 4.3: Einfluss der Pyknotropie am Beispiel eines dicht gelagerten Feinsandes (eigene Triaxialversuche am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau)

Die dimensionslose Axialspannung  $\sigma_1/\sigma_3$  ist bei dem dicht eingebauten Boden größer als beim lockeren Sand. Die in Bild 4.3a außerdem dargestellte Volumendehnungskurven zeigen, dass sich die dicht eingebaute Bodenprobe unter Scherbeanspruchung nach einer kurzen kontraktanten Phase auflockert (Dilatanz); der lockere Sand zeigt hingegen bis zu einer Axialdehnung von ca. 3 % kontraktantes Verhalten, wird also während des Scherens verdichtet.

Weder ein bindiger noch ein nichtbindiger Boden weist in alle Richtungen dieselben Eigenschaften auf, weshalb auch die **Anisotropie** bei der Formulierung von geeigneten Stoffmodellen eine wichtige Rolle spielt. Grundsätzlich unterscheidet man zwischen inhärenter und induzierter Anisotropie. Die *inhärente* („innewohnende“) *Anisotropie* ist in der Struktur und der Ablagerung bzw. Sedimentation der Bodenteilchen begründet. Sie ist unabhängig vom Spannungs- und Dehnungszustand und damit eine Eigenschaft, die im Material selbst begründet liegt. Im Gegensatz dazu lässt sich die sogenannte *induzierte Anisotropie* auf aufgetretenen Dehnungen in Verbindung mit aufgetragenen Spannungen zurückführen. Die Begriffe spannungs- und dehnungsinduzierte Anisotropie beschreiben also beide eine Anisotropie, die Folge der Belastungsgeschichte des betrachteten Bodens ist.

Ähnlich der induzierten Anisotropie können Böden auch eine monotone oder zyklische Belastungsgeschichte speichern, der ein Bodenelement vor einer bestimmten Belastung unterworfen wurde, Triantafyllidis, Wichtmann, & Fuentes Lacoture (2013). Die Böden sind **historiotrop**, d.h. sie besitzen ein Gedächtnis. Die Historiotropie lässt sich beispielsweise anhand von unterschiedlichen Präparationsmethoden bei Sandproben mit der gleichen Lagerungsdichte zeigen, Triantafyllidis, Wichtmann, & Fuentes Lacoture (2013). Die historiotropen Effekte verstärken sich bei zyklischer Belastung, da die Geschichte der Belastung im Hinblick auf dieses Verhalten eine wichtige Rolle spielt. Demnach muss auch dieser Aspekt berücksichtigt werden, um das Verhalten von nichtbindigen Böden bei monotoner und niederzyklischer Belastung wirklichkeitsnah zu beschreiben. Aktuell gibt es beispielsweise von Wichtmann und Fuentes Bemühungen, höherwertige inkrementelle Stoffmodelle um einen sogenannten Strukturtenor  $\mathbf{h}$  für zyklische Belastungen zu erweitern.

Unter bestimmten Bedingungen ist jedoch auch möglich, dass das Gedächtnis des Bodens ausgelöscht wird. Goldscheider (1977) kann experimentell feststellen, dass proportionale Verformungspfade – also Pfade, bei denen das Verhältnis der Verzerrungsgeschwindigkeiten zueinander konstant bleibt – vom spannungsfreien Zustand aus zu proportionalen Spannungspfaden führen. Der Boden zeigt dann ein asymptotisches Verhalten, das Gedächtnis des Ausgangsspannungszustandes des Bodens wird mit der Deformation ausgelöscht und ein bevorzugter Zustand angestrebt. Der Boden erreicht also unter einem proportionalen Verformungspfad *unabhängig von der Ausgangsspannung* ein- und denselben proportionalen Spannungspfad, d.h. denjenigen, den er aus dem spannungsfreien Ausgangszustand erreicht hat und bleibt dort, Gudehus (1977). Zustände sind offenbar physikalisch ausgezeichnet, d.h. wenn sie einmal erreicht sind, „merkt“ der Sand nichts mehr von den vorausgegangenen Spannungen abseits dieses Pfades; jede Erinnerung – bis auf den Porenanteil – ist ausgelöscht (SOM – „swept out of memory“). Verdeutlicht wird der SOM-Effekt in Bild 4.4.

- Dehnungspfad bzw. Spannungsantwort vom „gespannten“ Zustand aus
- - - - -→ Dehnungspfad bzw. Spannungsantwort vom spannungsfreien Zustand aus

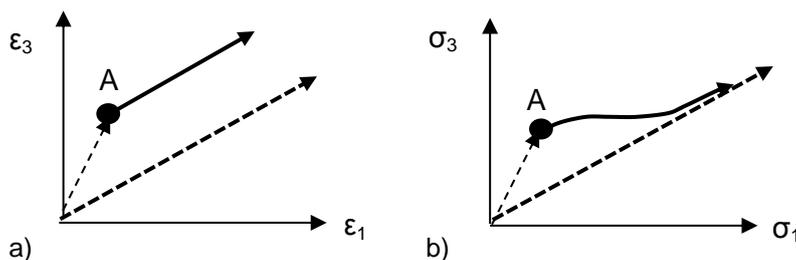


Bild 4.4: SOM-Effekt am Beispiel eines spannungsfreien und eines gespannten Zustands aus:  
a) Dehnungspfade, b) dazugehörige Spannungspfade

Bild 4.4a zeigt zwei Dehnungspfade, von einem spannungsfreien und von einem gespannten Zustand ausgehend. Die dazugehörigen Spannungspfade nähern sich asymptotisch an, Bild 4.4b.

Um den Einfluss der o.g. Zustandsgrößen auf das Spannungs-Dehnungsverhalten zu untersuchen, müssen bei den geplanten numerischen und experimentellen Elementversuchen Dichte und Druckniveau variiert werden. Zur Begrenzung des Versuchsaufwandes werden zwei reproduzierbare Lagerungsdichten sowie drei Druckniveaus als ausreichend betrachtet. Zur Untersuchung der Einflüsse Aniso- und Historiotropie sind Versuche mit unterschiedlichen Ausgangsspannungsverhältnissen und Vorbelastungen erforderlich.

### 4.3 Steifigkeit bei kleinen Dehnungen

Aus Bild 2.6 geht hervor, dass die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen um ein Vielfaches größer als die Steifigkeit bei größeren Dehnungen sein kann. Kommt bei der Lösung von Randwertproblemen ein Stoffmodell zum Einsatz, mit dem diese sogenannten „Small-Strain“-Effekte nicht abgebildet werden können, besteht die Gefahr, dass die ermittelten Setzungen infolge kleiner Dehnungen überschätzt werden. Die alternative Möglichkeit, Bodenschichten mit unterschiedlichen Steifigkeiten zu modellieren ist schon aus dem Grund wenig zielführend, da ja nicht bekannt ist, in welcher Größenordnung die Verformungen liegen werden. Insofern spielt die Berücksichtigung der Steifigkeitsentwicklung im Bereich kleiner Dehnungen und eine zutreffende Beschreibung der quasi-elastischen Dehnungsanteile ebenfalls eine wichtige Rolle.

Es gibt einige wenige Stoffmodelle, bei denen Small-Strain-Effekte berücksichtigt werden, z.B. die Erweiterung des hypoplastischen Stoffmodells um die intergranulare Dehnung von Niemunis & Herle (1997), das Hardening Soil-Modell mit einer von Benz, Schwab, & Vermeer (2007) vorgeschlagenen Erweiterung (Small Strain Stiffness) oder die Erweiterung des hypoplastischen Stoffmodells um einen zusätzlichen Faktor von Wegener, Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren (2013).

Die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen wird üblicherweise mit Hilfe von zyklischen oder dynamischen Versuchen mit kleinen Spannungs- oder Dehnungszyklen untersucht. Ein geeignetes Untersuchungsprogramm muss daher auch zyklische Versuche mit unterschiedlichen Amplituden in verschiedene Richtungen beinhalten, bei denen Größe und Richtungsabhängigkeit der quasi-elastischen Dehnungen bzw. Steifigkeit ermittelt werden kann.

### 4.4 Akkumulationseffekte

Grundsätzlich kommt es bei zyklischen Belastungen im Boden zu einer Zunahme der bleibenden (plastischen) Dehnungen. Ursachen der Verformungsakkumulation sind die Umlagerungen der Bodenkörner innerhalb der Kornmatrix, die eine räumliche Neuorientierung der Bodenkörner bewirken. Nach den experimentellen Untersuchungen und Feststellungen von Goldscheider (1977) kommt es bei zyklisch belasteten nichtbindigen Böden zu einer Abnahme der des Zuwachses der plastischen Verformungen mit zunehmender Zyklenanzahl. Nach

einer großen Anzahl von Zyklen tritt ein sogenannter „materiellen Shakedown“ ein, ein stabiler Zustand, bei dem sich die der Verlauf der plastischen Verformungen einer horizontalen Asymptote annähert.

Hoch- oder niederzyklische Beanspruchung kommen bei vielen geotechnischen Problemstellungen vor, weshalb die Verformungen infolge dieser Belastung von einem Stoffmodell so realistisch wie möglich abgebildet werden und daher auch untersucht werden muss.

Zahlreiche Einflüsse auf das Akkumulationsverhalten sind in Abschnitt 3.3 dieser Arbeit beschrieben. Diese sollen mit den eigenen Elementversuchen verifiziert werden und ggf. weiterführend untersucht werden. Einzelheiten können Tabelle 4.1 entnommen werden.

## 4.5 Versuchsprogramm

Bei einem geeigneten Stoffmodell sollen im optimalen Fall alle in den Abschnitten 4.1 bis 4.4 beschriebenen Materialeigenschaften berücksichtigt werden können, um das komplexe Spannungs-Dehnungsverhalten eines Bodens bei monotoner und niederzyklischer Belastung möglichst realitätsnah zu beschreiben. Eine ausführliche Zusammenstellung von grundsätzlichen Anforderungen an ein Stoffmodell findet sich zum Beispiel auch bei Kolymbas & Herle (2009).

Da es hinlänglich bekannt ist, dass keins der aktuell vorhandenen Stoffmodelle in der Lage ist, alle oben beschriebenen Materialeigenschaften zutreffend zu beschreiben, muss zumindest identifiziert werden, welche Stoffmodelle in welchen Teilbereichen Defizite aufweisen und wie gravierend diese sind. Mit einem geeigneten Versuchsprogramm aus Elementversuchen ist zum einen ein entsprechender Vergleich verschiedener Stoffmodelle untereinander und zum anderen mit Versuchsergebnissen möglich („Benchmark“).

Zur Untersuchung des spannungspfadabhängigen, inkrementellen und nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Bodens ist die Durchführung von Versuchen mit monotonen Spannungspfaden in verschiedene Richtungen bis zum Bruch sinnvoll, sofern dieser bei der jeweiligen Belastungsrichtung erreicht werden kann. Auch der SOM-Effekt kann untersucht werden, indem Spannungspfade von verschiedenen Ausgangsspannungsverhältnissen in dieselbe Richtung gefahren und die resultierenden Dehnungen miteinander verglichen werden.

Bei der Variation des mittleren Drucks kann der Einfluss der Barotropie bei monotoner und niederzyklischer Belastung quantifiziert werden. Um das pyknotrope Verhalten eines Bodens zu untersuchen, ist auch die Berücksichtigung verschiedener Ausgangslagerungsdichten erforderlich. Werden verschiedene Ausgangsspannungszustände betrachtet, kann der Einfluss einer spannungsinduzierten Anisotropie festgestellt werden. Bei Versuchen mit niederzyklischer Belastung in verschiedene Richtungen kann das Akkumulationsverhalten zum einen und die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen und die quasi-elastischen Dehnungsanteile untersucht werden.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Versuchsprogramm bezieht sich auf experimentelle und numerische Versuche gleichermaßen und ist auszugsweise in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Tabelle 4.1: Konzept eines Versuchsprogramms mit experimentellen und numerischen Elementversuchen

Untersuchter Aspekt		variiertes Parameter	Spannungsausgangspunkt									
			Kompressionsbereich		isotrope Achse		Extensionsbereich		Kompressionsbereich			
Induzierte Anisotropie		Spannungsverhältnis	$\eta > 0$		$\eta = 0$		$\eta < 0$		$\eta > 0$			
Zustandsgrößen		mittlerer Druck	$p_1$		$p_1$		$p_1$		$p_2 > p_1$			
		Lagerungsdichte	dicht	locker	dicht	locker	dicht	locker	dicht	locker		
Monotone Belastung	inkrementelles Spannungs-Dehnungs-Verhalten (u.a. Grenzbedingung, SOM-Effekt)	Richtung $\alpha_\sigma$	0°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			35°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			45°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			90°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			135°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			180°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			215°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			225°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			270°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
			315°	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Niederzyklische Belastung	Verformungsakkumulation	Richtung $\alpha_\sigma$	35°	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	**				
			125°	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$					
			215°	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$	$\Delta p_1$ $\Delta p_2$					
			305°	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$	$-\Delta q_1$ $-\Delta q_2$					
	quasi-elastische Dehnungen, Steifigkeit	Richtung $\alpha_\sigma$	0°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			35°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			45°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			90°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			135°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			180°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			215°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			225°	x	x	x	x	x	x	x	x	
			270°	x	x	x	x	x	x	x	x	
315°	x	x	x	x	x	x	x	x				

Anmerkungen zu Tabelle 4.1:

\* zur Definition der Spannungspfadrichtungen siehe Abschnitt 2.3.1

\*\* im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht

mittlerer Druck  $p_1 < p_2$  bzw.  $\Delta p_1 < \Delta p_2$ Deviatorspannung  $\Delta q_1 < \Delta q_2$

An ausgewählten Versuchen wird zudem der Einfluss einer monotonen und niederzyklischen Vorbelastung untersucht.

Für die in dieser Arbeit betrachteten kohäsionslosen Böden wird im Folgenden angenommen, dass Effekte wie

- Zeitabhängigkeit (Kriechen, Relaxation, Geschwindigkeitseffekte)
- Kornbruch, Abrasion
- Zementierung, Verwitterung
- physikalisch-chemische Effekte (Quellen, Kapillarität)
- Alterungseffekte

keinen bzw. nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf das Materialverhalten haben und daher nicht weiter betrachtet werden.

## 5. Allgemeine Beschreibung der durchgeführten Triaxialversuche

### 5.1 Versuchsgerät

Der prinzipielle Aufbau des verwendeten Triaxialgerätes im Labor des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Technischen Universität Dortmund ist in Bild 5.1 dargestellt.

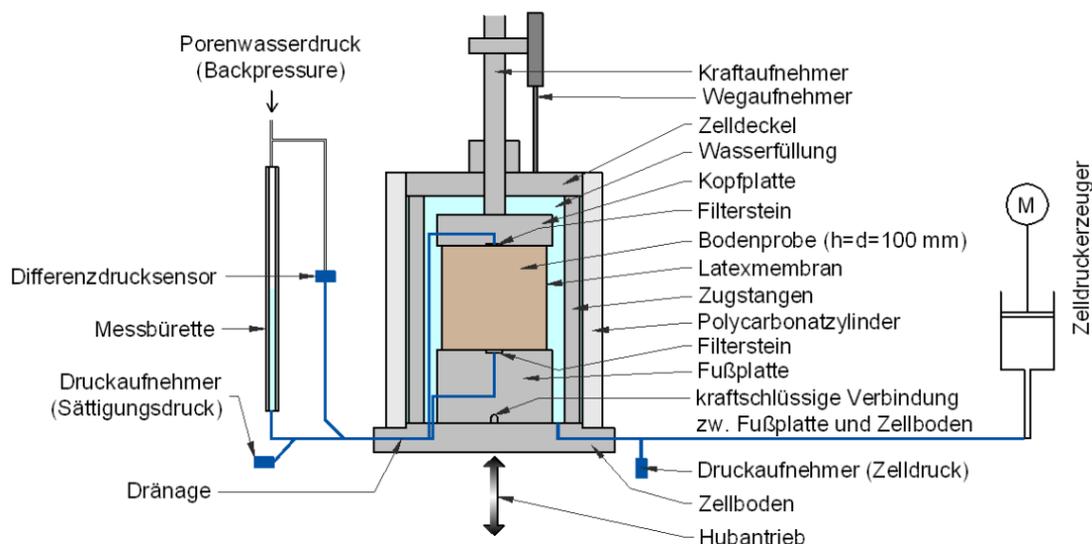


Bild 5.1: Schematischer Aufbau des verwendeten Triaxialgerätes am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der TU Dortmund

Das Gerät ist mit einer hochauflösenden Mess- und Steuerungstechnik ausgestattet. Sowohl Seitendruck als auch Axialkraft können unabhängig voneinander gesteuert werden, sodass beliebige Spannungspfade von beliebigen Ausgangsspannungspunkten gefahren werden können. Die automatische Steuerung des Gerätes – wahlweise kraft- oder weggesteuert – kann entweder manuell eingegeben oder mithilfe einer speziellen Stapeldatei, deren Befehle von einem sogenannten Bedienprogramm nacheinander abgearbeitet werden, erfolgen.

Probenhöhe und Probendurchmesser betragen jeweils 10 cm. Die Kopf- und die Fußplatte sind aus poliertem Edelstahl haben einen Durchmesser von 110 mm. In die Mitte der Platten sind zur Drainage der Probe Filtersteine mit einem Durchmesser von 8 mm eingelassen.

Der geführte und starr mit der Probenkopfplatte verbundene Axialkraftaufnehmer ist als Tauchstabaufnehmer konzipiert und ermöglicht so eine „Innenmessung“ der Kraft bzw. ver-

hindert eine Fehlanzeige durch Reibung. Als Messwertwandler wird eine Folien-Dehnungsmessstreifen (DMS)-Vollbrücke mit einem Widerstand von  $350 \Omega$  verwendet.

Der Seitendruck wird durch eine hydraulische Druckerzeugungseinrichtung aufgebracht. Das Druckmedium ist Wasser. Für die Erzeugung des Sättigungsdrucks („Backpressure“) wird das vorhandene Druckluftsystem herangezogen. Beide Drücke werden getrennt auf ca.  $\pm 0,25\%$  vom Messbereichsendwert des eingesetzten Drucksensors geregelt und über einen auf DMS-Basis aufgebauten Rohr-Manometer gemessen. Der Porenwasserdruck wird wie der Zelldruck gemessen und angezeigt.

Die Axialverformungsgeschwindigkeit wird durch einen am Hubmotor befestigten Tachogenerator erfasst und in  $10^{-3}$  mm/m angezeigt. Die Axialverformung wird über einen hochauflösenden Inkrementalwegaufnehmer gemessen, der gegen den Zelldeckel tastet und über eine Messgenauigkeit von  $\pm 0,5 \mu\text{m}$  verfügt.

Die Volumenänderungen der Probe werden bei den durchgeführten dränierten Versuchen über das ein- und ausströmende Porenwasser ermittelt. Dazu werden je nach Größenordnung der zu erwartenden Volumenänderungen verschiedene Messbüretten mit  $10 \text{ cm}^3$  oder  $50 \text{ cm}^3$  Volumen an einen hochauflösenden Differenzdruckmessgeber angeschlossen. Die Radialdehnungen werden aus den gemessenen Axial- und Volumenveränderungen zurückgerechnet. Bei den durchgeführten Versuchen hat sich diese Vorgehensweise für die Größenordnung der aufbrachten Spannungsamplituden bewährt und als hinreichend genau und reproduzierbar erwiesen.

## 5.2 Versuchsmaterial

Bei allen Versuchen wird ausschließlich ein enggestufter Feinsand (Quarzsand) verwendet, dessen Kornverteilungskurve und Materialparameter in Bild 5.2 dargestellt sind. Der hohe Feinsandanteil und die geringe Ungleichförmigkeitszahl wirken sich günstig auf mögliche Fehler infolge Membranpenetration aus, siehe Abschnitt 5.4.5.

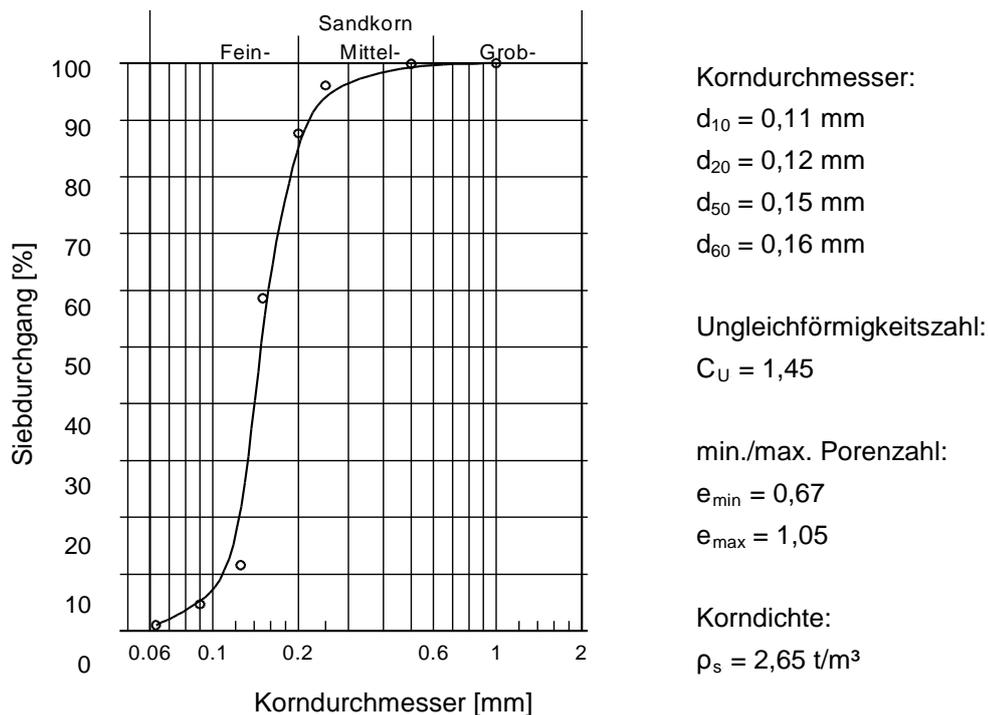


Bild 5.2: Kornverteilungskurve und Materialparameter des Versuchssandes

Sämtliche Materialparameter des Versuchssandes werden vorab durch Klassifizierungsversuche (Siebanalyse nach DIN 18122, Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung nach DIN 18126, Korndichtebestimmung nach DIN 18124) im Labor ermittelt. So ergibt sich mit Hilfe der Porenzahlen bei lockerster und dichtester Lagerung der in Bild 5.3 dargestellte Zusammenhang zwischen der Porenzahl und der bezogenen Lagerungsdichte.

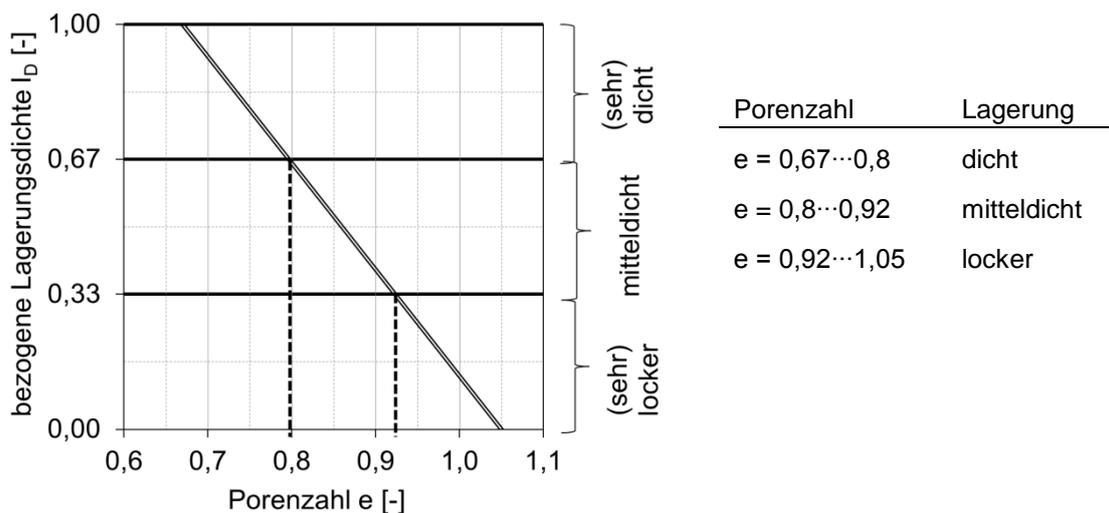


Bild 5.3: Zusammenhang zwischen Porenzahl  $e$  und bezogener Lagerungsdichte  $I_D$  für den Versuchssand (vgl. Tabelle 2.1 in Abschnitt 2.2.3)

Außerdem werden im Vorfeld zahlreiche monotone Standard-Triaxialversuche durchgeführt, bei denen die Axialspannung – überwiegend weggesteuert – bis zum Bruch gesteigert wird. Diese Versuche werden mit unterschiedlichen effektiven Seitendrücken und unterschiedlichen Ausgangslagerungsdichten durchgeführt. Die so ermittelten Parameter werden u.a.

benötigt, einen Teil der Eingangsparameter für die in Kapitel 7 beschriebenen Stoffmodelle zu bestimmen. Diese Versuche sind in den jeweiligen Unterabschnitten des 7. Kapitels und im Anhang dieser Arbeit zusammengestellt.

## 5.3 Probenpräparation

### 5.3.1 Einbau

Vor der Herstellung der Bodenprobe werden die Probenendplatten mit einer dünnen Silikonfettschicht des Typs „Bayer Silikon Medium“ bestrichen, Bild 5.4a. Auf diese Schicht wird eine Latexmembran mit einer Dicke von  $t_M = 0,35$  mm mit Aussparung im Bereich des Filtersteins gelegt. Durch die Schmierung der Endflächen soll eine annähernd homogene Verformung der Probe – zumindest bis zum Erreichen des maximalen Spannungsverhältnisses – erreicht werden.

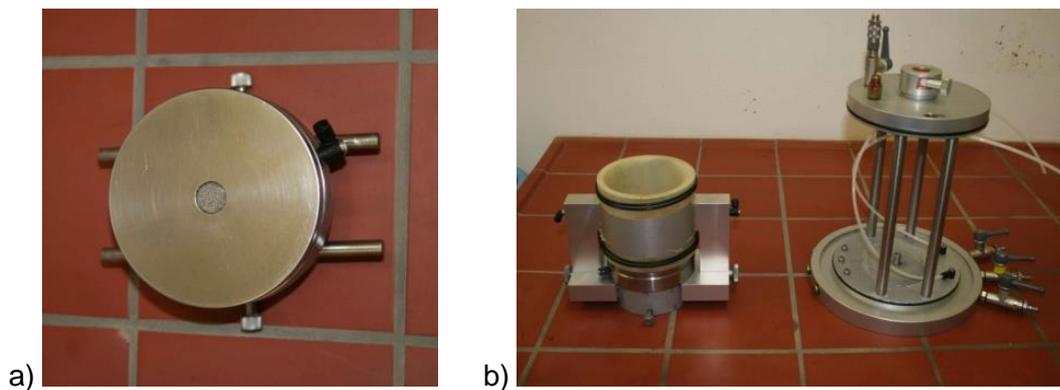


Bild 5.4: Vorbereitung Probeneinbau: a) polierte Fußplatte, b) mit Membran versehene Einbauhilfe

Danach wird eine Latexmembran ( $t_M = 0,35$  mm) über die zwei Halbschalen einer Probeneinbauhilfe gestülpt und mit zwei ringförmigen Dichtungselementen („O-Ringe“) abgedichtet, Bild 5.4b. Nachdem die Einbauhilfe mit der Probenfußplatte verbunden wurde, wird die Membran mithilfe eines Vakuums an die Halbschalen der Einbauhilfe gesaugt.

Nach diesen Vorbereitungen wird der trockene Sand durch ein an einem Einfülltrichter befestigtem Kunststoffrohr, an dessen unterem Ende eine Metallplatte mit einem Schlitz oder einem Loch angebracht ist, eingerieselt, Bild 5.5.

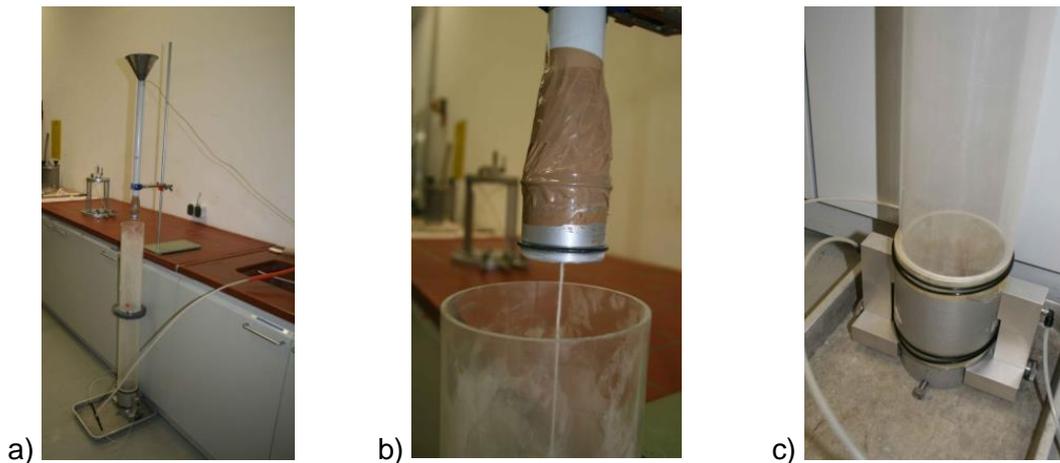


Bild 5.5: Einrieseln des Sandes: a) Rieselkonstruktion, b) oberes Ende des Plexiglasrohres, c) Aufsatz Rohr-Einbauhilfe

Die Höhe des Behälters mit dem Sand wird während des Einrieselvorgangs nicht verändert. Eine Untersuchung des Einflusses der Rieselhöhe auf die erreichte Lagerungsdichte zeigt, dass ab Einrieselhöhen  $\geq 70$  cm der Einfluss der Höhe auf die erzielte Lagerungsdichte vernachlässigbar ist, vgl. Abschnitt 5.4.1. Verschiedene Probengewichte bzw. Lagerungsdichten werden ausschließlich durch die Verwendung unterschiedlicher Schlitzbreiten bzw. Lochdurchmesser am unteren Ende des Kunststoffrohres erreicht. Durch die feste Position des Einrieseltrichters kann eine große Reproduzierbarkeit des Probengewichts erreicht werden, das in der Regel nur um ca.  $\pm 5$  g bzw. ca.  $\pm 0,8$  % schwankt.

Nach dem Abstreifen des Sandes und dem Glätten der Probenoberfläche (Bild 5.6a) wird die Kopfplatte aufgesetzt und die Probe samt Einbauhilfe vorsichtig in die Triaxialzelle eingesetzt, Bild 5.6b.

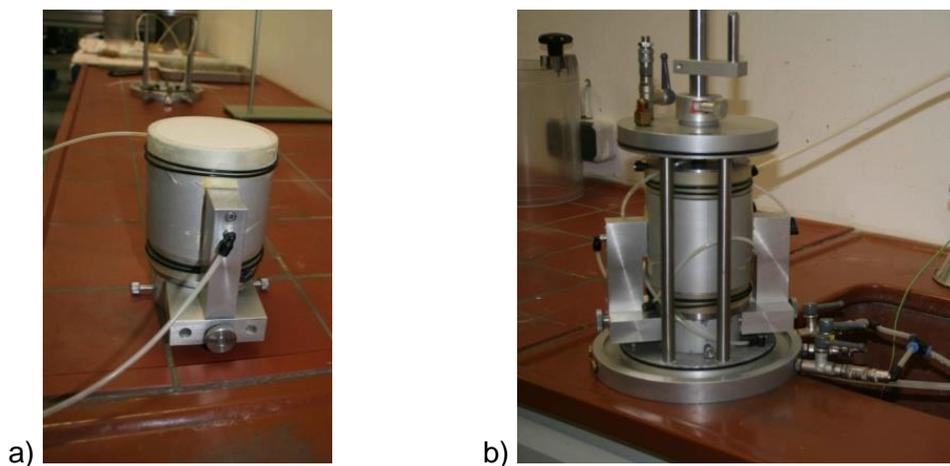


Bild 5.6: Einbau der Probe in die Zelle: a) geglättete Probenoberfläche nach dem Einrieseln, b) Einbau in die Zelle

Der Kraftstempel wird mit der Kopfplatte verschraubt. Danach wird auch der obere Rand der Latexmembran über die Kopfplatte gezogen und ebenfalls mit zwei O-Ringen abgedichtet. Anschließend wird die Probe mit einem Vakuum von 40 kPa stabilisiert, sodass die Halbschalen der Einbauhilfe entfernt werden können (Bild 5.7).

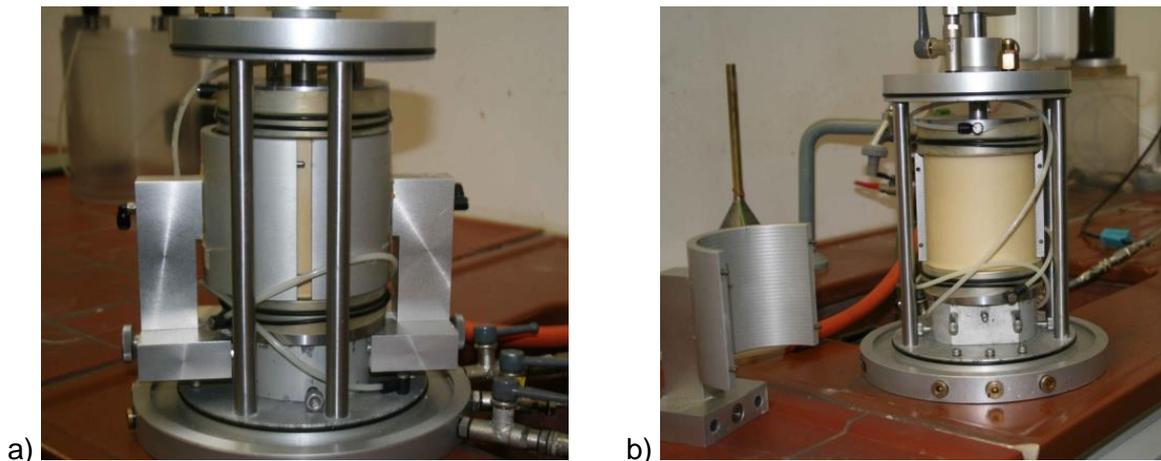


Bild 5.7: Entfernen der Einbauhilfe: a) Öffnen der Halbschalen, b) Entfernung einer Halbschale

Nach der Vermessung der Probengeometrie an mehreren Stellen (Höhe und Durchmesser) mit einer Schieblehre wird der Polycarbonatzylinder der Triaxialzelle montiert und die Zelle langsam mit Wasser gefüllt. Die gefüllte Zelle wird dann vorsichtig in den Versuchsstand eingesetzt. Durch das Zellwasser wird nun ein isotroper äußerer Druck von 40 kPa aufgebracht; gleichzeitig wird dabei das innenliegende Vakuum durch Öffnen der entsprechenden Hähne abgebaut, sodass das Vakuum in der Probe schrittweise durch den äußeren Zeldruck ersetzt wird. So ist gewährleistet, dass die effektiven Spannungen konstant bleiben.

### 5.3.2 Sättigung

Bei den durchgeführten dränierten Versuchen wird eine möglichst vollständige Wassersättigung der Probe angestrebt. Alle in der Probe vorhandenen Luftporen müssen durch Wasser ersetzt werden, sodass das Medium in der Latexmenbran als ein 2-Phasen-System aus Bodenkörnern und Wasser angesehen werden kann.

Die Proben werden zu diesem Zweck zuerst etwa eine Stunde mit Kohlendioxid  $\text{CO}_2$  und danach langsam mit entlüftetem Wasser von unten nach oben durchströmt. Nach mehreren Stunden erfolgt die Aufbringung eines Sättigungsdrucks  $u$  („Back Pressure“) von 200 kPa, wobei der Zeldruck stets um 40 kPa größer gehalten wird als der Sättigungsdruck (240 kPa).

Die Prüfung der Wassersättigung erfolgt mit Hilfe des sogenannten B-Tests (Skempton (1954)). Bei voller Sättigung des Porenvolumens mit Wasser muss eine vordefinierte Erhöhung des Zeldrucks  $\Delta\sigma$  eine betragsmäßig gleichgroße Erhöhung des Poren drucks  $\Delta u$  nach sich ziehen. Das Verhältnis dieser beiden Drücke zueinander wird als B-Wert ( $B = \Delta u / \Delta\sigma$ ) bezeichnet, wobei von einer ausreichenden Sättigung bei Werten  $B \geq 0,95$  ausgegangen wird. In guter Näherung ist im Allgemeinen die Annahme gerechtfertigt, dass der Sättigungsvorgang keine Verformungen der Probe verursacht.

### 5.3.3 Konsolidation

Nach der Sättigung wird – ausgehend von einem geringen isotropen Spannungsausgangszustand mit einem effektiven Zeldruck von 40 kPa – ein Spannungsausgangszustand unter Beibehaltung des Sättigungsdrucks angefahren.

Beim Anfahren eines Spannungsausgangspunktes wird zunächst die isotrope Spannung erhöht. Zum Erreichen eines vollkommen isotropen Spannungszustandes wird je nach Zelldruck zusätzlich eine geringe Axialkraft aufgebracht, sodass das der Bereich des Kraftstempels der Kopfplatte, in dem der isotrope Druck nicht wirken kann, kompensiert wird.

Je nach Lage des Spannungsausgangspunktes wird danach entweder die Vertikalspannung (für Punkte im Kompressionsbereich) oder die Horizontalspannung (für Punkte im Extensionsbereich) weiter erhöht, Bild 5.8.

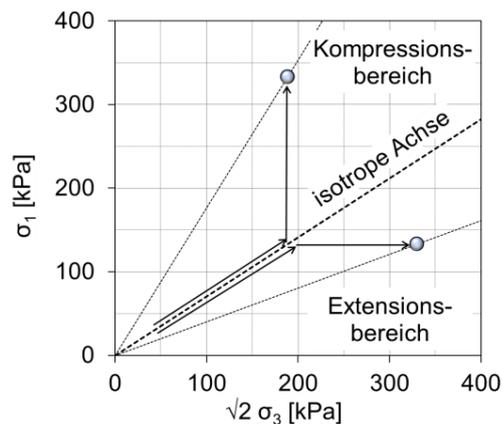


Bild 5.8: Erreichen der Spannungsausgangspunkte im Kompressions- und Extensionsbereich

Die Konsolidation wird anhand der ausgedrückten bzw. aufgenommenen Wassermenge und der Axialverformung beobachtet und erst dann beendet, wenn die durch die aufgebrachten Konsolidationsspannungen entstandenen Verformungen vollständig abgeklungen sind.

### 5.3.4 Versuchssteuerung und -geschwindigkeit

Grundsätzlich werden alle Versuche kraftgesteuert durchgeführt. Lediglich bei den Versuchen mit reiner triaxialer Kompressions- bzw. Extensionsbeanspruchung ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$  und  $\alpha_\sigma = 270^\circ$ ), bei denen die Probe einen Bruchzustand erreicht, wird die Axialspannung zu meist weggesteuert mit einer konstanten axialen Hubgeschwindigkeit (i.d.R.  $v = 0,12 \text{ mm/min}$ ) erhöht bzw. verringert.

Der Backpressure wird bei allen Versuchen konstant gehalten ( $u = 200 \text{ kPa}$ ). Um Spannungspfade bzw. -zyklen in verschiedene Richtungen zu fahren, werden Axialkraft und/oder der Zelldruck – oftmals gleichzeitig – variiert. Der Verlauf der Steuerungsgrößen erfolgt durchweg als Dreiecksform, Bild 5.9. Eine sinus-, sägezahn- oder rechteckförmige Zyklensform ist steuerungstechnisch nicht möglich und auch nicht gewünscht.

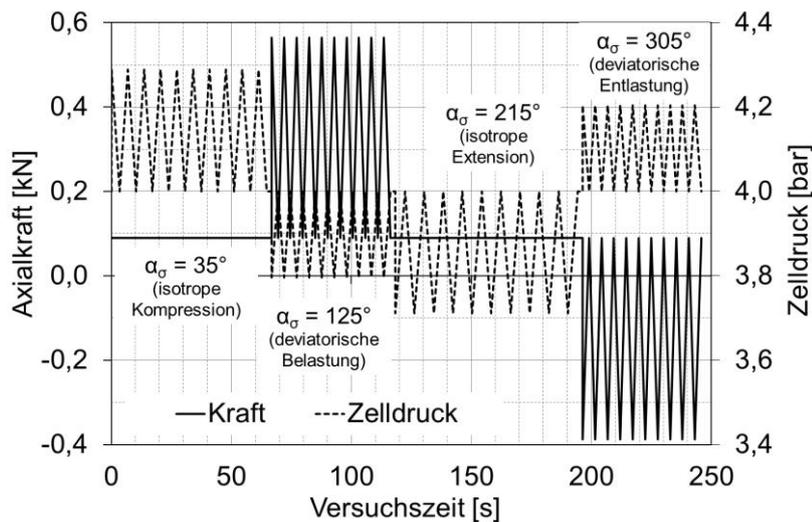


Bild 5.9: Beispielhafter Verlauf der Steuerung von Axialkraft und Zelldruck während 4 verschiedener Zykluspakete mit je 10 Wiederholungen

Die Versuchsgeschwindigkeit wird beim Aufbringen von Kräften und Drücken sowohl beim Aufbringen der Konsolidationsspannung als auch beim eigentlichen Versuch so langsam gewählt, dass Volumenänderungen ohne Entwicklung von Porenwasserdrücken stattfinden können. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt i.d.R. ca. 12 kPa/min. Bei einem isotropen Spannungszyklus mit  $\Delta p = 50$  kPa ergibt dies eine Zykluslänge von ca. 8 min, was einer Frequenz von  $f = 0,0021$  Hz entspricht. Bei kleineren Spannungsamplituden vergrößert sich die Frequenz – bei gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit – entsprechend. Die Messwertaufzeichnung erfolgt mindestens alle 3 Sekunden (20 Datensätze pro Minute).

Die Wahl der vorhandenen geeichten Kraft- und Druckaufnehmer erfolgt grundsätzlich je nach Größe des erforderlichen Kraft und Druckbereichs des geplanten Versuchs.

## 5.4 Minimierung von Messfehlern und Ungenauigkeiten

Trotz sorgfältiger Versuchsdurchführung können die in Abschnitt 3.6 beschriebenen möglichen Fehler und Ungenauigkeiten nicht vollständig vermieden werden. Sind die Fehler jedoch identifiziert und reproduzierbar, können sie quantifiziert und die Messwerte mithilfe entsprechender Korrekturkurven korrigiert werden. In den folgenden Abschnitten werden einige Maßnahmen beschrieben, mit denen ein Großteil der in Abschnitt 3.6 beschriebenen möglichen Fehlerquellen minimiert werden können.

### 5.4.1 Einrieseln

Grundsätzlich kann die Höhe, aus der das Versuchsmaterial in einen Versuchsstand einge-riesel wird, einen Einfluss auf die erzielte Lagerungsdichte haben. Aus diesem Grund sollte einerseits der Abstand zwischen Rieselhöhe und der aktuellen Probenoberfläche beim Einrieseln konstant gehalten werden, um eine homogene Lagerungsdichte innerhalb des Probenkörpers zu gewährleisten. Andererseits ist es auch sinnvoll, in den Einrieselvorgang so

wenig wie möglich einzugreifen, zum Beispiel durch manuelles Bewegen des Rieselrohres, Bild 5.5, da auch hierbei Störungen auftreten können.

Im Vorfeld der durchgeführten Versuche ist der Einfluss der Rieselhöhe und des Lochdurchmessers auf die erzielte Ausgangslagerungsdichte untersucht worden. Der versuchstechnisch ermittelte Zusammenhang zwischen den erzielten Dichten und den verwendeten Lochdurchmessern sowie der Rieselhöhe zeigt, dass der Einfluss der Rieselhöhe ab einer Rieselhöhe von ca. 70 cm – zumindest bei einem Loch-Ø von 3 mm keinen nennenswerten Einfluss auf die Lagerungsdichte hat. Insofern kann davon ausgegangen werden, dass das gewählte Einrieselverfahren, bei dem sich strenggenommen der Abstand zwischen Probenoberfläche und Einrieselvorrichtung während des Einrieselns um ca. 10 cm verringert, keinen nennenswerten Einfluss auf Homogenität des Probenkörpers hat. Dadurch, dass die radialen Verformungen ohnehin nicht lokal gemessen, sondern integral über das ein- und ausströmende Porenwasser ermittelt werden, ist der Einfluss möglicher Inhomogenitäten noch einmal geringer.

### 5.4.2 Systemverformung

Die Nachgiebigkeit des Versuchsstands zu untersuchen, ist im Vorfeld an Stelle einer Bodenprobe ein starrer Stahlzylinder („Dummy“) in das Triaxialgerät eingebaut worden. Dadurch, dass die Verformbarkeit des Stahlzylinders gegenüber der des Gesamtsystems vernachlässigbar ist, kann die Nachgiebigkeit des Systems ermittelt werden.

Die Axialkraft bzw. die Axialspannung wird bei den Versuchen langsam erhöht und die Vertikalverformungen des Systems gemessen. In Bild 5.10 ist die axiale Systemverformung bei verschiedenen Versuchen über die Axialspannung aufgetragen. Erwartungsgemäß reagiert das System annähernd elastisch, d.h. nach der Entlastung auf  $\sigma_1 = 0$  gehen auch die axialen Systemverformungen wieder auf 0 zurück.

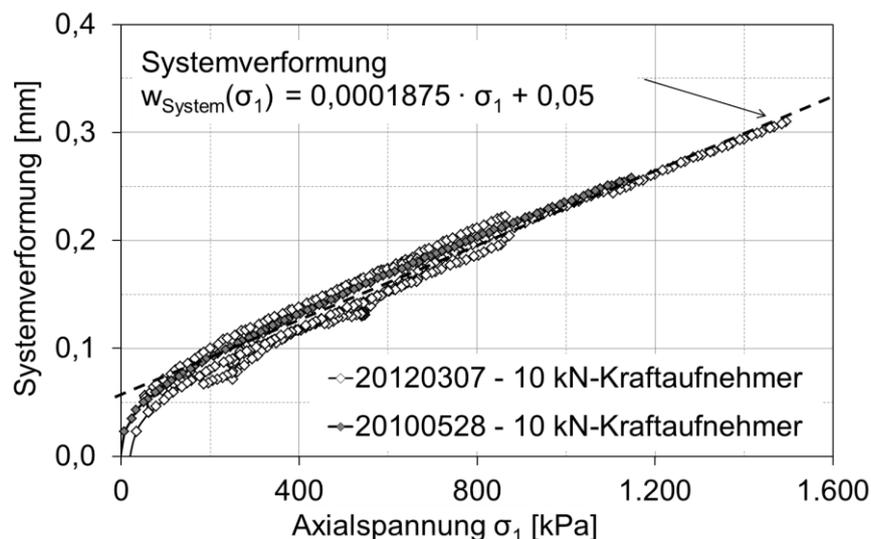


Bild 5.10: Experimentell ermittelte vertikale Systemverformung in Abhängigkeit von der Axialspannung  $\sigma_1$

Aus dem ermittelten Zusammenhang zwischen der axialen Systemverformung und der Axialspannung kann eine Korrekturkurve ermittelt werden, die – mit Ausnahme des ersten Bereiches bis ca. 50 kPa – annähernd linear verläuft, sodass die in Bild 5.10 dargestellten

Korrekturgleichung gültig ist. Diese wird bei den durchgeführten Versuchen von der gemessenen Axialverformung abgezogen.

### 5.4.3 Temperatur

Das Labor des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau ist nicht klimatisiert. Die in dieser Arbeit vorgestellten Versuche haben i.d.R. eine Dauer von maximal 5–6 Stunden, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass es innerhalb dieses Zeitraums zu keinen nennenswerten Temperaturschwankungen kommt.

Versuche mit größeren Spannungsamplituden und Zyklanzahlen dauern maximal etwa 48 Stunden. Selbst wenn man ungünstiger Weise unterstellt, dass es innerhalb dieses Zeitraums zu starken Temperaturschwankungen z.B. zwischen ca. 12,5–27,5°C und somit zu max.  $\Delta T \approx 15^\circ\text{C}$  kommt, zeigt Bild 5.11, dass sich die Dichte des Wassers in diesem Temperaturbereich um nur ca. 0,31 % verändert.

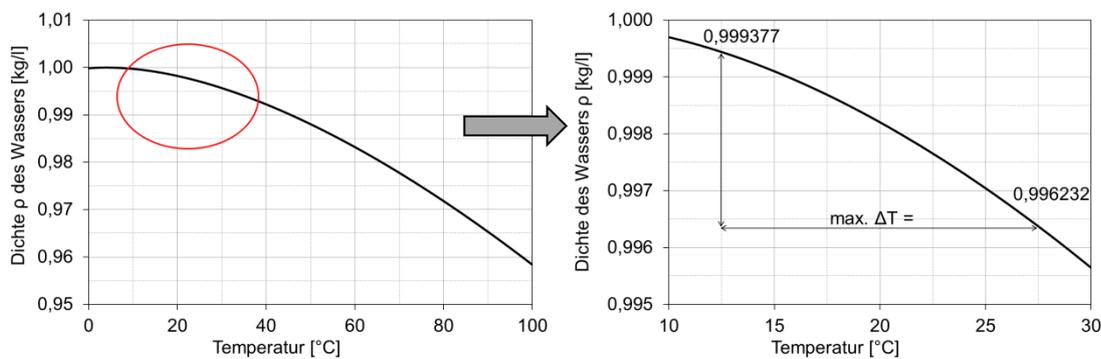


Bild 5.11: Dichte des luftfreien Wassers in Abhängigkeit von der Temperatur

Unter diesen ungünstigen Randbedingungen entspricht dies bei der verwendeten 10 ml-Messbürette einer Volumenänderung von ca. 0,031 ml. Dieser Wert liegt außerhalb der Messbereiche und kann aufgrund des „Rauschens“ der Messwerte auch nicht erfasst werden. Da außerdem davon ausgegangen werden kann, dass auch die gesamte Anlage keine nennenswerten bzw. messbaren Verformungen infolge von Temperaturbeanspruchung bzw. -schwankungen, die im Bereich des Standortes der Anlage ohnehin gering sind, erfährt, bleibt der Einfluss der Temperatur bei den vorgestellten Versuchen unberücksichtigt.

### 5.4.4 Bettungsfehler

Zur Berücksichtigung des Bettungsfehlers werden keine vorhandenen Korrekturgleichungen verwendet, sondern eigene Ödometerversuche mit einem Stahldummy und Gummimembran mit und ohne Silikonschicht (1 g) durchgeführt, Bild 5.12. So kann der Einfluss des Bettungsfehlers quantitativ erfasst und bei der Auswertung der eigenen Triaxialversuche berücksichtigt werden.

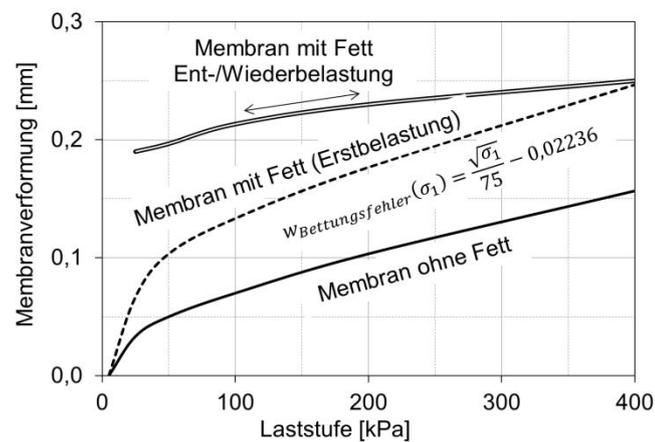


Bild 5.12: Experimentell ermittelter Bettungsfehler in Abhängigkeit von der Axialspannung  $\sigma_1$

Die in Bild 5.12 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die Dehnungen bei Erstbelastung mit einer Silikonschicht um ca. 60–80 % höher sind als ohne. Die ermittelte Korrekturgleichung  $w(\sigma_1) = \frac{\sqrt{\sigma_1}}{75} - 0,02236$  wird bei der Auswertung der eigenen, monotonen Triaxialversuche berücksichtigt. Die Kurven in Bild 5.12 zeigen weiter, dass es bereits nach wenigen Be- und Entlastungsvorgängen zu keinem Verformungszuwachs mehr kommt, sodass die Fettausquetschung bei der Untersuchung von quasi-elastischen Dehnungen keine Rolle spielt.

Die zusätzliche Radialspannung, die möglicherweise aus der die Probe umgebenden Gummimembran auf die Bodenprobe einwirkt, wird bei der Auswertung der Triaxialversuche nicht berücksichtigt, da ihr Einfluss gering ist.

#### 5.4.5 Membranpenetration

Zur Abschätzung des Einflusses aus Membranpenetration bei den durchgeführten Triaxialversuchen werden die in Abschnitt 3.6.1 beschriebenen Korrekturvorschläge angewendet. Dafür müssen nicht nur die Korndurchmesser  $d_{20}$  bzw.  $d_{50}$  bekannt sein, sondern bei dem Ansatz von Baldi & Nova (1984) auch der E-Modul der verwendeten Latexmembran.

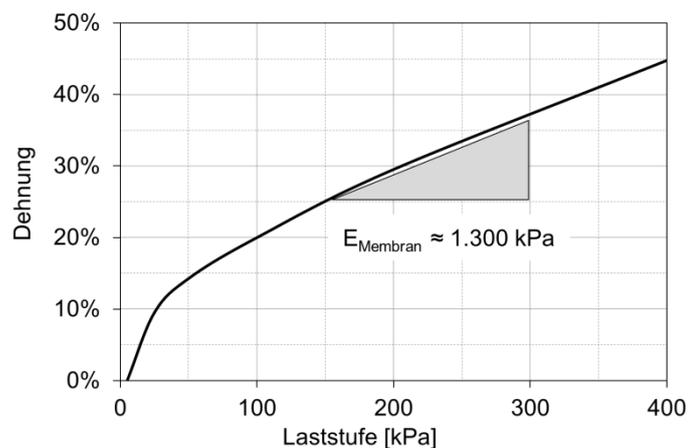
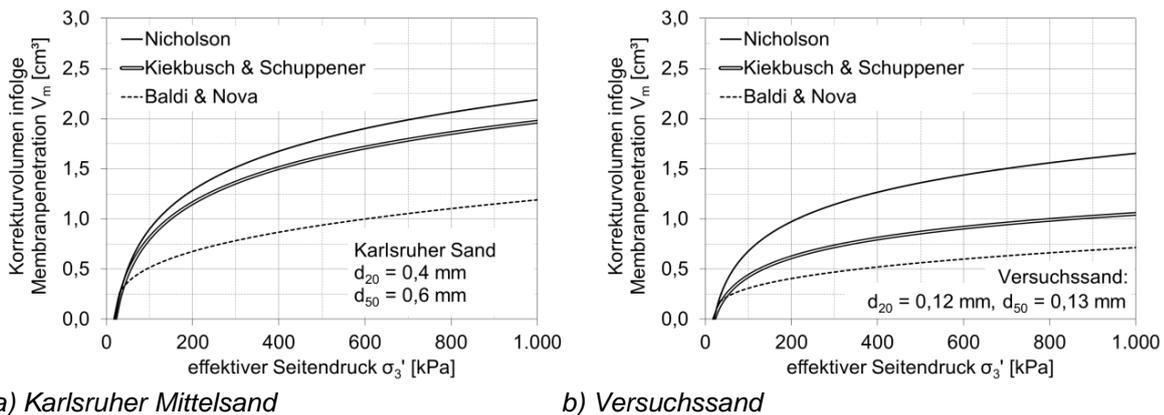


Bild 5.13: Spannungs-Dehnungs-Kurve zur Ermittlung des E-Moduls der verwendeten Latexmembran

Dazu wird die verwendete Gummimembran zwischen zwei Stahlscheiben angeordnet und im Kompressionsversuchsstand axial belastet. Die Spannungs-Dehnungskurve in Bild 5.13 ergibt einen E-Modul der Latexmembran von  $E \approx 1.300 \text{ kPa}$ .

Vergleicht man nun die mit Hilfe der in Abschnitt 3.6.1 beschriebenen Korrekturvorschläge ermittelten absoluten Korrekturvolumina  $\Delta V$  für eine zylindrische Bodenprobe ( $H_0 = D_0 = 10 \text{ cm}$  bzw.  $V_0 = 785 \text{ cm}^3$ ) die – ausgehend von einer effektiven Seitenspannung von  $\sigma_3' = 20 \text{ kPa}$  – radial belastet wird, ergeben sich die in Bild 5.14 dargestellten Zusammenhänge für zwei verschiedene Sande.



a) *Karlsruher Mittelsand*

b) *Versuchssand*

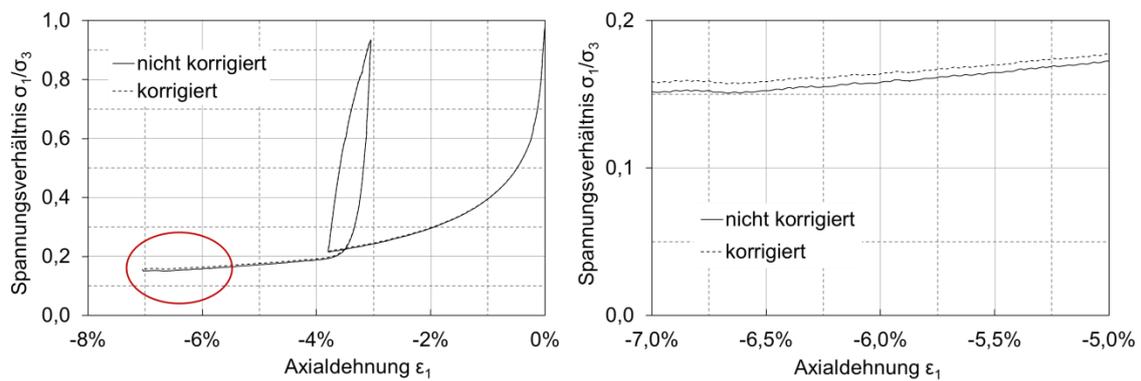
Bild 5.14: Absolute Korrekturvolumina  $V_m$  infolge Membranpenetration für zwei Sande, ausgehend von einem effektiven Ausgangsseitendruck von  $\sigma_3' = 20 \text{ kPa}$

Die drei empirischen Zusammenhänge ergeben relativ große Schwankungsbreiten des jeweiligen Korrekturvolumens  $V_m$ . Die mit Nicholson et al. ermittelten Korrekturvolumina sind dabei am größten, gefolgt von Kiekbusch & Schuppener und schließlich von Baldi & Nova. In jedem Fall kann aber durch den großen Feinsandanteil des verwendeten Versuchssandes der Fehler aus Membranpenetration deutlich reduziert werden (Bild 5.14b).

Das absolute Korrekturvolumen liegt beispielsweise bei einer Erhöhung des effektiven Seitendruckes von  $\sigma_3' = 200 \text{ kPa}$  auf  $\sigma_3' = 1.000 \text{ kPa}$  – je nach Korrekturvorschlag – zwischen ca.  $0,3 \dots 0,6 \text{ ml}$ . Bezogen auf die Gesamtwassermenge, die in einer vollständig gesättigten Bodenprobe enthalten ist, ist dieser Anteil mit ca.  $\frac{0,3 \dots 0,6}{300} = 0,1 \dots 0,2 \%$  gering und liegt – zumindest für den verwendeten Feinsand – im Bereich der vorhandenen Messwertschwankungen. Hinzu kommt, dass die Verformungen insbesondere bei den zyklischen Versuchen insgesamt gering sind. Aus diesen Gründen darf der Einfluss der Membranpenetration bei dem in dieser Arbeit verwendeten Feinsand vernachlässigt werden.

#### 5.4.6 Versuche mit Extensionsbeanspruchung

Zur Untersuchung des Einflusses der in Abschnitt 3.6.1 beschriebenen Membrankraftkorrektur ist in Bild 5.15 der Verlauf des Spannungsverhältnisses  $\sigma_1/\sigma_3$  über die Axialdehnung  $\epsilon_1$  beispielhaft bei einem weggesteuerten Extensionsversuch mit einem konstantem effektiven Seitendruck von  $\sigma_3' = 200 \text{ kPa}$  dargestellt.



a) Versuchskurven nicht korrigiert und korrigiert

b) vergrößerter Ausschnitt

Bild 5.15: Verlauf des Spannungsverhältnisses  $\sigma_1/\sigma_3$  über  $\epsilon_1$  bei einem Extensionsversuch mit und ohne Berücksichtigung der Membrankraftkorrektur

Die durchgezogene Linie entspricht der Versuchskurve ohne Membrankraftkorrektur, bei der gestrichelten Linie wurde die Membrankraft  $F_M$  nach Abschnitt 3.6.1 bzw. Gleichung (3.5) berücksichtigt.

Man erkennt, dass der Einfluss der Membrankraftkorrektur mit zunehmendem Spannungsverhältnis größer wird. Betrachtet man beispielsweise den aus diesem Versuch ermittelten maximalen Reibungswinkel, ergibt sich ein Unterschied von  $\Delta\varphi = \varphi_{\text{ohne Korrektur}} - \varphi_{\text{mit Korrektur}} \approx 1^\circ$ . Für kleine Dehnungen bzw. die in dieser Arbeit betrachteten Größenordnungen darf der Einfluss als vernachlässigbar angesehen werden und wird daher nicht berücksichtigt.



## 6. Versuchsergebnisse

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der durchgeführten Triaxialversuche beschrieben. Die Versuche werden abhängig von der Belastungsart gegliedert:

- **monotone Belastung:**
  - Auswertung der **totalen Dehnungen** mittels Antwortellipsen, dabei insbesondere Untersuchung des Einflusses des mittleren Drucks, des Spannungsverhältnisses, der Lagerungsdichte und der Vorbelastung
- **niederzyklische Belastung:**
  - Auswertung der totalen Dehnungen durch Darstellung der **Verformungsakkumulation** über die Zyklenanzahl  $N$ ,
  - Auswertung der **quasi-elastischen Dehnungsanteile** mittels Antwortellipsen, dabei insbesondere Untersuchung des Einflusses der Zyklenanzahl, der Amplitudengröße, der Belastungsrichtung, des Spannungsverhältnisses, der Lagerungsdichte und einer Vorbelastung

### 6.1 Versuche mit monotoner Belastung

#### 6.1.1 Versuchsprogramm und -durchführung

Die Versuche mit monotoner Belastung werden an vier Ausgangsspannungszuständen, die sich im Kompressionsbereich (A, F), im Extensionsbereich (J) und auf der isotropen Achse (I) befinden durchgeführt, Bild 6.1.

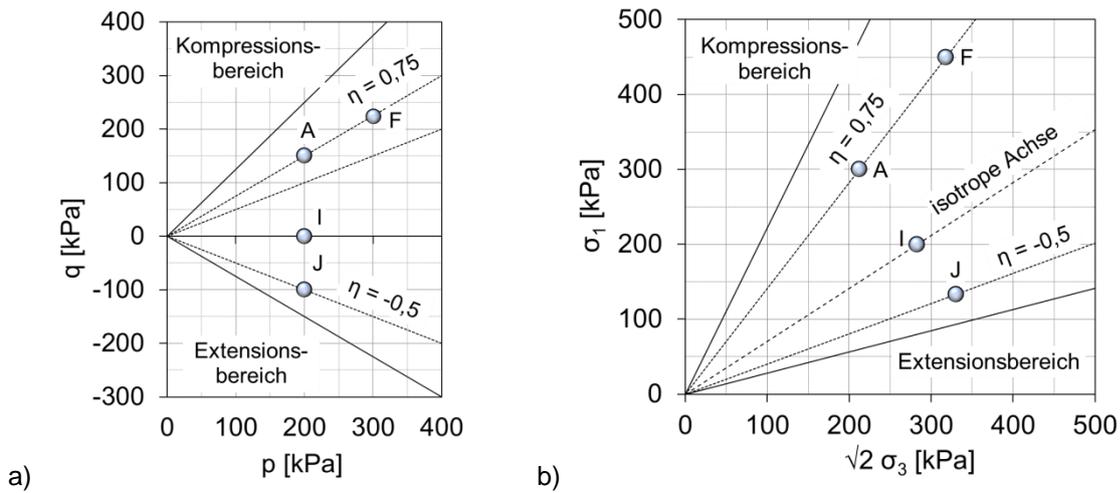


Bild 6.1: Ausgangsspannungszustände bei monotoner Belastung, Darstellung a) in der  $p$ - $q$ -Ebene, b) in der Rendulic-Ebene

Pro Spannungspfad wird *eine* Bodenprobe verwendet. Um identische Versuchsanfangsbedingungen zu erhalten, wird größte Sorgfalt auf die Herstellung einer reproduzierbaren Ausgangslagerungsdichte gelegt. Außerdem wird das Material nach jedem Versuch entsorgt, sodass ausgeschlossen werden kann, dass Material verwendet wird, bei dem eventuell bereits Kornbruch stattgefunden hat. Für alle Ausgangsspannungszustände werden zwei verschiedene Lagerungsdichten untersucht. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 6.1 zusammengestellt.

Tabelle 6.1: Durchgeführte Triaxialversuche mit monotoner Belastung

		Spannungsausgangspunkte								
		A		I		J		F		
Lage im Spannungsraum	$p$	200 kPa		200 kPa		200 kPa		300 kPa		
	$q$	150 kPa		0 kPa		-100 kPa		225 kPa		
	$\eta$	0,75		-		-0,5		0,75		
	$\sqrt{2} \sigma_3$	212,1 kPa		283 kPa		330 kPa		318 kPa		
	$\sigma_1$	300 kPa		200 kPa		133 kPa		450 kPa		
Ausgangslagerungsdichte	$I_{D0}$	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25	
untersuchte Spannungspfade	$\alpha_\sigma$	0°	x	x	x	x	x	x	x	
		35°	x	x	x	x	x	x	x	x
		45°	x	x	x	x	x	x	x	
		90°	x	x	x	x	x	x	x	x
		135°	x	x	x	x	x	x	x	
		180°	x	x	x	x	x	x	x	
		215°	x	x	x	x	x	x	x	x
		225°	x	x	x	x	x	x	x	
		270°	x	x	x	x	x	x	x	
315°	x	x	x	x	x	x	x			

Pro Spannungsausgangspunkt werden mindestens acht verschiedene Spannungspfade untersucht, wie beispielhaft für den Punkt A in Bild 6.2 dargestellt.

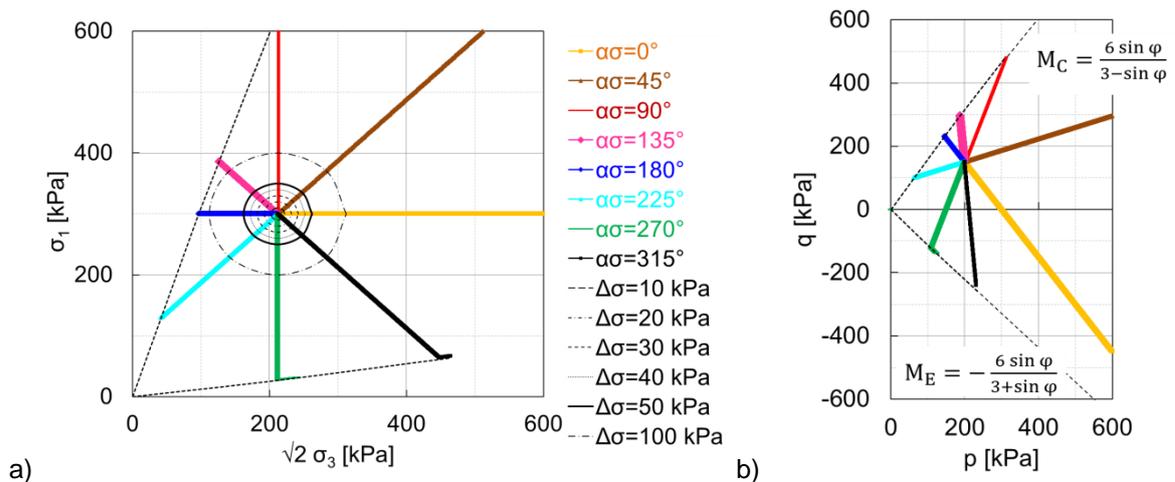


Bild 6.2: Beispielhafte Darstellung von 8 monotonen Spannungspfaden (hier vom Punkt A) a) in der Rendulic-Ebene, b) in der p-q-Ebene

Bei jedem Spannungspfadversuch wird die Bodenprobe bis zum Bruch belastet, d.h. bis keine weitere Steigerung der Spannung mehr möglich ist, sofern dies bei der jeweiligen Belastungsrichtung möglich ist. Die zu den Spannungsinkrementen  $\Delta\sigma = 20, 30, 40, 50$  und  $100$  kPa gehörigen Gesamtdehnungen werden für jeden Spannungspfad ausgewertet und in der Rendulic-Ebene dargestellt. Durch das Verbinden der zu einem Spannungsinkrement gehörigen Dehnungen entstehen die Antwortumhüllenden der Dehnungen (Antwortellipsen), siehe Abschnitt 2.3.

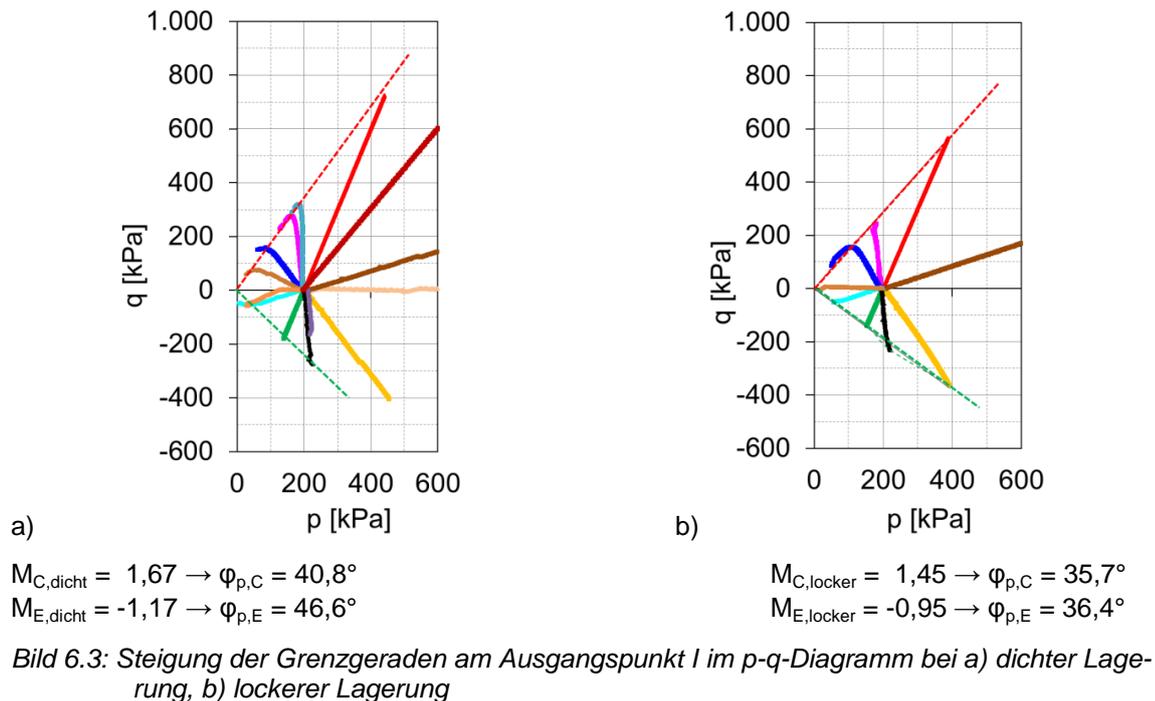
Die Auswertung der Versuche erfolgt in den nachfolgenden Abschnitten unter Berücksichtigung verschiedener Aspekte:

- Grenzgerade und Peak-Reibungswinkel (Abschnitt 6.1.2)
- Einfluss der Belastungsrichtung (Abschnitt 6.1.3)
- Einfluss des mittleren Drucks (Abschnitt 6.1.4)
- Einfluss des Spannungsverhältnisses (Abschnitt 6.1.5)
- Einfluss der Lagerungsdichte (Abschnitt 6.1.6)

### 6.1.2 Grenzgerade und Peak-Reibungswinkel

Alle Spannungspfade werden grundsätzlich bis zum Bruch gefahren bzw. so lange, bis keine weitere Steigerung bzw. Verringerung der Spannung in Richtung des Spannungspfades mehr möglich ist. Diese Endpunkte werden im Kompressionsbereich und im Extensionsbereich in der p-q-Ebene miteinander verbunden und ergeben schließlich die jeweiligen Grenzgeraden. Aus deren Steigungen  $M_C$  bzw.  $M_E$  dieser Grenzgeraden (vgl. Bild 2.2) kann schließlich gemäß Gleichungen (2.4) und (2.5) der Peak-Reibungswinkel ermittelt werden.

Beispielhaft sind in Bild 6.3 für den auf der isotropen Achse liegenden Punkt I alle durchgeführten Spannungspfadversuche für eine dichte und eine lockere Lagerung in der p-q-Ebene dargestellt.



Für den untersuchten Spannungsbereich ergeben die Verbindungslinien sowohl für die dichte als auch für die lockere Lagerung annähernd eine Gerade. Erwartungsgemäß sind diese bei den an dichten Bodenproben durchgeführten Versuchen steiler bzw. der Peak-Reibungswinkel größer als bei lockerer Lagerung. Es fällt auf, dass der aus der Neigung der Grenzgeraden ermittelte Peak-Reibungswinkel zumindest bei dichter Lagerung im Extensionsbereich deutlich größer als im Kompressionsbereich ist und bis zu  $6^\circ$  bei Punkt I betragen kann, siehe auch Spannungspfadversuche von weiteren Ausgangspunkten in Anhängen A.3, A.9 und A.14. Diese Beobachtung wird auch u.a. Wei (1992) und Wichtmann (2005) gemacht. Bei lockerer Lagerung ist dieser Unterschied geringer und liegt nur zwischen  $0^\circ \dots 1^\circ$ .

Mit Ausnahme der Spannungspfadversuche am Punkt J, der im Extensionsbereich liegt, ist im Kompressionsbereich auch der Unterschied zwischen den Peak-Reibungswinkeln bei dichter und lockerer Lagerung mit ca.  $5^\circ$  immer geringer als der Unterschied dieser Winkel im Extensionsbereich, der im Mittel ca.  $8^\circ \dots 10^\circ$  beträgt, siehe Anhänge A.3, A.6 und A.14

### 6.1.3 Einfluss der Belastungsrichtung

Bild 6.4 zeigt die Versuchsergebnisse für den Spannungsausgangspunkt (A) im Kompressionsbereich. In Bild 6.4a sind die zu jedem Spannungspfad gehörigen Dehnungsantworten zu sehen, diese sind in Bild 6.4b ausgeblendet und so die Antwortellipsen erkennbar.

Die resultierenden Dehnungspfade rotieren ebenso wie die aufgetragenen Spannungspfade in entgegengesetztem Uhrzeigersinn. Dies ist bei allen untersuchten Spannungsausgangspunkten der Fall. Die Richtung der Dehnungsantworten hängt jedoch maßgeblich von der Belastungsrichtung ab. Die längere Ellipsenhauptachse wird etwa von den Dehnungsantworten der Pfade  $\alpha_\sigma = 135^\circ$  und  $\alpha_\sigma = 305^\circ$  gebildet. Zu dieser Achse ist die Ellipse annähernd symmetrisch, was bedeutet, dass der Betrag der Dehnungen infolge „gegenüberliegender“ Belastungsrichtungen – d.h.  $\alpha_\sigma$  und  $\alpha_\sigma + 180^\circ$  – für den untersuchten Spannungsbereich betragsmäßig in annähernd in derselben Größenordnung liegt.

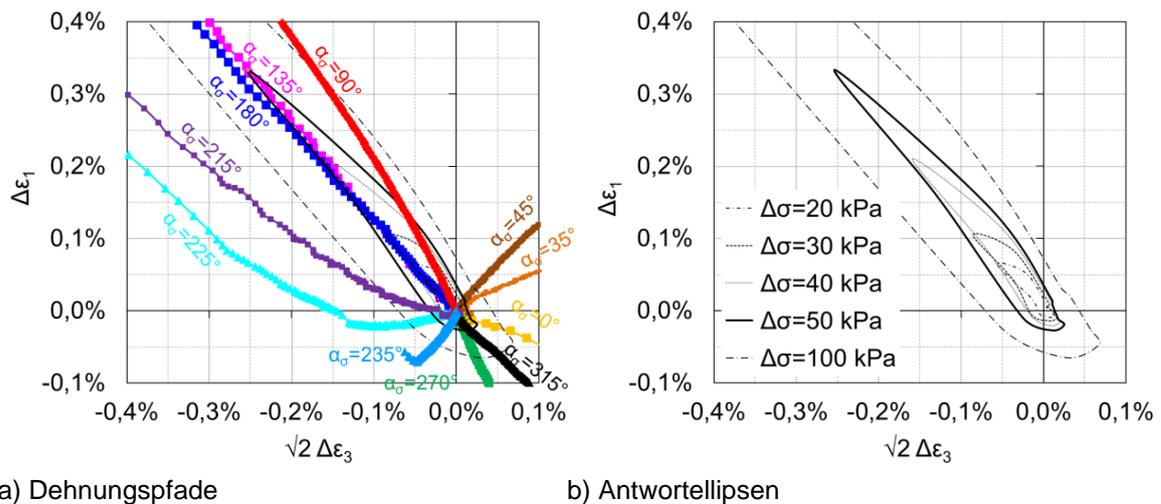


Bild 6.4: Antwortellipsen bei monotoner Belastung am Ausgangspunkt A,  $I_D \approx 0,75$

Die betragsmäßig größten Dehnungen ergeben sich für diejenigen Spannungspfade, die sich am schnellsten der Grenzgeraden nähern. Dies ist am Spannungsausgangspunkt A bei den Belastungsrichtungen  $\alpha_\sigma = 135^\circ \dots 180^\circ$  der Fall; hier überwiegt die deviatorische Beanspruchung ( $\Delta q \gg \Delta p$ ). Bei den Spannungspfaden mit überwiegender deviatorischer Entlastung sind die Gesamtverformungen am geringsten.

Bei isotroper Kompression ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ ), bei der Axial- und Radialspannung gleichermaßen erhöht werden, nehmen auch die Axial- und Radialdehnungen fast gleichermaßen zu. Für isotrope Extension, d.h. bei alleiniger Reduzierung des mittleren Drucks ( $\alpha_\sigma = 215^\circ \dots 225^\circ$ ) ergibt sich zu Beginn eine Abnahme von Radial- und Axialdehnungen, wohingegen im weiteren Verlauf die Axialdehnungen zunehmen. Der  $K_0$ -Spannungspfad, bei dem keinerlei Seitendeformation auftritt ( $\Delta \epsilon_3 = 0$ ), verläuft gemäß Bild 6.4a für axiale Belastung in etwa zwischen den Spannungspfadrichtungen  $45^\circ$  und  $90^\circ$  und für axiale Entlastung zwischen den Spannungspfadrichtungen  $235^\circ$  und  $270^\circ$ .

Bild 6.5 zeigt die Dehnungsantworten aus den Versuchen vom isotropen Spannungsausgangspunkt I. Auch hier entstehen annähernd symmetrische Ellipsen, deren größte Hauptachse von den aus deviatorischer Ent- und Belastung resultierenden Dehnungsantworten gebildet wird.

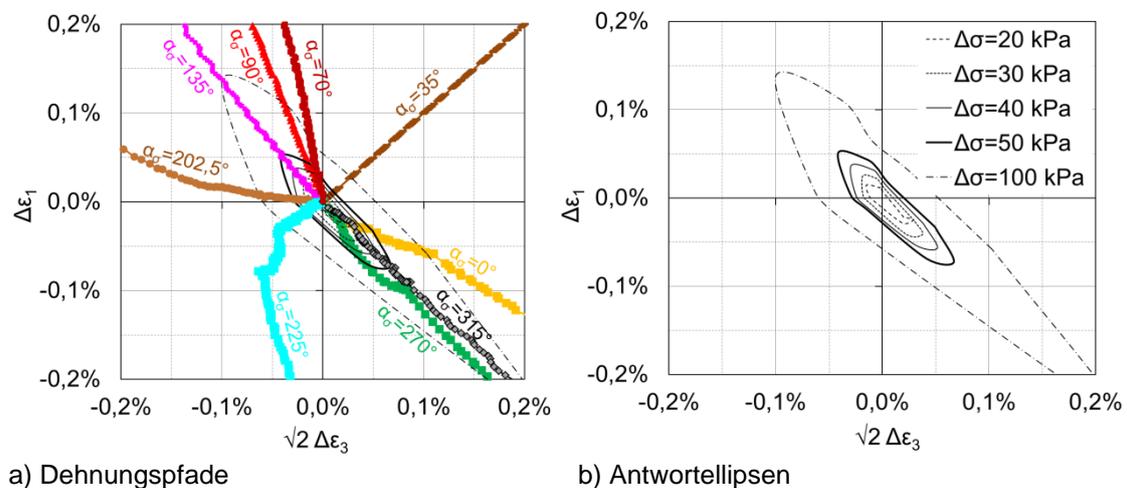
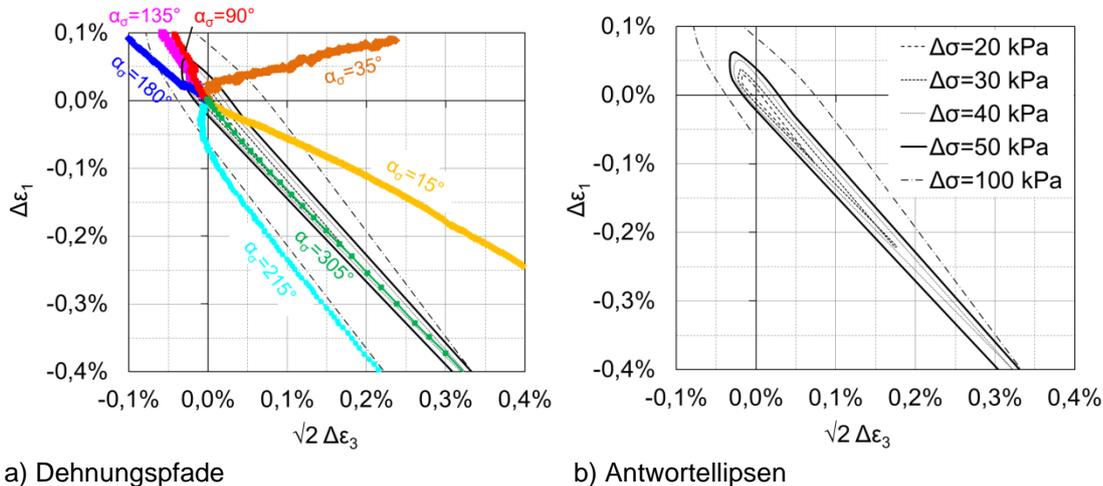


Bild 6.5: Antwortellipsen bei monotoner Belastung am Ausgangspunkt I,  $I_D \approx 0,75$

Bis zu einem Spannungszinkrement  $\Delta\sigma = 50$  kPa sind die Dehnungen infolge deviatorischer Ent- und Belastung in etwa gleichgroß, bei  $\Delta\sigma = 100$  kPa sind die Dehnungen infolge Spannungspfaden mit deviatorischer Entlastung größer.

Bild 6.6 zeigt die Ergebnisse der am Punkt J im Extensionsbereich durchgeführten Spannungspfadversuche. Auch diese Ellipsen sind zu ihrer Hauptachse symmetrisch.



a) Dehnungspfade

b) Antwortellipsen

Bild 6.6: Antwortellipsen bei monotoner Belastung am Ausgangspunkt J,  $I_D \approx 0,75$

Weil es bei manchen Belastungsrichtungen vor dem Erreichen eines Spannungszinkrements von  $\Delta\sigma = 100$  kPa zu einem Versagen gekommen ist, ist am Punkt J die äußere Ellipse nicht ganz geschlossen.

Stellt man den Betrag der Gesamtdehnung in Abhängigkeit von der Spannungspfadrichtung für alle vier Spannungsausgangspunkte dar, ergeben sich die in Bild 6.7 dargestellten Zusammenhänge. Für die Spannungsausgangspunkte im Kompressionsbereich (A und F) ergeben sich die größten Dehnungen infolge derselben Belastungsrichtung – nämlich deviatorischer Belastung ( $\alpha_\sigma \approx 125^\circ \dots 135^\circ$ ). Umgekehrt treten bei den Punkten I und J die größten Dehnungen bei deviatorischer Entlastung ( $\alpha_\sigma \approx 315^\circ$ ) auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die deviatorischen Entlastungspfade für die Punkte I und J schneller der Grenzgerade im Extensionsbereich als der im Kompressionsbereich nähern. Für die Richtungen, die für den jeweiligen Spannungsausgangspunkt eine Entlastung darstellen, ergeben sich die betragsmäßig geringsten Dehnungen. Auch für lockere Lagerung ist dieser Zusammenhang zu beobachten, siehe Anhang A.2, A.5, A.8 und A.13.

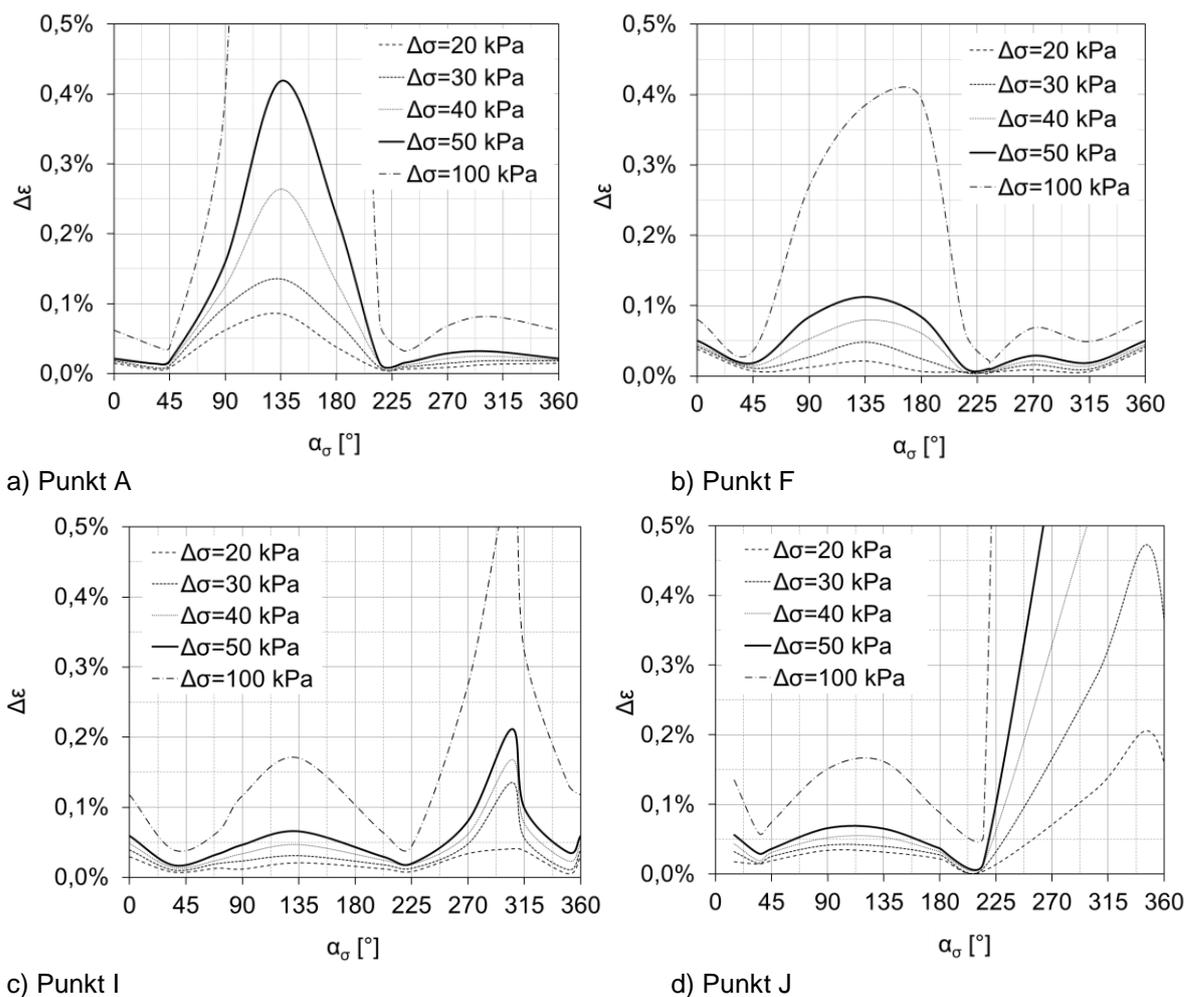
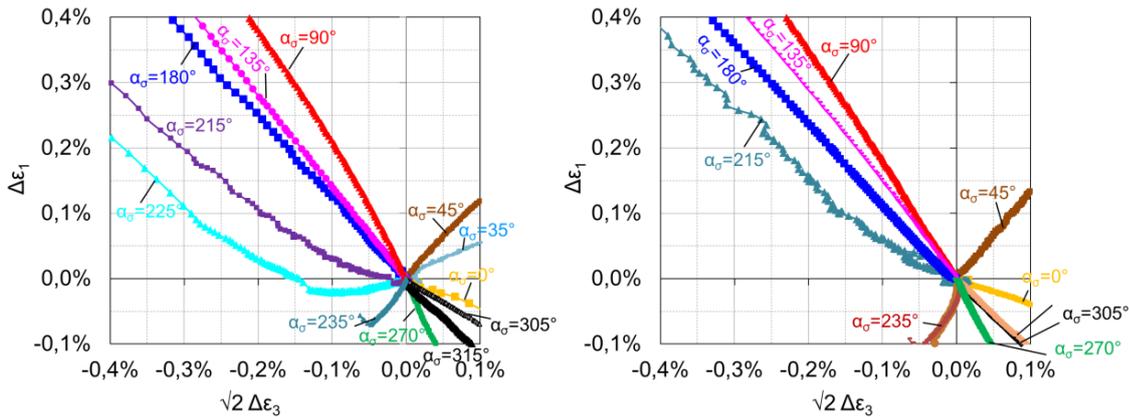


Bild 6.7: Betrag der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon$  infolge monotoner Belastung für verschiedene Spannungskremente  $\Delta\sigma$  bei dichter Lagerung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung  $\alpha_\sigma$

Die zu Bild 6.7 gehörigen Antwortellipsen können den Anhängen A.1a, A.4a, A.7a und A12a entnommen werden.

#### 6.1.4 Einfluss des mittleren Drucks

Zur Untersuchung des Einflusses des mittleren Drucks auf die Form und Größe der Antwortellipsen werden beispielhaft die Versuchsergebnisse von den Ausgangspunkten A und F miteinander verglichen. Beide Punkte liegen im Kompressionsbereich ( $q > 0$ ) und unterscheiden sich nur durch den mittleren Druck; das Spannungsverhältnis ist mit  $\eta = 0,75$  bei beiden Punkten identisch. Die aus den in Tabelle 6.1 aufgeführten Spannungspfaden experimentell ermittelten Dehnungsantworten sind in Bild 6.8 dargestellt.

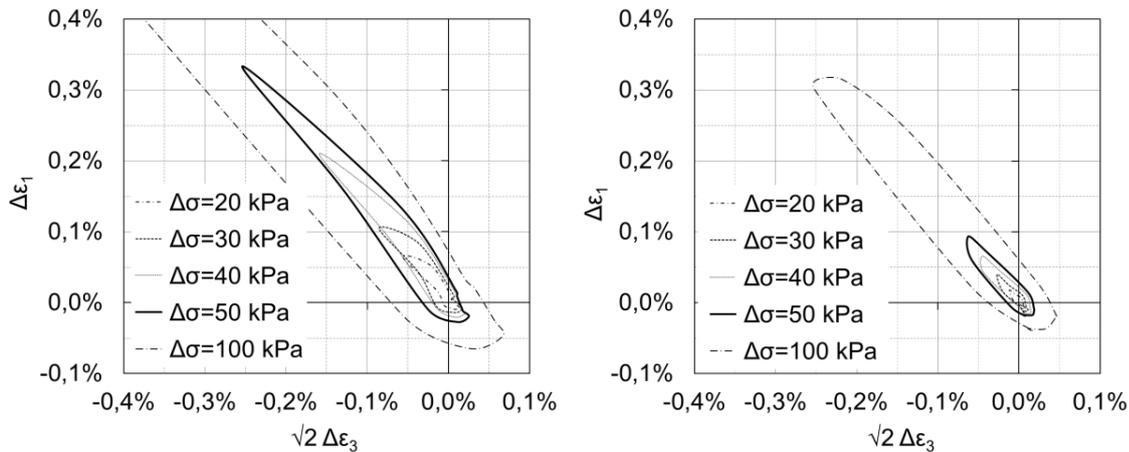


a) Punkt A

b) Punkt F

Bild 6.8: Resultierende Dehnungspfade infolge monotoner Belastung bei dichter Ausgangslage ( $I_D \approx 0,75$ ) für Spannungsausgangspunkte

Die Dehnungsantworten in Bild 6.8a und b zeigen einen ähnlichen Verlauf. Spannungspfadrichtungen zwischen  $\alpha_\sigma = 35^\circ \dots 225^\circ$  führen in beiden Fällen zu einer Erhöhung der Axialdehnung. Umgekehrt ergibt sich eine Abnahme der Axialdehnungen für Spannungspfadrichtungen zwischen  $\alpha_\sigma = 235^\circ \dots 360^\circ$ . Für verschiedene Spannungsinkremente ergeben sich in Bild 6.9 dargestellten Antwortellipsen. Die in Bild 6.8 dargestellten Dehnungspfade sind hier zur besseren Übersicht ausgeblendet.



a) Punkt A

b) Punkt F

Bild 6.9: Antwortellipsen der Dehnungen infolge monotoner Belastung bei dichter Ausgangslage ( $I_D \approx 0,75$ ) für Spannungsausgangspunkte

Die Form und die Neigung der Antwortellipsen sind bei beiden Spannungsausgangspunkten ähnlich, während deren Größe sich deutlich unterscheidet. Alle an Punkt F ermittelten Antwortellipsen sind kleiner, d.h. der Boden weist bei größerem mittleren Druck erwartungsgemäß eine höhere Steifigkeit auf.

Beide Feststellungen werden auch durch die Darstellung der totalen Gesamtdehnungen in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung deutlich, Bild 6.10.

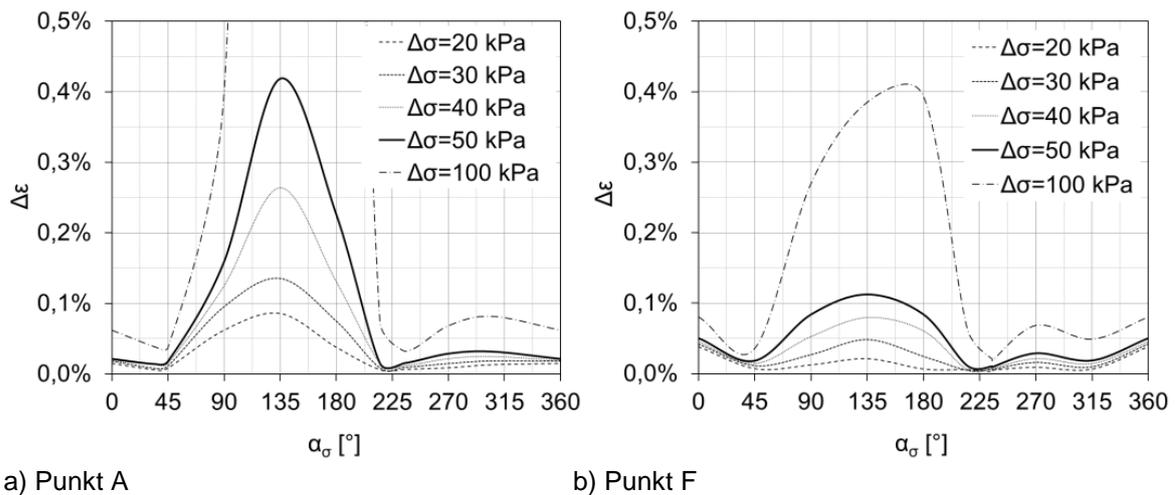


Bild 6.10: Betrag der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon$  für verschiedene Spannungszinkremente  $\Delta\sigma$  in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung  $\alpha_\sigma$ , Ausgangsspannungspunkte a) A und b) F ( $I_D \approx 0,75$ )

Hier ist gut zu erkennen, dass die Steifigkeit für die Richtung  $\alpha_\sigma \approx 125^\circ \dots 135^\circ$  (rein deviatorische Belastung) jeweils am geringsten ist, da hier die betragsmäßig größten totalen Dehnungen auftreten. Diese sind beispielsweise für ein Spannungszinkrement von  $\Delta\sigma = 50$  kPa bei Punkt A etwa viermal so groß sind wie bei Punkt F, d.h. die Erhöhung der Steifigkeit erfolgt überproportional zur Erhöhung des mittleren Drucks (von 200 kPa auf 300 kPa). Bei rein deviatorischer Entlastung ( $\alpha_\sigma \approx 305^\circ$ ) sind die totalen Dehnungen am geringsten bzw. die Steifigkeit am größten. Bild 6.10 ist weiterhin zu entnehmen, dass der Einfluss des mittleren Drucks bei den Spannungspfaden, die zwischen deviatorischer Entlastung und isotroper Kompression (d.h. zwischen  $\alpha_\sigma \approx 215^\circ \dots 45^\circ$ ) liegen, gering ist; die Dehnungen infolge monotoner Belastung in diese Richtungen sind bei beiden Spannungsausgangspunkten sogar fast gleich groß.

Stellt man die mithilfe von konventionellen Triaxialversuchen ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) ermittelten Peak-Reibungswinkel

$$\varphi_P = \arctan\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}\right) \quad (6.1)$$

über das mittlere Druckniveau für verschiedene Dichten dar, ergibt sich der in Bild 6.11 dargestellte Zusammenhang.

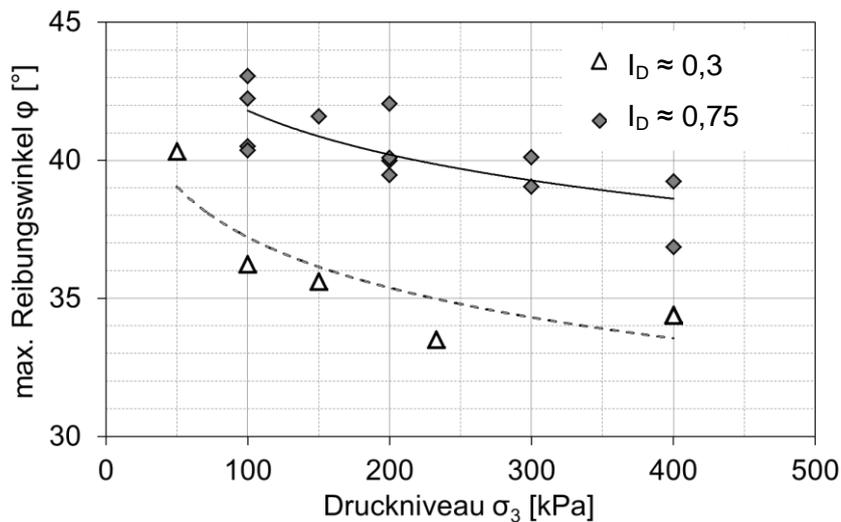


Bild 6.11: Abhängigkeit des Peak-Reibungswinkels vom Druckniveau bei dichter und lockerer Lagerung („Barotropie“)

Hier wird der Einfluss des Druckniveaus auf den Peak-Reibungswinkel deutlich, der sowohl bei dichter als auch bei lockerer Lagerung mit größer werdendem Seitendruck abnimmt.

### 6.1.5 Einfluss des Spannungsverhältnisses

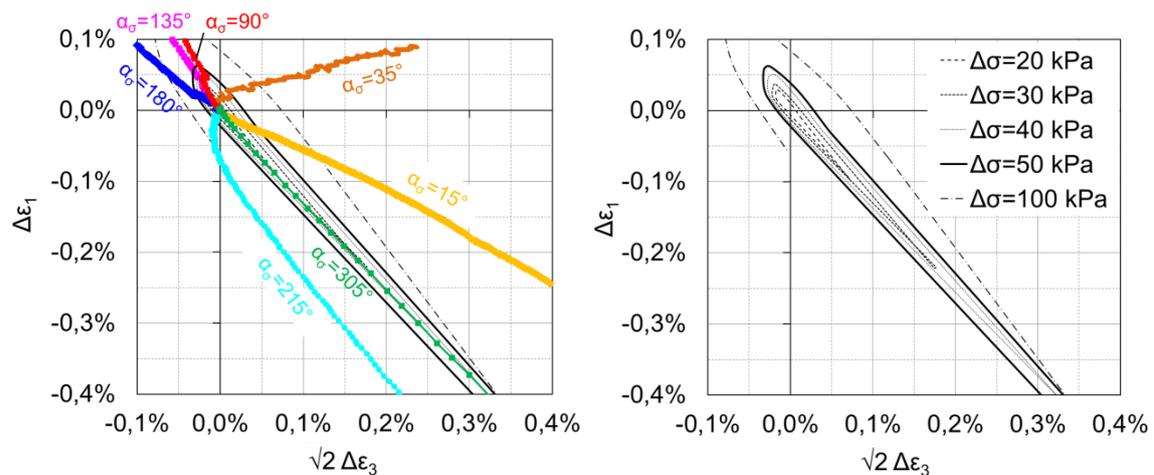
Zur Untersuchung des Einflusses des Spannungsverhältnisses auf die Form, Größe und Neigung der Antwortumhüllenden werden Versuche von drei verschiedenen Spannungsausgangspunkten (A, I und J) betrachtet, wobei der mittlere Druck  $p = 200$  kPa konstant ist. Durch verschiedene Ausgangsspannungsverhältnisse wird dem Boden eine „spannungsinduzierte Anisotropie“ eingeprägt.

Die Versuchsergebnisse für eine bezogene Ausgangslagerungsdichte von  $I_D \approx 0,75$  sind in Bild 6.12 jeweils mit und ohne Dehnungspfade grafisch dargestellt.

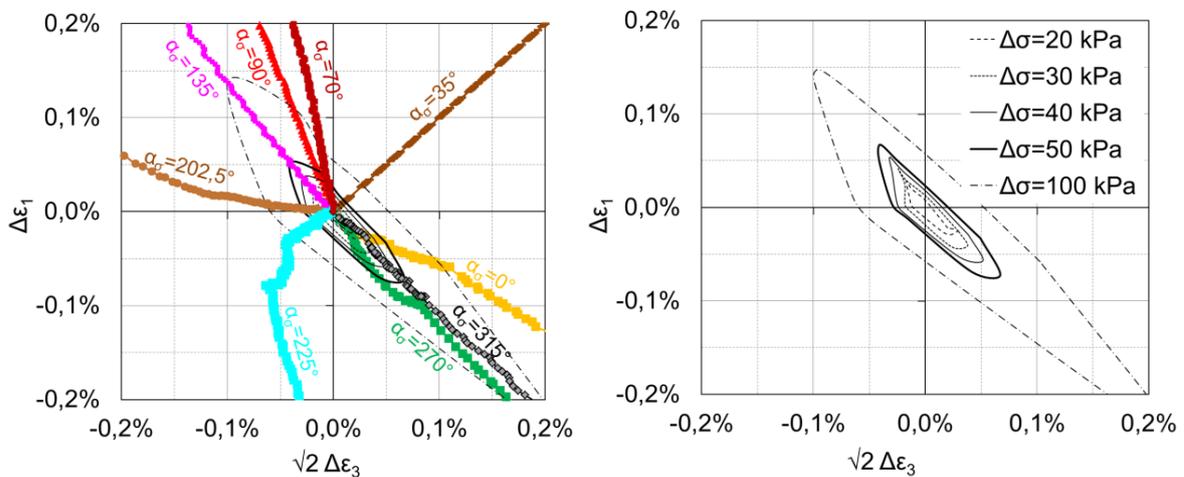
Die Dehnungen für den Spannungsausgangspunkt A in Bild 6.12c sind für die rein deviatorische Belastung ( $\alpha_\sigma \approx 135^\circ$ ) am größten; bei dieser Belastungsrichtung reagiert der Boden am weichsten bzw. weist die niedrigste Steifigkeit auf, vgl. auch Bild 6.8a und Bild 6.9a in Abschnitt 6.1.4.

Die Antwortumhüllenden am Punkt I in Bild 6.12b haben – zumindest bis zu einer Spannungsinkrementgröße von  $\Delta\sigma \leq 50$  kPa – die Form einer annähernd symmetrischen Ellipse, deren Hauptachse die in Richtung der aus rein deviatorischer Be- und Entlastung ( $\alpha_\sigma \approx 125^\circ$  und  $\alpha_\sigma \approx 305^\circ$ ) resultierenden Dehnungspfade geneigt ist. Erst bei größer werdendem Spannungsinkrement sind die Ellipsen infolge der größeren Dehnungen bei deviatorischer Entlastung ( $\alpha_\sigma \approx 305^\circ$ ) in Extensionsrichtung gestreckt, d.h. grundsätzlich scheint bei dieser Belastungsart eine geringere Steifigkeit als bei deviatorischer Belastung vorhanden zu sein. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Spannungspfade in Extensionsrichtung von einem isotropen Ausgangsspannungszustand aus die Grenzgerade schneller erreichen als ein Spannungspfad mit positiver deviatorischer Beanspruchung ( $\Delta q > 0$ ), vgl. auch Bild 6.1 sowie Costanzo et. al. (2006).

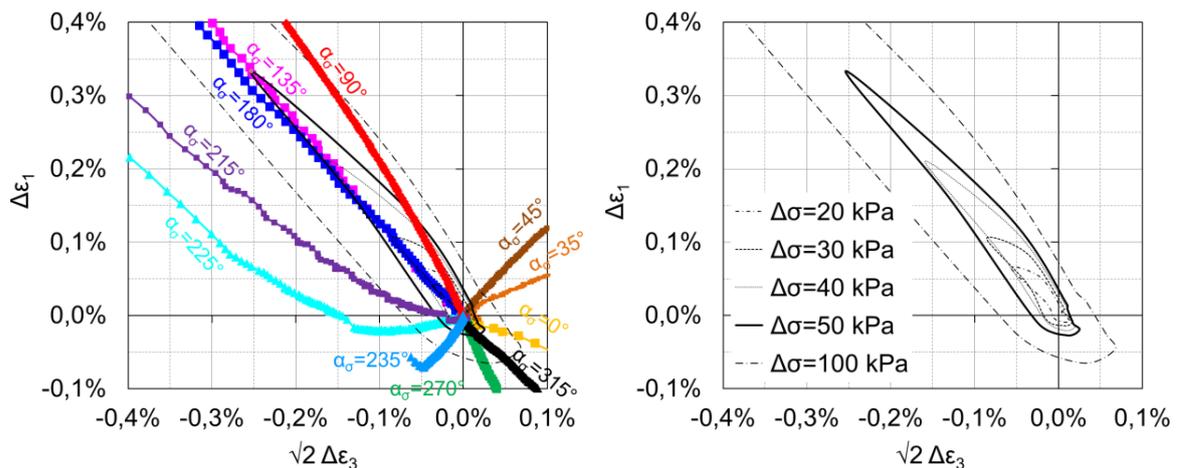
Im Gegensatz dazu ergeben sich, ausgehend von dem im Extensionsbereich liegenden Spannungsausgangspunkt J in Bild 6.12a, bei der als „deviatorische Entlastung“ bezeichneten Spannungspfadrichtung ( $\alpha_\sigma \approx 305^\circ$ ) die größten Dehnungen.



a) Punkt J



b) Punkt I



c) Punkt A

Bild 6.12: Antwortellipsen der Dehnungen infolge monotoner Belastungspfade bei dichter Lagerung ( $I_D \approx 0,75$ ) für verschiedene Ausgangsspannungspunkte

Die Spannung konnte bei diesen Versuchen nicht in alle Richtungen um  $\Delta\sigma = 100$  kPa gesteigert werden, weshalb die entsprechende Antworthüllende nicht geschlossen ist, Bild 6.12a. Alle bei Punkt J ermittelten Ellipsen weisen dieselbe Neigung wie bei den anderen

beiden Spannungsausgangspunkten auf, sind jedoch – verglichen mit den Dehnungen bei Punkt A – in die entgegengesetzte Richtung gestreckt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Grenzgerade (im Extensionsbereich) mit diesen Spannungspfaden schneller erreicht wird und es hier eher zu einem Fließen bzw. größeren Verformungen kommt.

Wertet man den Betrag der Gesamtdehnung für alle Spannungspfade für das jeweils gleiche Spannungsinkrement mit beispielsweise  $\Delta\sigma = 50$  kPa aus und stellt diese über die Belastungsrichtung dar, ergeben sich die in Bild 6.13 dargestellten Kurven.

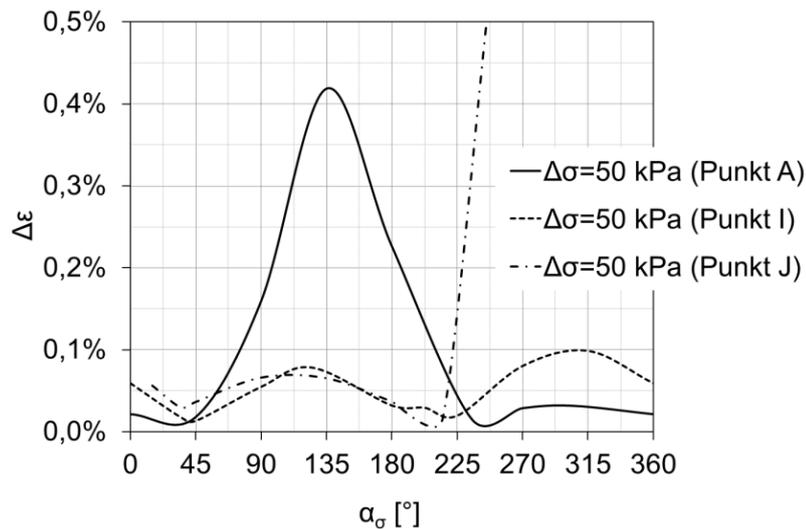


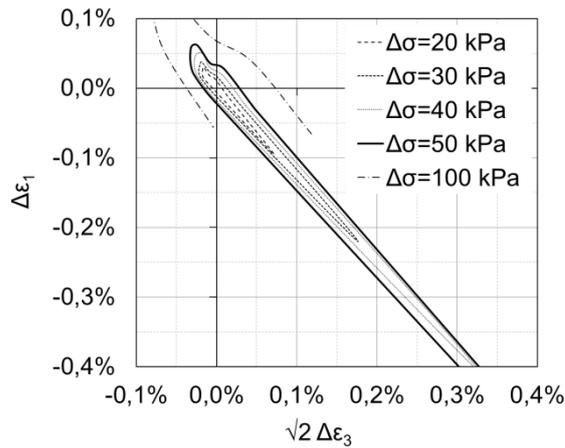
Bild 6.13: Betrag der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon$  infolge monotoner Belastung ( $I_D \approx 0,75$ ) für eine Spannungsinkrementgröße  $\Delta\sigma = 50$  kPa bei verschiedenen Ausgangsspannungsverhältnissen  $\eta$ : a) Punkte A ( $\eta = 0,75$ ), b) Punkt I ( $\eta = 0$ ), c) Punkt J ( $\eta = -0,5$ )

In Bild 6.13 erkennt man noch einmal den Zusammenhang zwischen den größten Dehnungen bzw. der geringsten Steifigkeit bei verschiedenen Belastungsrichtungen für unterschiedliche Spannungsverhältnisse.

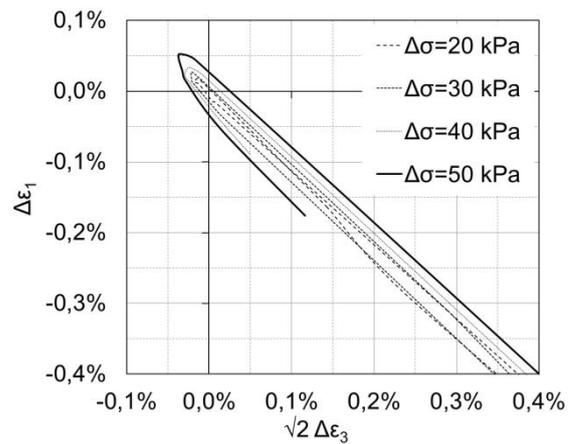
### 6.1.6 Einfluss der Lagerungsdichte

In Bild 6.14 sind die Antwortellipsen für zwei verschiedene Lagerungsdichten an drei Ausgangsspannungszuständen dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind die dazugehörigen Dehnungspfade in dieser Darstellung ausgeblendet.

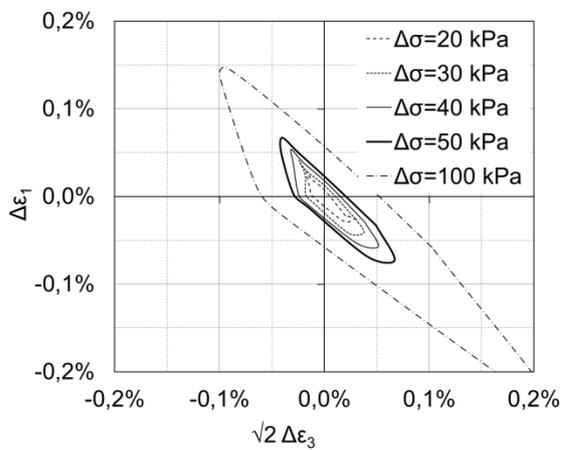
Die zu einem Spannungsausgangspunkt gehörigen Ellipsen sind zueinander ähnlich, unterscheiden sich aber hinsichtlich ihrer Größe. Erwartungsgemäß fallen die Dehnungen bei der lockereren Lagerung durchweg größer aus als bei höherer Lagerungsdichte, d.h. der Boden reagiert weicher bzw. die Steifigkeit ist geringer. Dieser Unterschied macht sich besonders bei den Spannungspfadrichtungen bemerkbar, bei denen der Boden eine Erstbelastung erfährt.



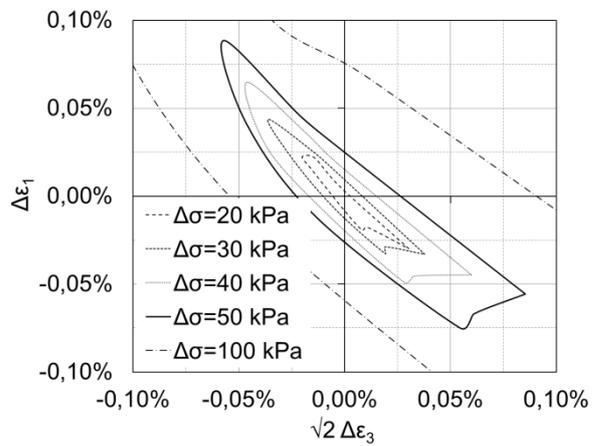
a) Punkt J,  $I_D \approx 0,75$



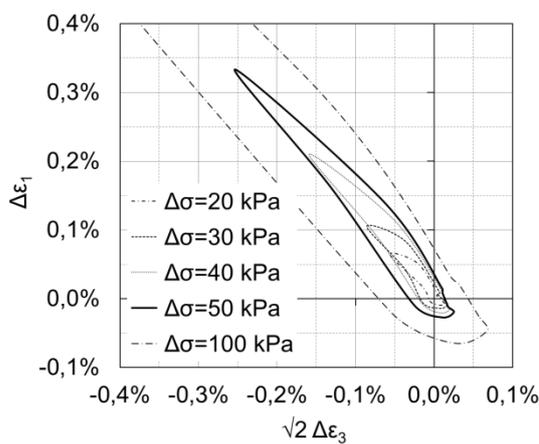
b) Punkt J,  $I_D \approx 0,3$



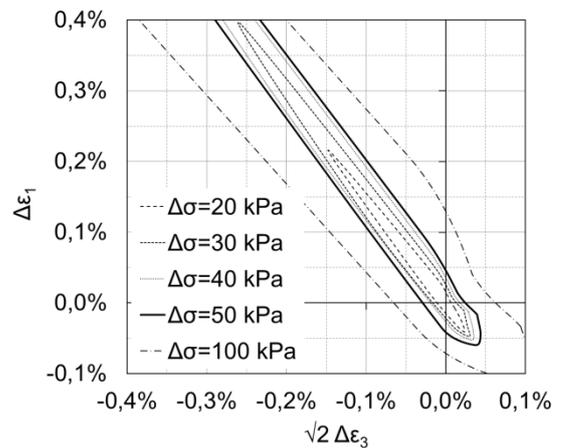
c) Punkt I,  $I_D \approx 0,75$



d) Punkt I,  $I_D \approx 0,3$



e) Punkt A,  $I_D \approx 0,75$



f) Punkt A,  $I_D \approx 0,3$

Bild 6.14: Antwortellipsen der Dehnungen infolge monotoner Belastung für Ausgangsspannungspunkte J, I und A mit  $I_D \approx 0,75$  (a, c, e) und  $I_D \approx 0,3$  (b, d, f)

Die Auswertung der triaxialen Kompressionsversuche ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) zeigt die in Bild 6.15 dargestellte Abhängigkeit des Peak-Reibungswinkels von der Lagerungsdichte (Pyknotropie).

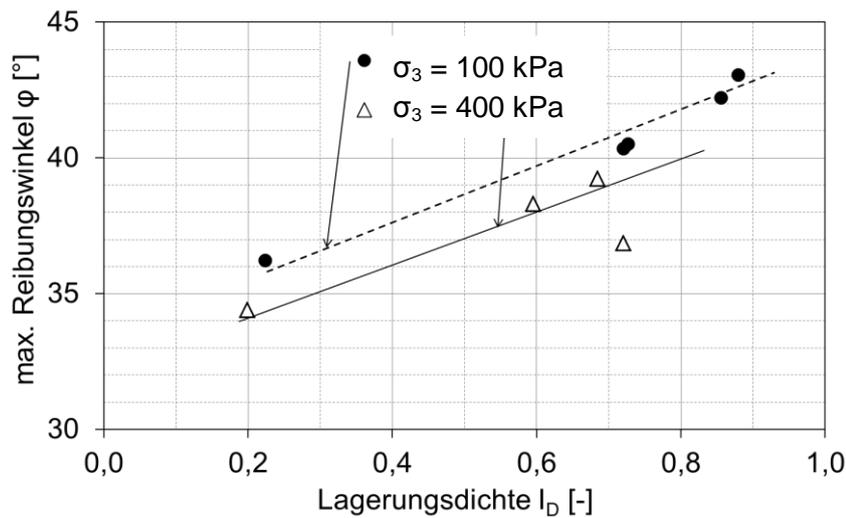


Bild 6.15: Abhängigkeit des Peak-Reibungswinkels von der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  für triaxiale Kompressionsversuche mit konstantem Seitendruck  $\sigma_3$  („Pyknotropie“)

Der Peak-Reibungswinkel steigt deutlich mit größer werdender Lagerungsdichte; der Seitendruck scheint im untersuchten einen geringen Einfluss auf den Peak-Reibungswinkel zu haben.

## 6.2 Versuche mit niederzyklischer Belastung zur Untersuchung des Akkumulationsverhaltens

### 6.2.1 Versuchsprogramm und -durchführung

Die Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Belastung wird beispielhaft und überwiegend an einem Spannungsausgangspunkt auf der isotropen Achse (Punkt I) untersucht und dargestellt. Spannungszyklen werden dabei in

- rein isotrope Richtung (d.h.  $\Delta q = 0$ ,  $\Delta p \neq 0$ ) und in
- rein deviatorische Richtung (d.h.  $\Delta q \neq 0$ ,  $\Delta p = 0$ )

aufgebracht und der Betrag der Gesamtdehnungen betrachtet. Untersucht werden pro Belastungsrichtung zwei Spannungsamplitudengrößen sowie zwei Lagerungsdichten. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche gibt Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Durchgeführte Triaxialversuche mit niederzyklischer Belastung zur Untersuchung der Verformungsakkumulation

		Spannungsausgangspunkt				
		I		I'	A	
Lage im Spannungsraum	p	200		500 kPa	200 kPa	
	q	0		0	150 kPa	
	$\eta$	-		-	0,75	
	$\sqrt{2} \sigma_3$	283 kPa		707 kPa	212,1 kPa	
	$\sigma_1$	200 kPa		500 kPa	300 kPa	
Ausgangslagerungsdichte	$I_D$	0,75		0,75		
Richtung [°] und Größe [kPa] der untersuchten Spannungszyklen	$\alpha_\sigma$	35°	$\Delta p=50$	$\Delta p=200$	-	-
		125°	$\Delta q=50$	$\Delta q=200$	$\Delta q=50$	$\Delta q=50$
		215°	$\Delta p=-50$	$\Delta p=-150$	-	-
		305°	$\Delta q=-50$	$\Delta q=-200$	-	-
Ausgangslagerungsdichte	$I_D$	0,3				
Richtung [°] und Größe [kPa] der untersuchten Spannungszyklen	$\alpha_\sigma$	35°	$\Delta p=50$	$\Delta p=200$		
		125°	$\Delta q=50$	$\Delta q=200$		
		215°	$\Delta p=-50$	$\Delta p=-150$		
		305°	$\Delta q=-50$	$\Delta q=-100$		

Untersucht wird der Einfluss:

- der Zyklanzahl (Abschnitt 6.2.2)
- der Amplitudengröße (Abschnitt 6.2.3)
- der Belastungsrichtung (Abschnitt 6.2.4)
- des mittleren Drucks (Abschnitt 6.2.5)
- des Spannungsverhältnisses (Abschnitt 6.2.6)
- der Lagerungsdichte (Abschnitt 6.2.7)
- einer Vorbelastung (Abschnitt 6.2.8)

bzw. deren Auswirkungen auf die bleibenden (plastischen) Gesamtdehnungen.

Die Zyklen mit positiver Amplitude (d.h.  $\Delta p > 0$  bzw.  $\alpha_\sigma = 35^\circ$  und  $\Delta q > 0$  bzw.  $\alpha_\sigma = 125^\circ$ ) werden nachfolgend als *Belastungszyklen* bezeichnet. Hier werden die deviatorischen bzw. isotropen Spannungen im ersten Teil des Zyklus erhöht. Mit *Entlastungszyklen* sind nachfolgend Zyklen mit negativer Spannungsamplitude (d.h.  $\Delta p < 0$  bzw.  $\alpha_\sigma = 215^\circ$  und  $\Delta q < 0$  bzw.  $\alpha_\sigma = 305^\circ$ ) gemeint; hier wird die isotrope bzw. die deviatorische Spannung im ersten Teil des Zyklus verringert.

## 6.2.2 Einfluss der Zyklanzahl

Grundsätzlich ist zu erwarten, dass die plastischen Verformungen mit größer werdender Zyklanzahl steigen.

Bei zyklischer *Belastung*, also bei Zyklen mit positiver Spannungsamplitude hat die Zyklanzahl bei isotropen Spannungszyklen ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ ,  $\Delta q = 0$ ) zumindest bei dichter Lagerung bereits nach wenigen Wiederholungen fast keinen Einfluss mehr auf die plastischen und elastischen Dehnungen, die dann konstant bleiben, Bild 6.16.

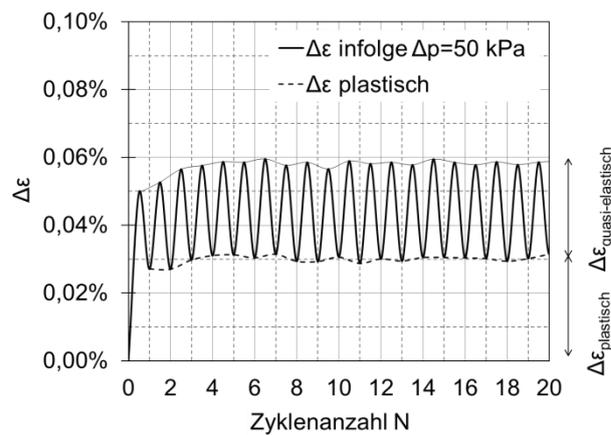


Bild 6.16: Verformungsakkumulation infolge 20 isotroper Belastungszyklen, ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand (I) mit  $\Delta p = 50 \text{ kPa}$

Bei deviatorischer Belastung in Bild 6.17 hingegen ist auch nach 40 Zyklen ein Anwachsen der Verformungen zu beobachten. Die halblogarithmische Darstellung in Bild 6.17b zeigt, dass Verlauf der Zunahme logarithmisch ist.

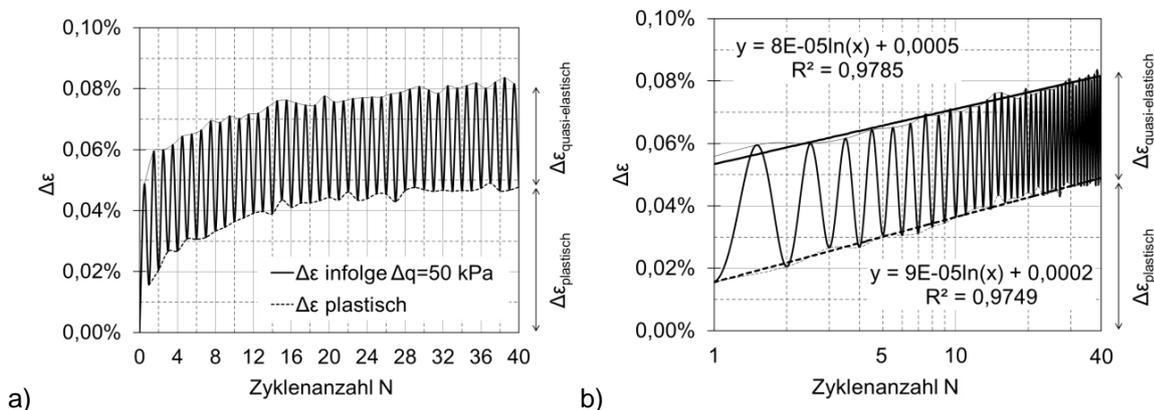


Bild 6.17: Verformungsakkumulation infolge 40 deviatorischer Belastungszyklen bei dichter Lagerung, ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand (I) mit  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$ : a) lineare Darstellung, b) halblogarithmische Darstellung

Bei beiden Belastungsrichtungen sind die quasi-elastischen Dehnungen, also die Differenz zwischen den Dehnungen bei Be- und Entlastung, nach wenigen Zyklen konstant; die in den Diagrammen dargestellten oberen und unteren Kurven für Be- und Entlastung verlaufen parallel zueinander.

Bei rein deviatorischer und isotroper zyklischer *Entlastung*, nimmt der Betrag der plastischen Verformungen ebenfalls mit steigender Zyklanzahl zu, Bild 6.18. Der Betrag der elastischen Dehnungen ist hingegen nicht von Beginn an konstant, er nimmt im Laufe der zyklischen Belastung ab, bis er nach ca. 20 Zyklen einen annähernd konstanten Wert erreicht.

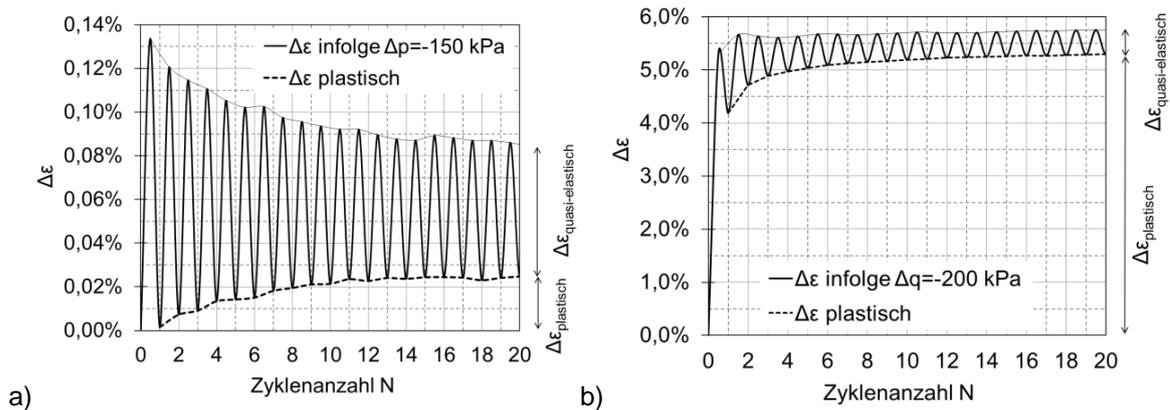


Bild 6.18: Verformungsakkumulation infolge 20 Entlastungszyklen bei dichter Lagerung, ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand (I) bei dichter Lagerung:  
a)  $\Delta p = -150 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta q = -200 \text{ kPa}$

Bei lockerer Lagerung kann dieser Feststellung nicht gemacht werden, hier bleiben die elastischen Dehnungen fast von Beginn an konstant, siehe Anhang B.14a und B.16a.

### 6.2.3 Einfluss der Amplitudengröße

Bild 6.19 zeigt die Akkumulation der Gesamtdehnungen über die Zyklanzahl für zwei unterschiedliche Amplitudengrößen für rein deviatorische Spannungszyklen bei dichter Ausgangslagerung.

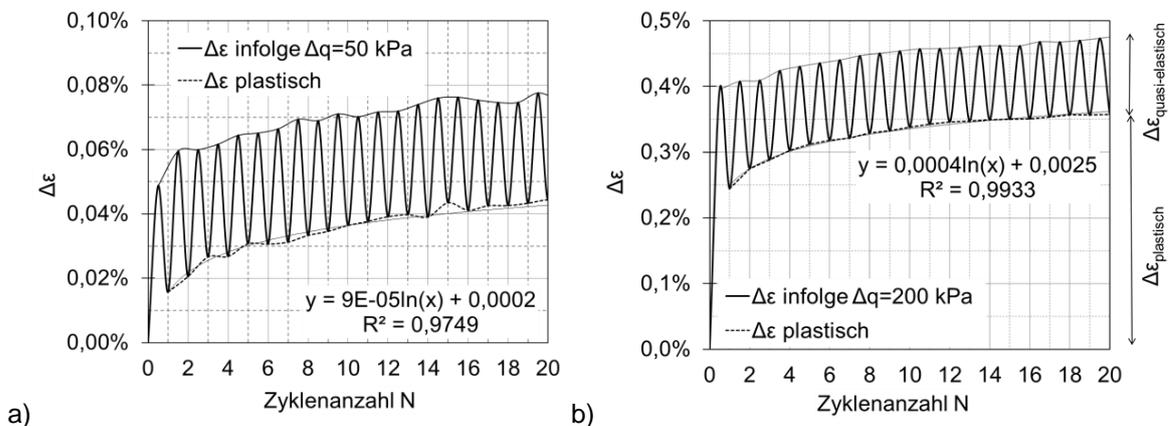


Bild 6.19: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen, Ausgangsspannungszustand I,  $I_D \approx 0,75$ , a)  $\Delta q = +50 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta q = +200 \text{ kPa}$

Erwartungsgemäß sind die Verformungen umso größer, je größer die Spannungsamplitude ist. Die plastischen Verformungen nach 20 Zyklen sind bei einer Vervielfachung der deviatorischen Spannungsamplitude von 50 kPa auf 200 kPa in etwa 8mal so groß (0,35 % statt 0,045 %). Der Einfluss der Amplitudengröße ist also bei rein deviatorischer Beanspruchung überproportional. Die aus den Versuchskurven ermittelten logarithmischen Kurven zeigen zudem, dass mit der Zunahme der Spannungsamplitude auch der Dehnungszuwachsrate steigt. In dem in Bild 6.19 dargestellten Beispiel kommt es bei einer Vervielfachung der deviatorischen Spannungsamplitude zu einer Vervielfachung der Dehnungszuwachsrate (von 0,000095 auf 0,0004).

Bei isotropen Spannungszyklen ist der Verformungszuwachs nach wenigen Zyklen abgeklungen, Bild 6.20.

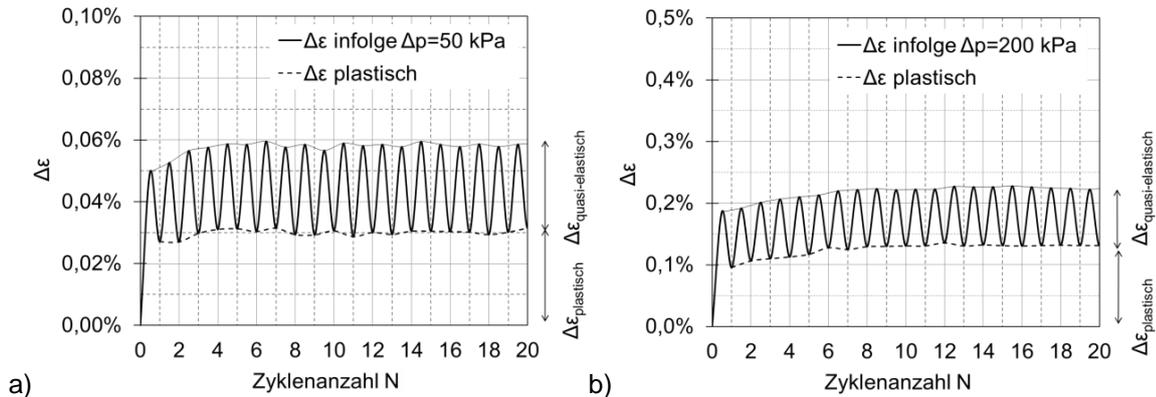


Bild 6.20: Verformungsakkumulation infolge 20 isotroper Belastungszyklen bei dichter Lagerung, Ausgangsspannungszustand I,  $I_D \approx 0,75$ , a)  $\Delta p = +50 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta p = +200 \text{ kPa}$

Nach 20 Zyklen sind die bleibenden Verformungen bei einer Vervielfachung der isotropen Spannungsamplitude von 50 kPa auf 200 kPa in etwa viermal so groß (0,13 % statt 0,03 %). Die Dehnung ist also bei isotroper Beanspruchung für den untersuchten Spannungsbereich proportional zum Betrag der Amplitude. Dieselben Beobachtungen können auch bei einer Vervielfachung der Spannungsamplitude bei lockerer Lagerung gemacht werden, siehe Anhang B.2a/B.4a und B.6a/B8.a.

#### 6.2.4 Einfluss der Belastungsrichtung

Bei der Untersuchung des Einflusses der Belastungsrichtung auf den Verlauf und die Größe der plastischen Verformungen ist zu beachten, dass ein Vergleich der Verformungen infolge von Spannungszyklen  $\|\Delta q\| = \|\Delta p\| = 50 \text{ kPa}$  nicht zielführend, da die Roscoeschen Invarianten nicht isomorph sind, vgl. Abschnitt 2.2.1. So ergibt beispielsweise eine rein isotrope zyklische Belastung mit  $\Delta p = 50 \text{ kPa}$  gemäß Gleichungen (2.1), (2.2) und (2.22) eine Spannungsamplitude von  $\Delta \sigma = 86,6 \text{ kPa}$ . Dies entspricht bei rein deviatorischen Spannungszyklen einer Amplitude von  $\Delta q = 106,6 \text{ kPa}$ .

Bild 6.21 zeigt zwei Versuche mit einer betragsmäßig gleicher Spannungsamplitude von  $\Delta \sigma = 86,6 \text{ kPa}$ , aufgebracht in unterschiedliche Richtungen.

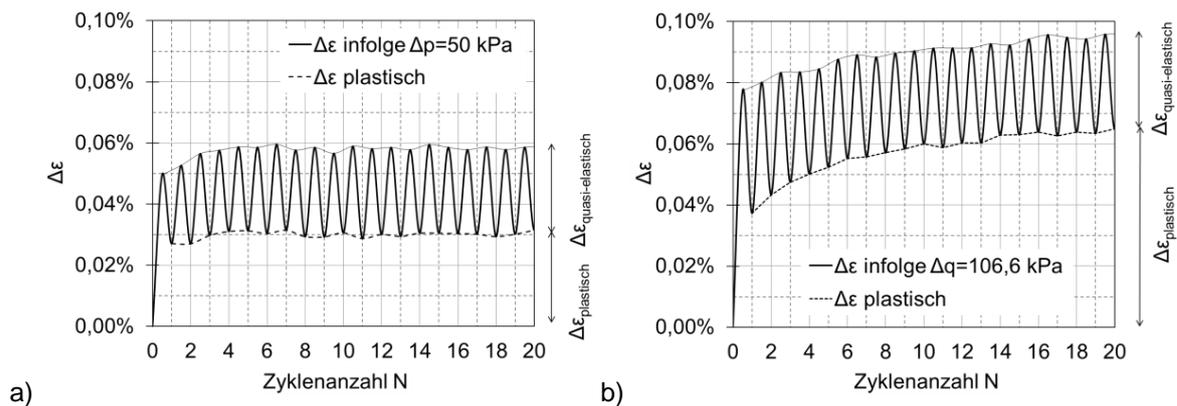


Bild 6.21: Verformungsakkumulation bei dichter Lagerung infolge 20 Spannungszyklen mit konstantem Betrag  $\Delta\sigma = 86,6$  kPa nach Gleichung (2.22), Ausgangsspannungszustand I bei Belastungsrichtungen: a)  $\alpha_\sigma = 35^\circ$ , b)  $\alpha_\sigma = 125^\circ$

Bei gleicher Amplitude  $\Delta\sigma = 86,6$  kPa nach Gleichung (2.22) ist sowohl die Zunahme der Verformungen als auch die Gesamtdehnung nach 20 Zyklen bei rein deviatorischer Belastung (Bild 6.21b) größer als bei isotropen Spannungszyklen. Dies gilt auch für die quasi-elastischen Dehnungen, wobei hier der Unterschied nicht so deutlich ausfällt.

Die Untersuchung des Einflusses einer Vorzeichenänderung durch deviatorische Be- und Entlastungszyklen mit gleichem Betrag zeigt, dass die bleibenden Verformungen – ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand – bei Belastungszyklen ( $\Delta q > 0$ ) geringer als bei Entlastungszyklen ( $\Delta q < 0$ ) sind, Bild 6.22.

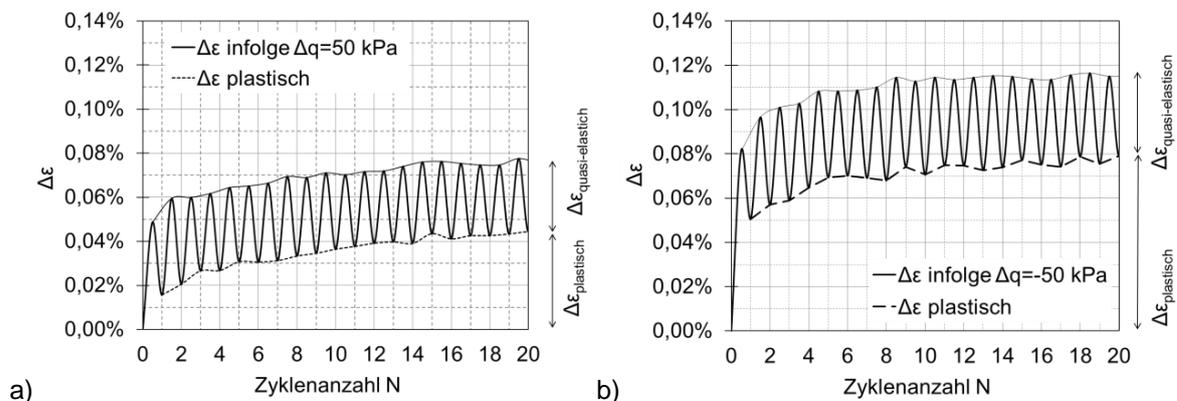


Bild 6.22: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Spannungszyklen, Ausgangsspannungszustand I und dichter Lagerung: a)  $\Delta q = +50$  kPa, b)  $\Delta q = -50$  kPa

So beträgt die bleibende Dehnung nach 20 Belastungszyklen ca.  $\Delta\epsilon_{\text{plastisch, } \alpha_\sigma=125^\circ} \approx 0,045$  % und ist nach 20 Entlastungszyklen mit  $\Delta\epsilon_{\text{plastisch, } \alpha_\sigma=305^\circ} \approx 0,075$  % fast doppelt so groß. Dies kann möglicherweise dadurch erklärt werden, dass sich ein Spannungsausgangspunkt auf der isotropen Achse näher an der Grenzgeraden im Extensions- als im Kompressionsbereich befindet (vgl. auch Bild 2.3). Der Einfluss des Vorzeichens der deviatorischen Belastung auf die Größe der quasi-elastischen Dehnungsanteile erscheint hingegen gering,  $\Delta\epsilon_{\text{elastisch, } \alpha_\sigma=125^\circ} \approx 0,045$  %  $\approx \Delta\epsilon_{\text{elastisch, } \alpha_\sigma=305^\circ} \approx 0,04$  %. Auch für lockere Lagerung können dieselben Beobachtungen gemacht werden, siehe Anhang B.6a/B8a und B.10a/B.12a.

Anders stellt sich die Akkumulation beim Vergleich von isotropen Spannungszyklen mit unterschiedlichem Vorzeichen dar, Bild 6.23.

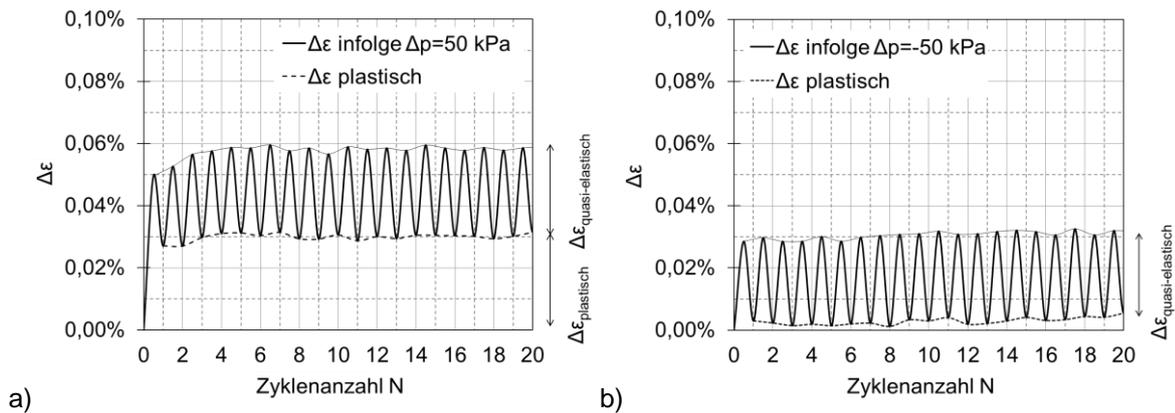


Bild 6.23: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Spannungszyklen, Ausgangsspannungszustand I und dichter Lagerung: a)  $\Delta p = +50 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta p = -50 \text{ kPa}$

Durch die größere bleibende Verformung nach der ersten Entlastung bei positiver isotroper Spannungsamplitude ( $\Delta p > 0$ ) in Bild 6.23a ergeben sich insgesamt größere Verformungen nach 20 Spannungszyklen als bei negativer isotroper Spannungsamplitude ( $\Delta p < 0$ ). Die quasi-elastischen Dehnungsanteile unterscheiden sich nicht voneinander. Der Akkumulationsverlauf klingt bei positiver Spannungsamplitude etwas später ab als bei den Entlastungszyklen.

### 6.2.5 Einfluss des mittleren Drucks

Der Einfluss des mittleren Drucks auf die Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Beanspruchung ist in Bild 6.24 exemplarisch für zwei isotrope Ausgangsspannungszustände dargestellt.

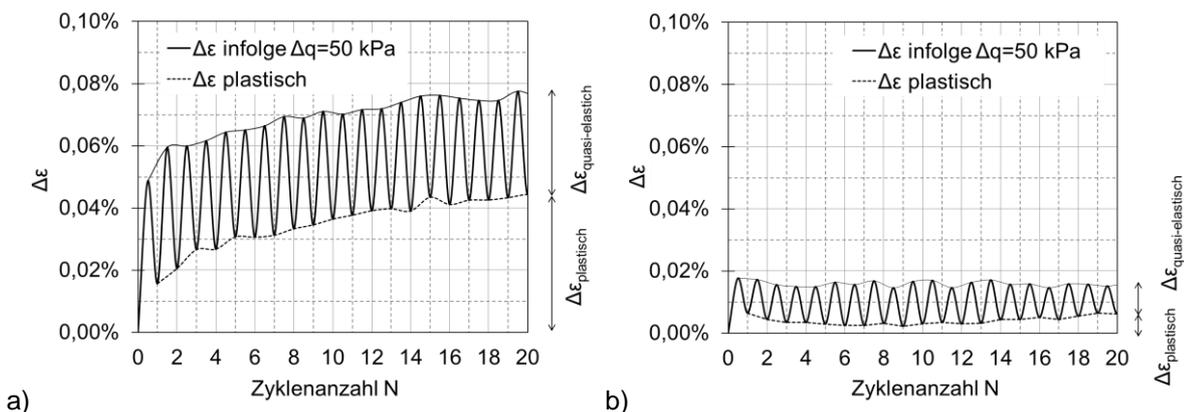


Bild 6.24: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Spannungszyklen  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  von zwei isotropen Ausgangsspannungszuständen und dichter Lagerung: a)  $p = 200 \text{ kPa}$ , b)  $p = 500 \text{ kPa}$

Bei gleicher Amplitudengröße nehmen die elastischen und die plastischen Verformungen mit größer werdendem mittleren Druck erwartungsgemäß ab. Während sich die elastischen Dehnungsanteile bei einer Erhöhung des mittleren Drucks um den Faktor 2,5 (von 200 kPa auf 500 kPa) in etwa halbieren, ist der Einfluss auf die plastischen Verformungsanteile viel größer; hier betragen die bleibenden Verformungen bei dem höheren mittleren Druck nur etwa ein Neuntel.

### 6.2.6 Einfluss des Spannungsverhältnisses

Es werden an den Ausgangsspannungszuständen A und I (siehe Bild 6.1) mit unterschiedlichen Spannungsverhältnissen deviatorische Spannungsamplituden aufgebracht und die Verformungszunahme in Abhängigkeit von der Zyklusanzahl dargestellt, Bild 6.25.

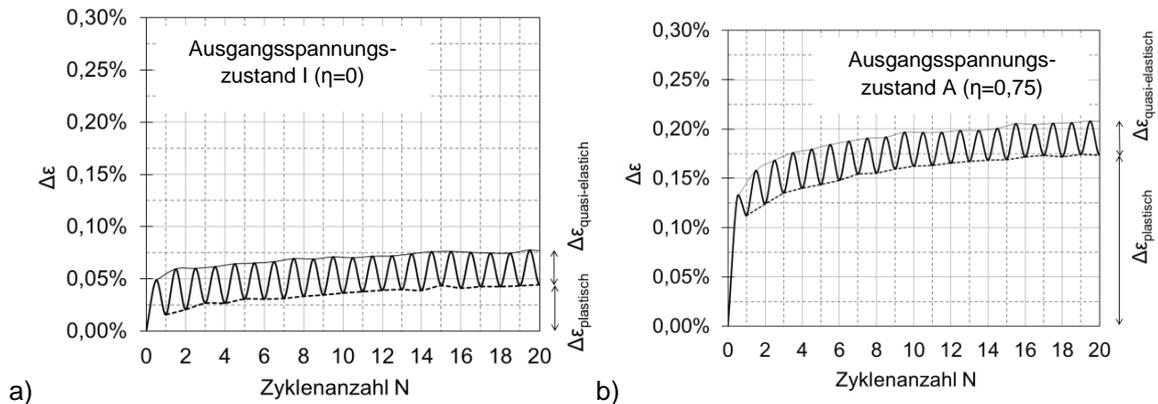


Bild 6.25: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = 50$  kPa, ausgehend von einem a) isotropen und b) anisotropen Ausgangsspannungszustand bei jeweils dichter Lagerung

Der Betrag der Gesamtverformung bei Punkt A (Bild 6.25b) nach 20 Zyklen ist fast viermal so groß wie bei Punkt I. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der im Kompressionsbereich liegende Spannungsausgangspunkt A näher an der Grenzgeraden liegt (vgl. auch Bild 6.1a) und es dann deutlich später zu einer Beruhigung des Verformungszuwachses kommt.

### 6.2.7 Einfluss der Lagerungsdichte

Bild 6.26 und Bild 6.27 zeigen die Akkumulation der Dehnungen für zwei Lagerungsdichten für rein deviatorische und rein isotrope Spannungszyklen.

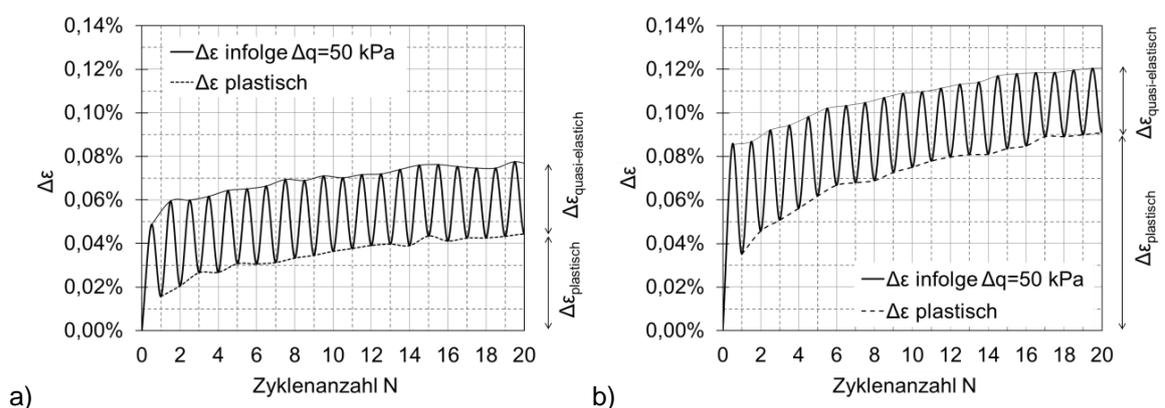


Bild 6.26: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = 50$  kPa, ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand I: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

Erwartungsgemäß sind die bleibenden Dehnungen nach 20 Zyklen bei einer geringeren Ausgangslagerungsdichte bei beiden Belastungsrichtungen größer als bei einer höheren Ausgangslagerungsdichte. Bei isotropen Spannungszyklen ist dieser Unterschied weniger ausgeprägt, Bild 6.27. Der Betrag der quasi-elastischen Dehnungen ist jeweils unabhängig von der Lagerungsdichte.

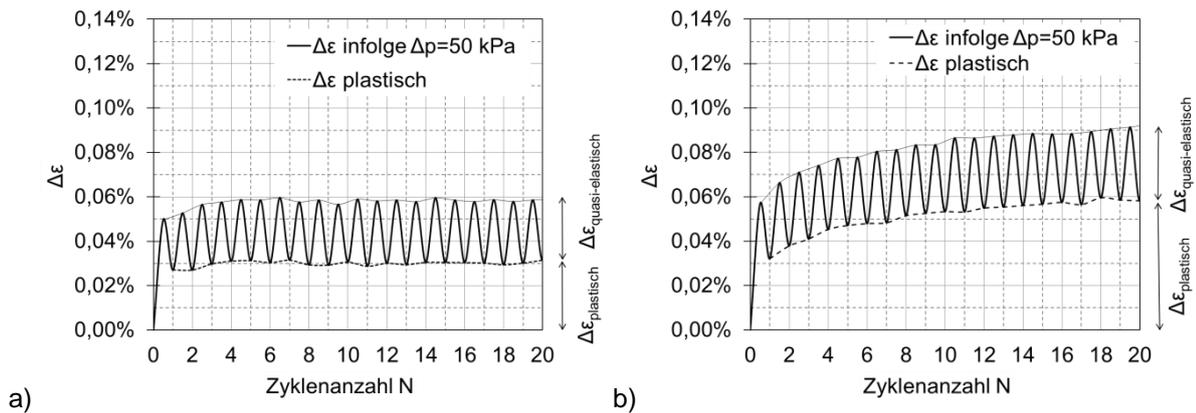


Bild 6.27: Verformungsakkumulation infolge 20 rein isotroper Belastungszyklen  $\Delta p = 50 \text{ kPa}$ , ausgehend von einem isotropen Ausgangsspannungszustand I: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

Der Einfluss der Lagerungsdichte macht sich bei einem größeren Ausgangsspannungsverhältnis stärker bemerkbar, Bild 6.28.

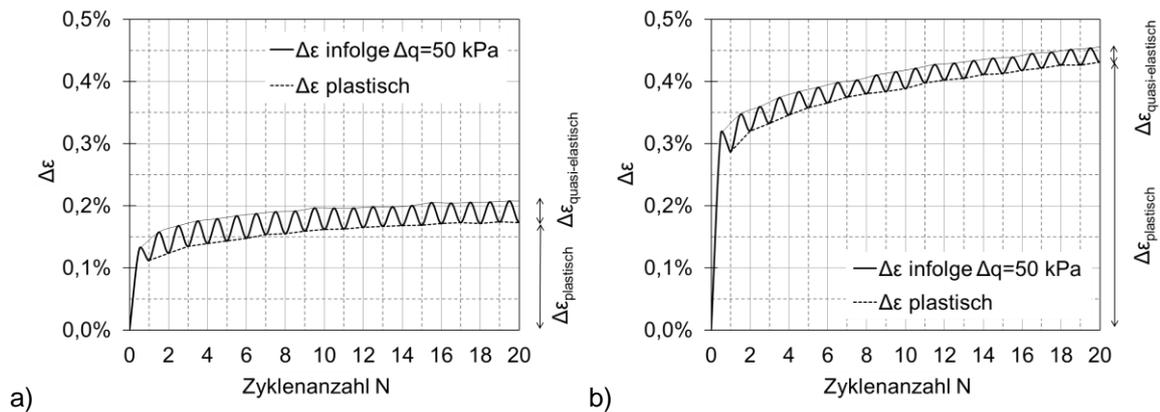


Bild 6.28: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$ , ausgehend vom anisotropen Ausgangsspannungszustand (A): a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

Die quasi-elastischen Dehnungsanteile sind annähernd gleich groß und unabhängig von der Lagerungsdichte.

### 6.2.8 Einfluss einer Vorbelastung

Bild 6.29 zeigt den Verlauf der Verformungsakkumulation bei 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  ohne, mit monotoner isotroper und mit niederzyklischer Vorbelastung. Man erkennt einen deutlichen Einfluss der Vorbelastung auf die Verformungsakkumulation, die in den Fällen mit Vorbelastung in Bild 6.29b und c sehr schnell abklingt. Bereits zu Beginn des Versuchs liegt nahezu vollständig quasi-elastisches Materialverhalten vor.

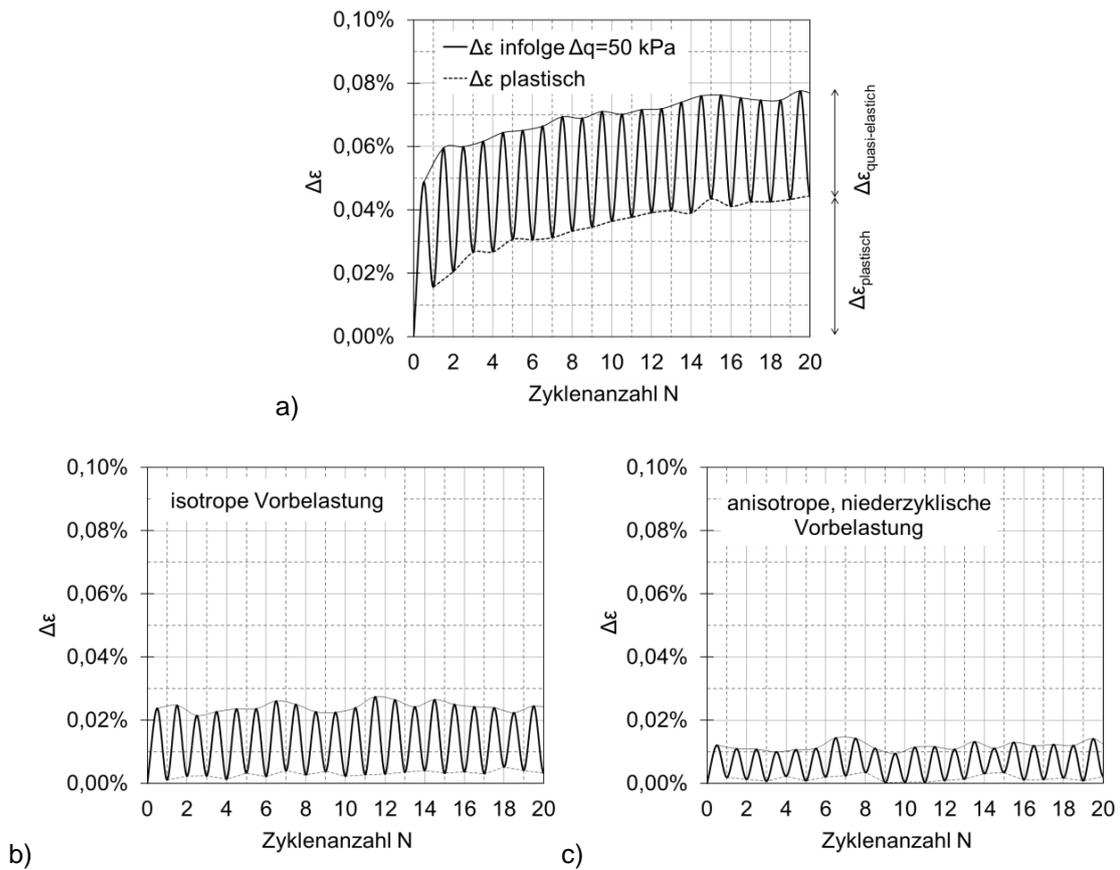


Bild 6.29: Verformungsakkumulation infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$ , Ausgangsspannungszustand I, dichte Lagerung: a) ohne Vorbelastung, b) mit monotoner isotroper Vorbelastung bis  $\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$ , c) mit niederzyklischer Vorbelastung (40 deviatorische Spannungszyklen  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  bei Punkt A)

Grundsätzlich führt im betrachteten Versuch die anisotrope, niederzyklische Vorbelastung zu geringeren quasi-elastischen Dehnungsanteilen.

## 6.3 Versuche mit niederzyklischer Belastung zur Untersuchung der quasi-elastischen Verformungsanteile

### 6.3.1 Versuchsprogramm und -durchführung

Die bei der Untersuchung der quasi-elastischen Dehnungsanteile betrachteten Spannungsausgangspunkte sind in Bild 6.30 dargestellt.

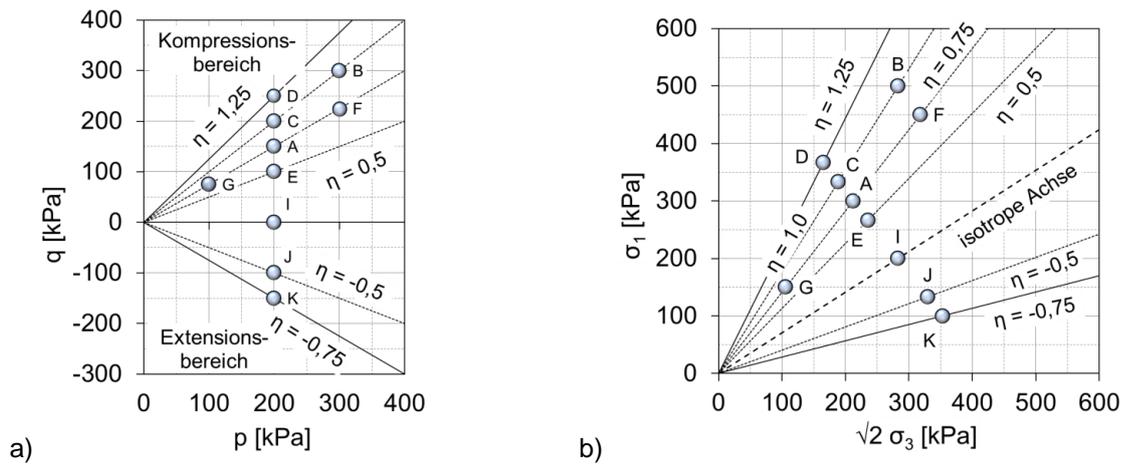
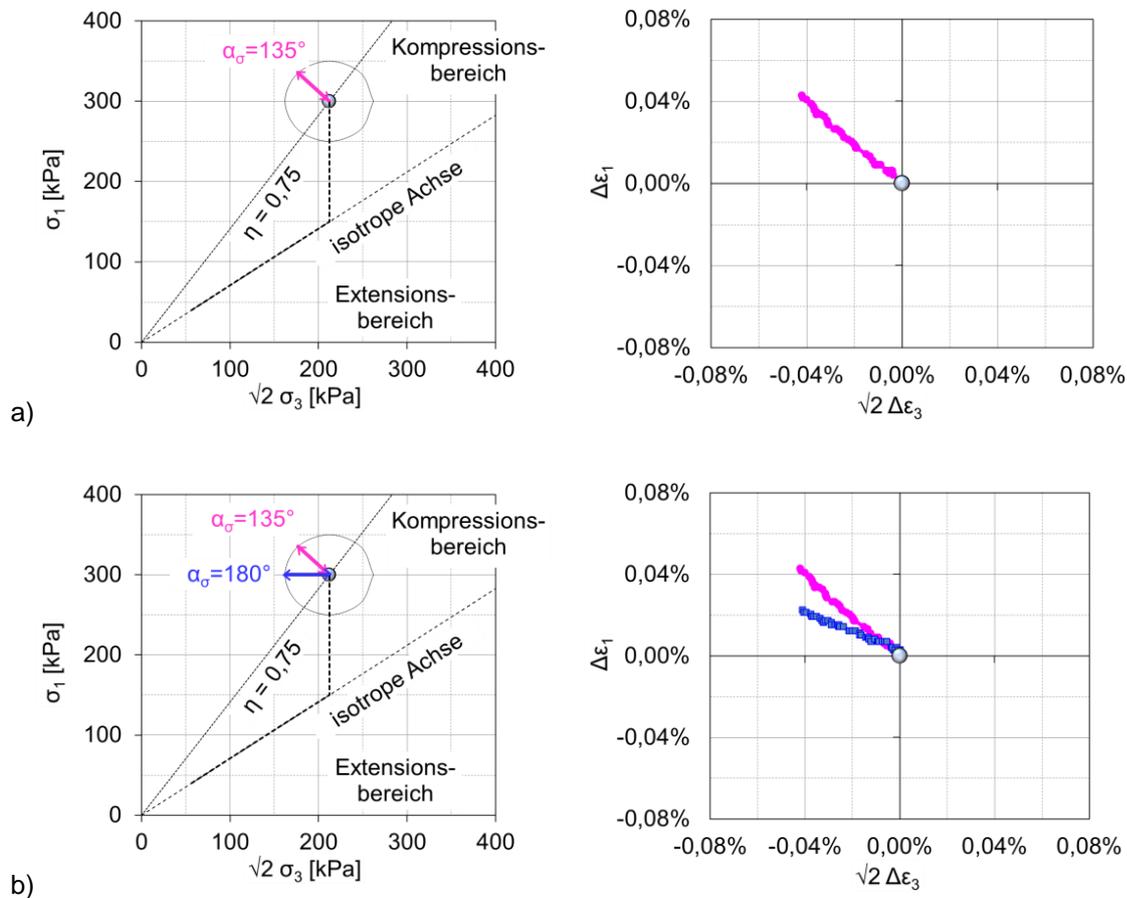


Bild 6.30: Ausgangsspannungszustände a) in der  $p$ - $q$ -Ebene, b) in der Rendulic-Ebene

Wie in Abschnitt 6.1 wird auf die Darstellung mit Antwortellipsen zurückgegriffen. Es werden Spannungszyklen mit einer betragsmäßig gleichbleibenden Spannungsamplitude  $\Delta\sigma$  zunächst in eine Richtung  $\alpha_\sigma$  aufgebracht. Dieser Zyklus wird so oft wiederholt (Bild 6.31a), bis die gemessenen Dehnungen praktisch reversibel bzw. quasi-elastisch sind. In Abschnitt 6.2 konnte gezeigt werden, dass dies – je nach Belastungsrichtung – bereits nach einer geringen Anzahl von Zyklen der Fall ist.



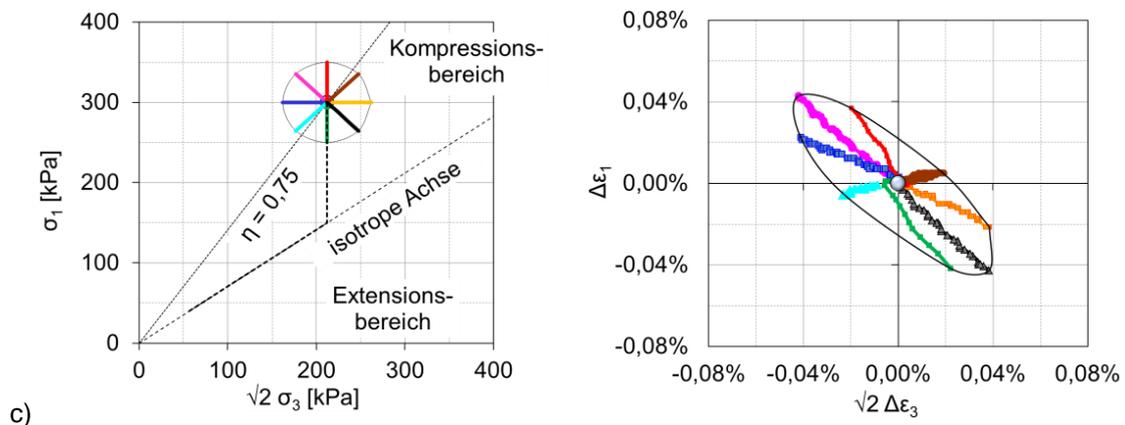


Bild 6.31: Beispielhafte Darstellung des Versuchsablaufs zur Bestimmung der quasi-elastischen Verformungsanteile und Darstellung als Antwortellipse

Nach Erreichen eines quasi-elastischen Verformungszustandes werden an derselben Bodenprobe Spannungszyklen mit dem betragsmäßig gleichen Spannungszinkrement in eine andere Richtung aufgebracht (Bild 6.31b), bis schließlich das Verhalten in diese – zweite – Belastungsrichtung wiederum quasi-elastisch ist. Dies wird an derselben Bodenprobe jeweils so oft wiederholt, bis die gewünschte Anzahl an Richtungen erreicht ist. Ausgewertet und grafisch dargestellt werden abschließend nur die quasi-elastischen Verformungsanteile während des jeweils letzten Zyklus. Bei jedem Versuch werden mindestens acht verschiedene Spannungspfade pro Ausgangspunkt untersucht. Tabelle 6.3 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche.

Tabelle 6.3: Durchgeführte Triaxialversuche mit niederzyklischer Belastung zur Untersuchung der quasi-elastischen Dehnungsanteile

		Spannungsausgangspunkte								
		A		I		J		F		
Lage im Spannungsraum	<b>p</b>	200 kPa		200 kPa		200 kPa		300 kPa		
	<b>q</b>	150 kPa		0 kPa		-100 kPa		225 kPa		
	<b><math>\eta</math></b>	0,75		-		-0,5		0,75		
	<b><math>\sqrt{2} \sigma_3</math></b>	212,1 kPa		283 kPa		330 kPa		318 kPa		
	<b><math>\sigma_1</math></b>	300 kPa		200 kPa		133 kPa		450 kPa		
Ausgangslagerungsdichte	<b><math>I_{d,0}</math></b>	0,75	0,3	0,75	0,3	0,75	0,3	0,75	0,3	
untersuchte Spannungspfade	<b><math>\alpha_\sigma</math></b>	0°	x	x	x		x		x	
		35°	x	x	x		x		x	x
		45°	x	x	x		x		x	
		90°	x	x	x		x		x	x
		135°	x	x	x		x		x	
		180°	x	x	x		x		x	
		215°	x	x	x		x		x	x
		225°	x	x	x		x		x	
		270°	x	x	x		x		x	
		315°	x	x	x		x		x	

Untersucht wird der Einfluss

- der Zyklanzahl (Abschnitt 6.3.2),
- der Amplitudengröße (Abschnitt 6.3.3),
- der Belastungsrichtung (Abschnitt 6.3.4),
- des mittleren Drucks (Abschnitt 6.3.5),
- des Spannungsverhältnisses (Abschnitt 6.3.6),
- der Lagerungsdichte (Abschnitt 6.3.7) und
- einer Vorbelastung (Abschnitt 6.3.8)

auf die quasi-elastischen Dehnungsanteile.

### 6.3.2 Einfluss der Zyklanzahl

Aus den in Abschnitt 6.2 dokumentierten Versuchen geht hervor, dass diese bereits nach wenigen Zyklen weitestgehend konstant und damit unabhängig von der Zyklanzahl sind.

### 6.3.3 Einfluss der Amplitudengröße

Bild 6.32 zeigt beispielhaft die quasi-elastischen Antwortellipsen am Punkt A, ausgewertet für vier verschiedene Spannungsinkrementgrößen zwischen  $\Delta\sigma = 20 \dots 50$  kPa.

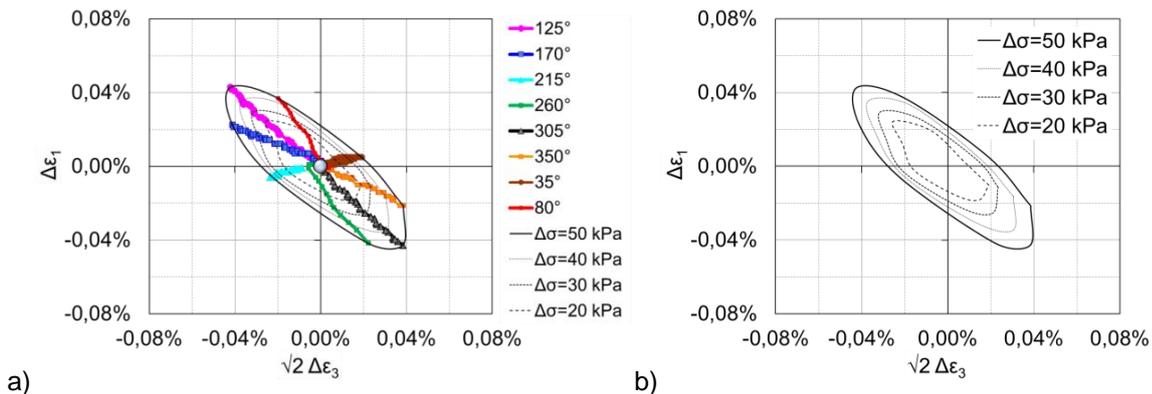
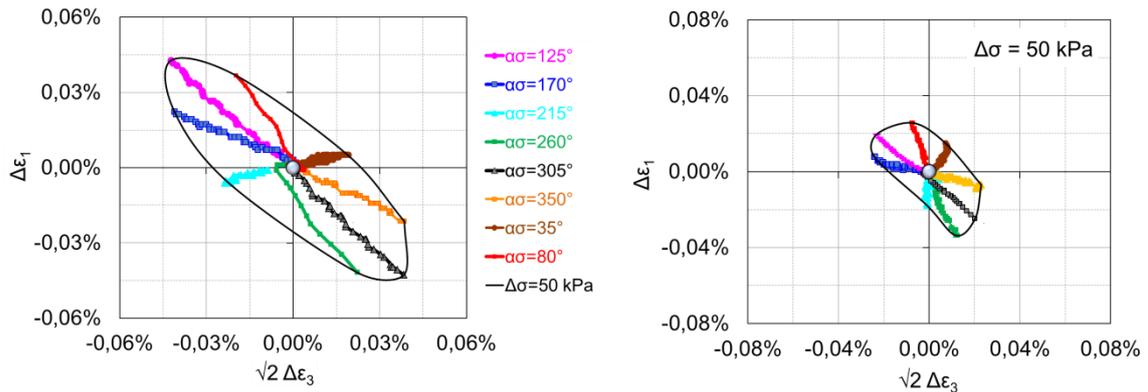


Bild 6.32: Quasi-elastische Antwortellipsen für verschiedene Spannungsinkremente am Beispiel des Spannungsausgangspunktes A: a) mit Darstellung der Dehnungsantworten, b) ohne Darstellung der Dehnungsantworten

Erwartungsgemäß sind die quasi-elastischen Verformungen umso größer, je größer die aufgebrachte Spannungsamplitude ist. Man erkennt, dass die vier dargestellten Ellipsen zueinander ähnlich sind und in etwa denselben Abstand zueinander haben. Dies deutet auf einen annähernd linearen Zusammenhang zwischen der Spannungsamplitude und den quasi-elastischen Verformungen bzw. auf eine konstante quasi-elastische Steifigkeit für den untersuchten Spannungs-Dehnungsbereich hin.

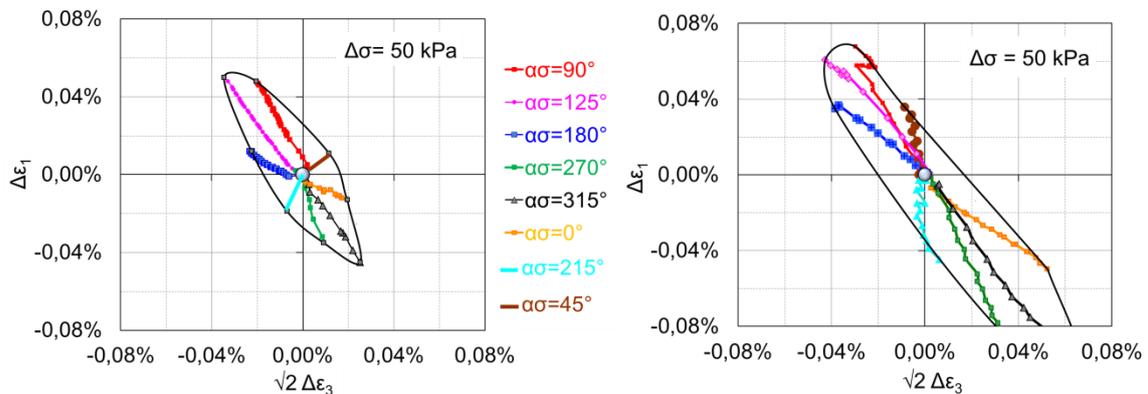
### 6.3.4 Einfluss der Belastungsrichtung

Bild 6.33 zeigt die Antwortellipsen an den vier ausgewählten Spannungsausgangspunkten A, F, I und J.



a) Punkt A

b) Punkt F



c) Punkt I

d) Punkt J

Bild 6.33: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen,  $I_D \approx 0,75$ , Spannungsamplitude  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$ : a) Punkt A, b) Punkt F, c) Punkt I, d) Punkt J

Mit Ausnahme des im Extensionsbereich liegenden Punktes J haben alle in Bild 6.33 dargestellten quasi-elastischen Antworthüllenden durchweg die Form einer annähernd symmetrischen Ellipse. Vergleicht man beispielsweise die quasi-elastischen Steifigkeiten bzw. Moduln  $E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon$  für triaxiale Kompression ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) und triaxiale Extension ( $\alpha_\sigma = 270^\circ$ ) miteinander, zeigt sich, dass diese für positive Spannungsverhältnisse annähernd gleich sind, Bild 6.34..

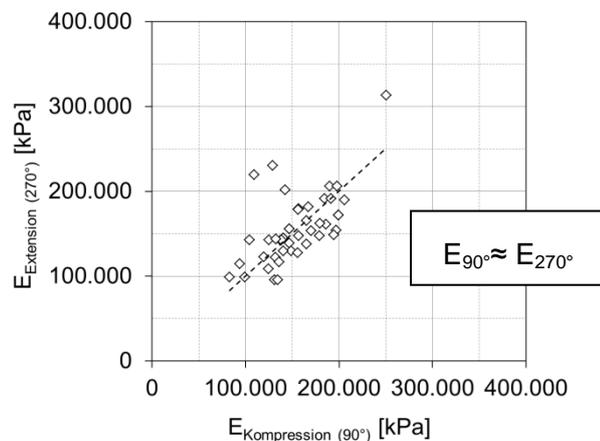


Bild 6.34: Gegenüberstellung der quasi-elastischen Moduln für triaxiale Kompression und Extension bei dichter Lagerung und positiven Spannungsverhältnissen  $\eta > 0$

Aus Bild 6.33 geht außerdem hervor, dass die betragsmäßig größten Dehnungen für die Belastungsrichtungen  $\alpha_\sigma = 125^\circ \dots 135^\circ$  und  $\alpha_\sigma = 305^\circ \dots 315^\circ$  (deviatorische Be- und Entlastung) auftreten. Diese Richtungen stellen damit die Hauptachse der Ellipse dar. Die betragsmäßig kleinsten Dehnungen treten bei den Spannungspfadrichtungen  $\alpha_\sigma = 35^\circ \dots 45^\circ$  und  $\alpha_\sigma = 215^\circ \dots 225^\circ$  (isotrope Be- und Entlastung) auf. Damit werden die bereits in Abschnitt 6.2 gemachten Beobachtungen bestätigt.

Die an Punkt J ermittelten Dehnungsantworten infolge der Spannungspfade, die in Richtung der Grenzgerade im Extensionsbereich zeigen ( $\alpha_\sigma = 270^\circ, 315^\circ$  und  $0^\circ$ ), sind größer als die, die bei Punkt J eine Entlastung darstellen. Die geringere Steifigkeit bei diesen Belastungsrichtungen führt dazu, dass die Ellipse nicht mehr ganz symmetrisch ist. Ein Grund dafür ist möglicherweise der verhältnismäßig geringe Abstand des Punktes J zu der Grenzgerade.

### 6.3.5 Einfluss des mittleren Drucks

Bild 6.35 zeigt die Antwortellipsen bei drei verschiedenen Ausspannungszuständen, die sich nur durch den mittleren Druck und nicht durch das Spannungsverhältnis unterscheiden. Pro Ausgangspunkt sind die quasi-elastischen Dehnungen infolge der Spannungsinkremente  $\Delta\sigma = 50$  kPa und  $\Delta\sigma = 25$  kPa dargestellt.

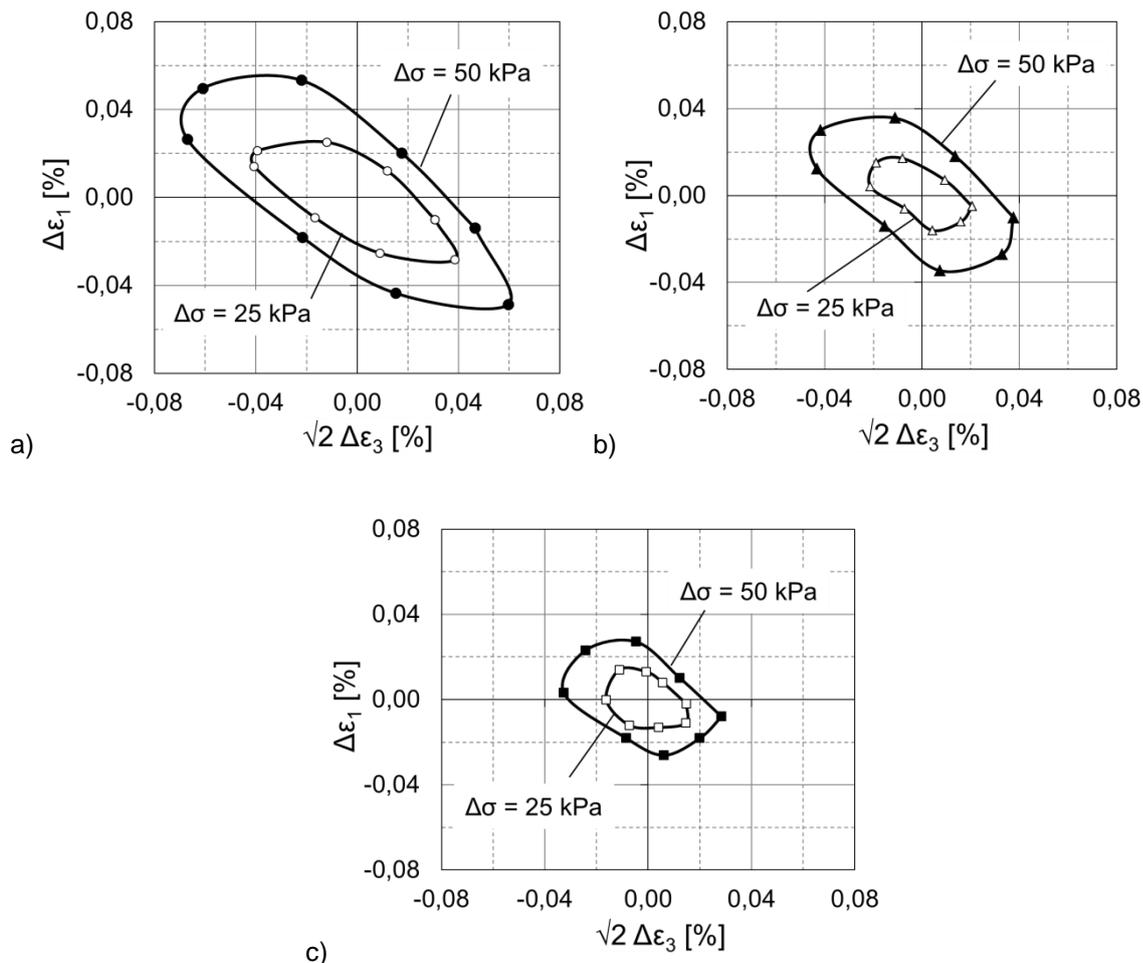


Bild 6.35: Antwortellipsen bei dichter Ausganglagerung für Punkte mit  $\eta = \text{const.} = 0,75$ :  
a) Punkt G,  $p = 100$  kPa, b) Punkt A,  $p = 200$  kPa, c) Punkt F,  $p = 300$  kPa

Die Antwortellipsen werden erwartungsgemäß mit zunehmendem mittlerem Druck kleiner, die Steifigkeit größer. Besonders deutlich wird dies bei dem direkten Vergleich der Ellipsen für ein Spannungszinkrement von  $\Delta\sigma = 50$  kPa in Bild 6.36a.

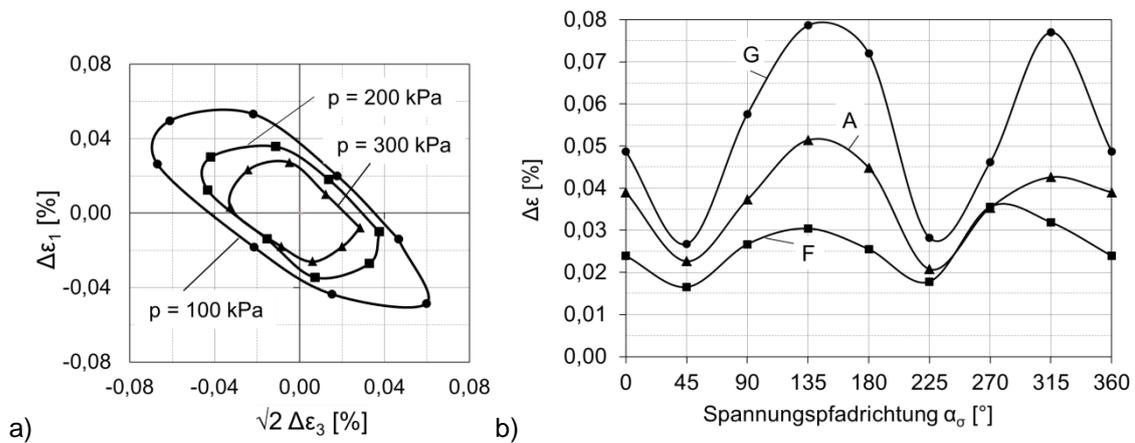


Bild 6.36: Quasi-elastische Steifigkeit infolge  $\Delta\sigma = 50$  kPa für Spannungsausgangspunkte G, A und F: a) Vergleich der Antwortellipsen im Rendulic-Diagramm, b) Vergleich der Gesamtdehnungen in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung

Die unterschiedliche Größe der Ellipsen beschreibt die Zunahme der Steifigkeit mit größer werdendem mittlerem Druck. Bild 6.36b zeigt, wie der Betrag der Gesamtdehnung von der Belastungsrichtung abhängt. Der Einfluss des mittleren Drucks auf die Steifigkeiten, die sich aus den Richtungen  $\alpha_\sigma = 45^\circ$  und  $\alpha_\sigma = 225^\circ$  (isotrope Be- und Entlastung) ergeben, ist geringer als bei deviatorischer Be- und Entlastung.

Der Zusammenhang zwischen dem mittleren Druck und dem sich bei der Belastungsrichtung  $\alpha_\sigma = 90^\circ$  (triaxiale Kompression) ergebenden quasi-elastischen Modul

$$E_v = \frac{\Delta\sigma_{\text{vertikal}}}{\Delta\epsilon_{\text{vertikal}}} = \frac{\Delta\sigma_{\text{axial}}}{\Delta\epsilon_{\text{axial}}} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\epsilon_1} \quad (6.2)$$

geht aus Bild 6.37 hervor und kann gut mit einem Potenz-Ansatz beschrieben werden. Dies gilt auch für weitere Spannungsverhältnisse, Bild 6.37b.

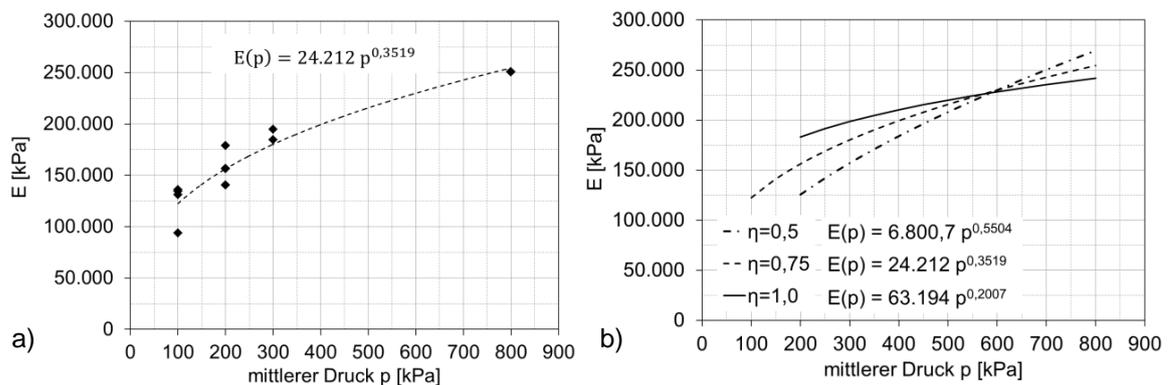


Bild 6.37: Quasi-elastischer Modul in Abhängigkeit vom mittleren Druck infolge  $\Delta\sigma = 50$  kPa,  $I_D \approx 0,75$ : a) Versuchsergebnisse für Spannungsverhältnisse  $\eta = 0,75$ , b) Ausgleichskurven für verschiedene Spannungsverhältnisse  $\eta > 0$

Offenbar wird der Einfluss des mittleren Drucks mit größer werdendem Spannungsverhältnis geringer, die Kurven werden flacher.

Die ermittelten Querdehnzahlen, die sich aus  $\nu = \frac{\Delta \epsilon_3}{\Delta \epsilon_1}$  infolge rein triaxialer Kompression ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) ergeben, liegen durchweg zwischen  $\nu_{\text{quasi-elastisch}} = 0,2 \dots 0,3$  und scheinen unabhängig vom mittleren Druck zu sein, Bild 6.38.

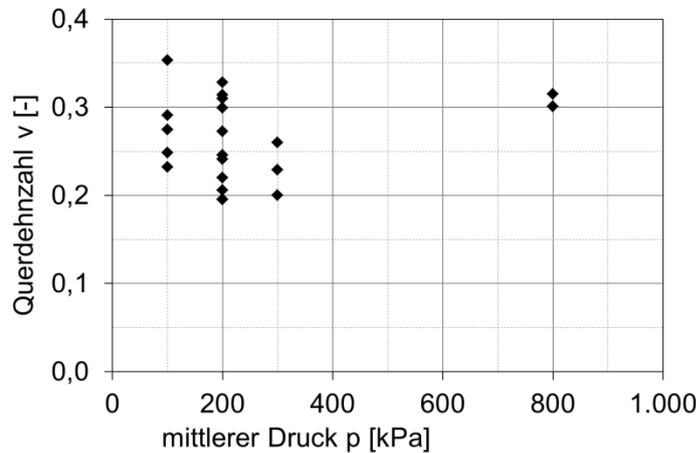


Bild 6.38: Querdehnzahl in Abhängigkeit vom mittleren Druck für Ausgangsspannungsverhältnisse  $\eta = 0,75$  infolge  $\Delta \sigma = 50 \text{ kPa}$ ,  $I_D \approx 0,75$

### 6.3.6 Einfluss des Spannungsverhältnisses

In Bild 6.39 sind quasi-elastische Antwortellipsen für ein Spannungsinkrement von  $\Delta \sigma = 50 \text{ kPa}$  bei Spannungsausgangspunkten mit unterschiedlichen Spannungsverhältnissen, aber gleichem mittleren Druck in der Rendulic- und der p-q-Ebene dargestellt. Das Bezugssystem für die Achsen der dargestellten Ellipsen geht dabei aus Bild 6.39c hervor.

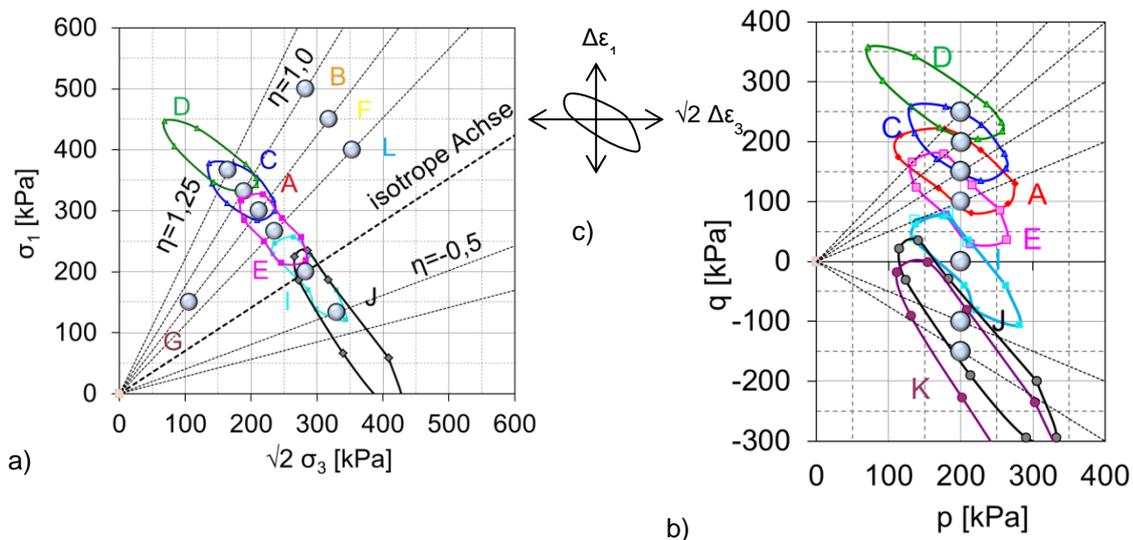


Bild 6.39: Antwortellipsen für verschiedene Spannungsverhältnisse  $\eta$  mit  $p = 200 \text{ kPa} = \text{const.}$ ;  
 a) Darstellung in der Rendulic-Ebene, b) Darstellung in der p-q-Ebene,  
 c) zugrundeliegendes Achsen bei der Darstellung der Ellipsen

Es zeigt sich, dass sich die Neigung der Ellipsenhauptachse verändert, das Spannungsverhältnis demnach einen Einfluss auf die quasi-elastische Steifigkeit hat. Dieser Zusammenhang lässt sich weiter quantifizieren, wenn man beispielsweise aus den Spannungspfaden bei  $\alpha_\sigma = 90^\circ$  bzw.  $270^\circ$  (triaxiale Kompression und Extension) sowie bei  $\alpha_\sigma = 0^\circ$  bzw.  $180^\circ$

(radiale Kompression und Extension) die horizontalen und vertikalen Moduln analog zu Gleichung (6.2) ermittelt und den Verhältnswert  $E_v/E_h$  in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis darstellt, Bild 6.40.

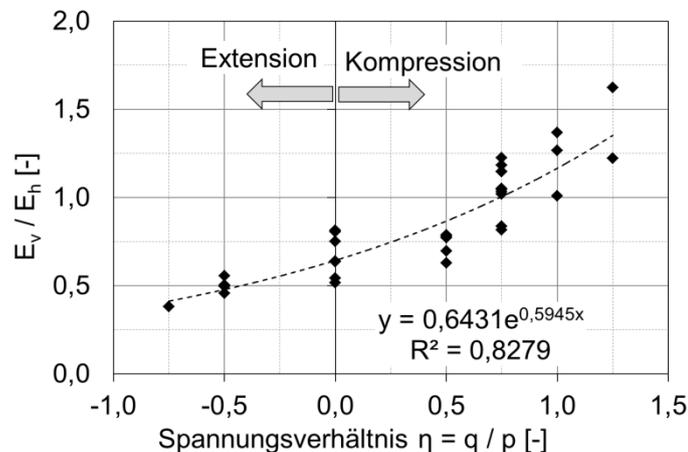


Bild 6.40: Verhältnis der quasi-elastischen Moduln  $E_v/E_h$  in Abhängigkeit vom Ausgangsspannungsverhältnis  $\eta$

Die festgestellte spannungsinduzierte Anisotropie bzw. das Verhältnis der quasi-elastischen Moduln steigt demnach mit größer werdendem Spannungsverhältnis und kann mit dem Potenz-Ansatz

$$\frac{E_v}{E_h}(\eta) = 0,6431 \cdot e^{0,5945 \cdot \eta} \quad (6.3)$$

beschrieben werden. Bei Versuchen mit kleineren Spannungs- oder Dehnungszyklen konnten z.B. von Ezaoui & Di Benedetto (2009) oder Hoque & Tatsuoka (1998) dieselben Beobachtungen gemacht werden, vgl. Abschnitte 3.4.6, Bild 3.36 und Bild 3.38. Im Übrigen zeigt eine detaillierte Betrachtung bei Bellotti, Jamiolkowski, Lo Presti, & O'Neill (1996) einen größeren Einfluss des Ausgangsspannungszustands auf die vertikale als auf die horizontale Steifigkeit.

In Bild 6.40 ist nicht nur eine spannungsinduzierte Anisotropie erkennbar, denn bei isotropen Verhältnissen ( $\eta = 0$ ) ist das Verhältnis  $E_v/E_h \neq 1$ . Demnach liegen bei einem isotropen Spannungszustand offenbar keine isotropen, sondern inhärent anisotrope, d.h. strukturbedingte Eigenschaften vor, vgl. Abschnitt 4.2. Diese inhärente Anisotropie beobachten die meisten Autoren. Von Hoque & Tatsuoka (1998) werden für fast alle untersuchten Sande bei isotropen Spannungszustand Verhältnswerte  $E_v/E_h > 1$  ermittelt (Bild 3.36), wohingegen di Benedetto (2010) auch Verhältnswerte  $E_v/E_h < 1$  und zudem eine Abhängigkeit dieses Wertes von der Probenpräparationsmethode feststellt, Bild 3.39a.

In Bild 6.41 sind die aus den Versuchen mit niederzyklischer Belastung in triaxialer Kompressionsrichtung ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) ermittelten Querdehnzahlen  $\nu$  in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis dargestellt.

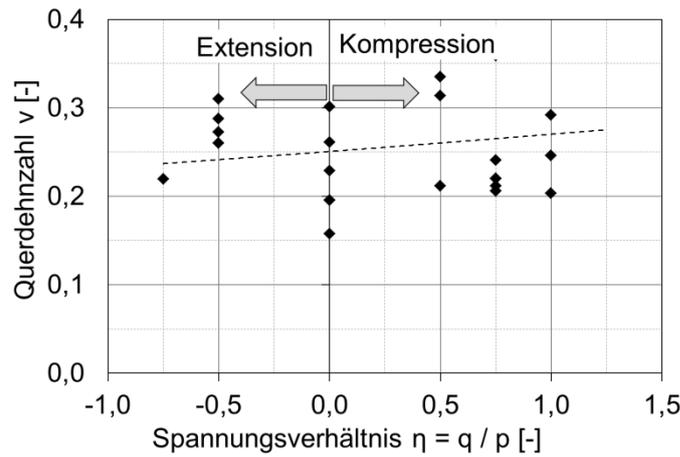


Bild 6.41: Querdehnzahl  $\nu$  in Abhängigkeit vom Ausgangsspannungsverhältnis  $\eta$  bei dichter und lockerer Lagerung

Die ermittelten Querdehnzahlen liegen im Mittel zwischen  $\nu_{\text{quasi-elastisch}} \approx 0,2 \dots 0,3$  und sind für den betrachteten Spannungs- bzw. Dehnungsbereich annähernd unabhängig vom Spannungsverhältnis und auch von der Lagerungsdichte, siehe auch Bild 6.38.

### 6.3.7 Einfluss der Lagerungsdichte

Die in Abschnitt 6.2 beschriebenen Versuche haben bereits gezeigt, dass die quasi-elastischen Dehnungsanteile annähernd unabhängig von der Ausgangslagerungsdichte sind, siehe auch Bild 6.26 und Bild 6.27. Mit dem beispielhaften Vergleich von zwei Antwortellipsen am Punkt A mit unterschiedlichen Ausgangslagerungsdichten wird diese Feststellung für die meisten Belastungsrichtungen bestätigt, Bild 6.42.

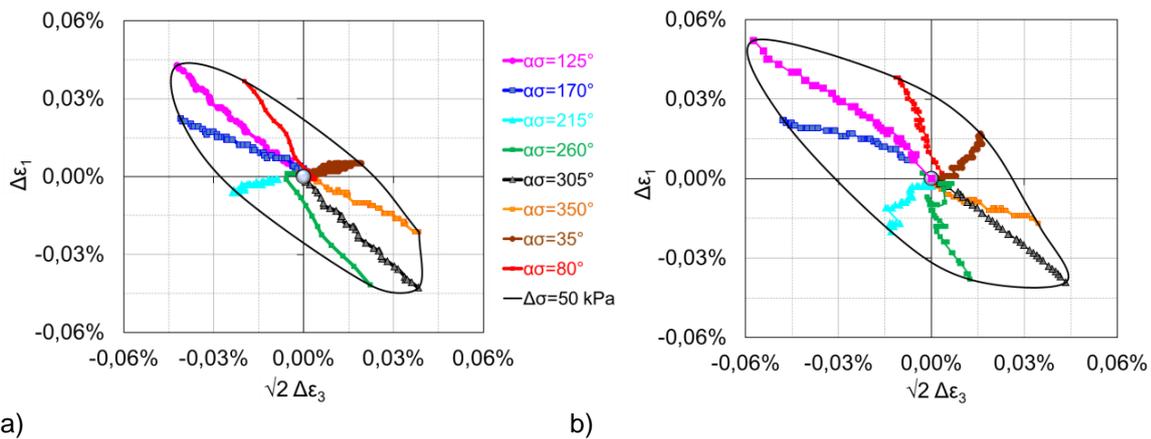


Bild 6.42: Quasi-elastische Antwortellipsen am Punkt A infolge  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$  mit unterschiedlichen Lagerungsdichten: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

Eine Ausnahme stellen im Fall von Punkt A die Belastungsrichtungen  $\alpha_\sigma = 125^\circ$  und  $\alpha_\sigma = 180^\circ$  dar, die sich insbesondere bei lockerer Lagerung sehr schnell der Grenzgeraden im Kompressionsbereich nähern (vgl. Bild 6.3) und es daher auch nach einer niederzyklischen Belastung zu einer deutlichen Verformungszunahme kommt.

### 6.3.8 Einfluss einer Vorbelastung

Der Einfluss einer niederzyklischen Vorbelastung wird untersucht, indem die Reihenfolge der aufgetragenen Spannungszyklen und die Umlaufrichtung (mit/gegen den Uhrzeigersinn) variiert werden, Bild 6.43.

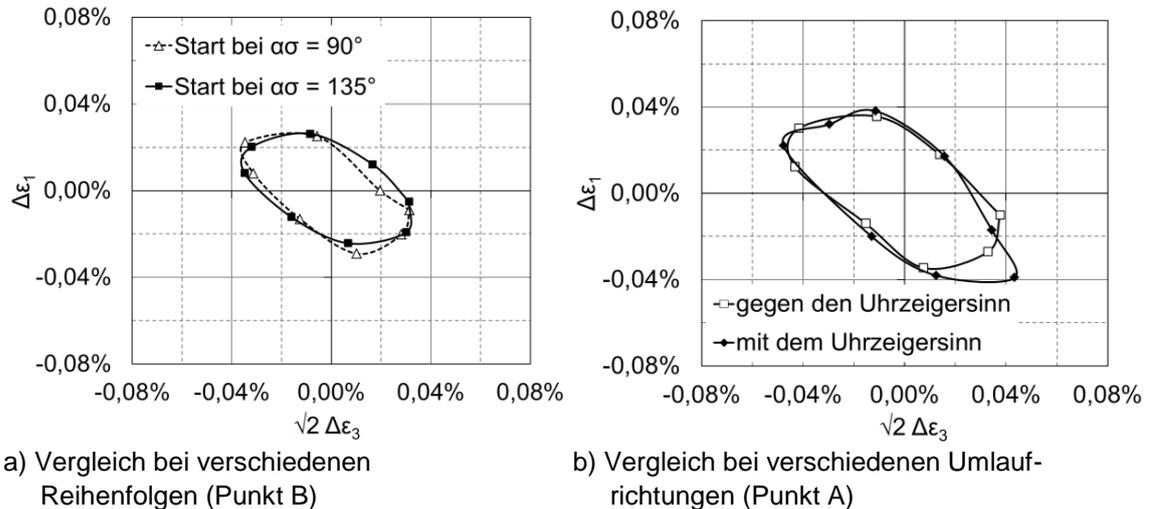


Bild 6.43: Quasi-elastische Antwortellipsen infolge  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$  mit unterschiedlichen Vorbelastungsarten

Es hat den Anschein, dass für die untersuchten Spannungsausgangspunkte und Spannungszyklen weder die Reihenfolge noch die Umlaufrichtung der aufgetragenen Spannungszyklen einen nennenswerten Einfluss auf die Dehnungsantworten bzw. die Antwortellipsen hat, Bild 6.43.

Der Einfluss einer monotonen Vorbelastung wird mit Versuchen von demselben Spannungsausgangspunkt sowohl mit als auch ohne Vorbelastung untersucht, Bild 6.44.

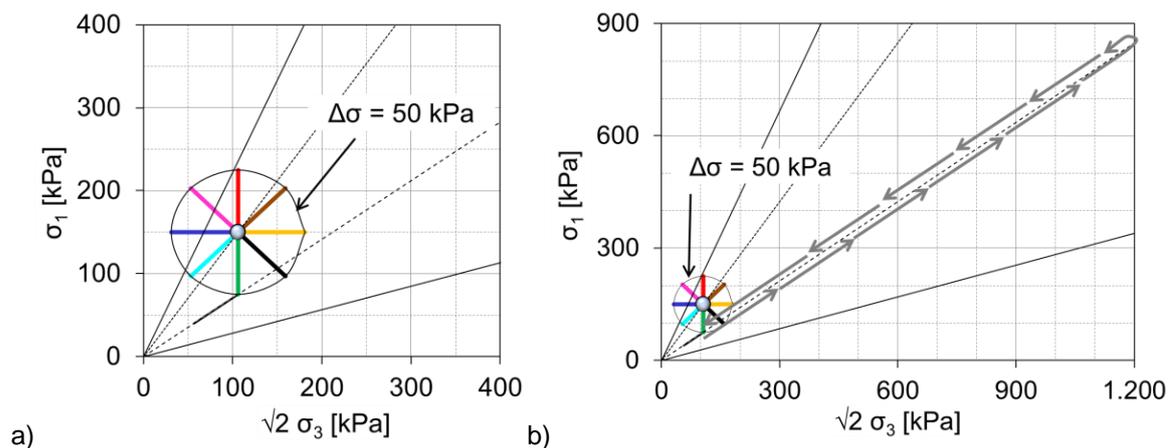


Bild 6.44: Untersuchung des Einflusses einer isotropen Vorbelastung am Punkt G: Aufbringen der Spannungszyklen: a) ohne Vorbelastung, b) mit (isotroper) Vorbelastung

Das in Bild 6.45 dargestellten Versuche zeigen, dass sich die Größe der Antwortellipse geringfügig verringert bzw. sich die Steifigkeit erhöht.

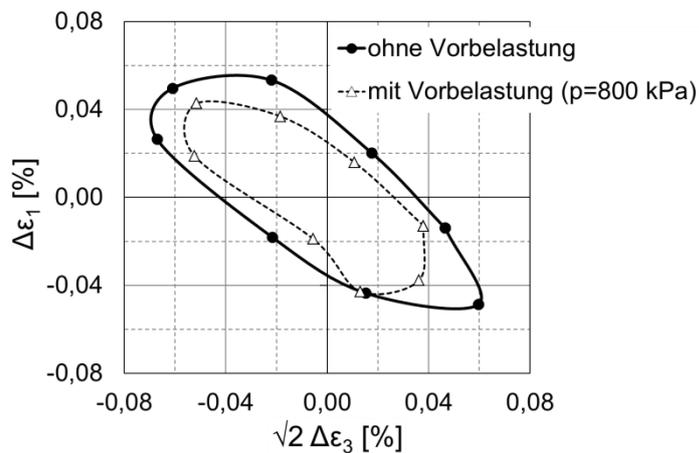


Bild 6.45: Einfluss einer isotropen Vorbelastung auf die quasi-elastische Steifigkeit

Dies deckt sich mit den bereits in Abschnitt 6.2.8 gemachten Beobachtungen. Hier zeigt sich, dass die Verringerung der quasi-elastischen Steifigkeit bei anisotroper Vorbelastung etwas ausgeprägter als bei isotroper Vorbelastung ist, Bild 6.29c.

## 6.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

In diesem letzten Abschnitt des 6. Kapitels werden die wesentlichen Erkenntnisse der Versuchsergebnisse überwiegend tabellarisch zusammengefasst.

### 6.4.1 Monotone Belastung

In Tabelle 6.4 sind die wesentlichen Erkenntnisse zusammengestellt.

Tabelle 6.4: Einflüsse auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bei monotoner Belastung

Erhöhung bzw. Veränderung...	Dehnungen
...der Belastungsrichtung $\alpha_\sigma$	Die Antwortellipsen sind fast immer symmetrisch. Bei deviatorischer Be- bzw. Entlastung treten je nach Spannungsausgangspunkt die betragsmäßig größten Dehnungen auf. Die dazugehörigen Dehnungsantworten bilden die Hauptachse der Ellipse. Bei isotroper Be- bzw. Entlastung sind die Dehnungen am geringsten.
...der Lagerungsdichte $I_D$	Die Ellipsen werden kleiner (Steifigkeit nimmt ab).
...des mittlerer Drucks $p$	Die Ellipsen werden kleiner (Steifigkeit nimmt ab).
...des Spannungsverhältnisses $\eta$	Die Ellipse ist in diejenige Richtung gestreckt, infolge dessen sich die Spannungspfade am schnellsten der Grenzgeraden nähern.

### 6.4.2 Niederzyklische Belastung

Zum Akkumulationsverhalten bei niederzyklischer Belastung sind die wesentlichen Erkenntnisse aus Abschnitt 6.2 in Bild 6.46 zusammengestellt. Hierbei werden die plastischen Verformungen der Versuchskurven mit logarithmischen Kurven der Form  $\Delta\varepsilon(N) = a \cdot \ln(N) + b$  beschrieben, bei denen der Parameter  $b$  die bleibende Verformung nach dem ersten Zyklus bzw. der ersten Entlastung darstellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind in Bild 6.46 nur die Versuche mit deviatorischen Spannungszyklen mit einem Betrag von  $|\Delta q| = 50 \text{ kPa}$  dargestellt.

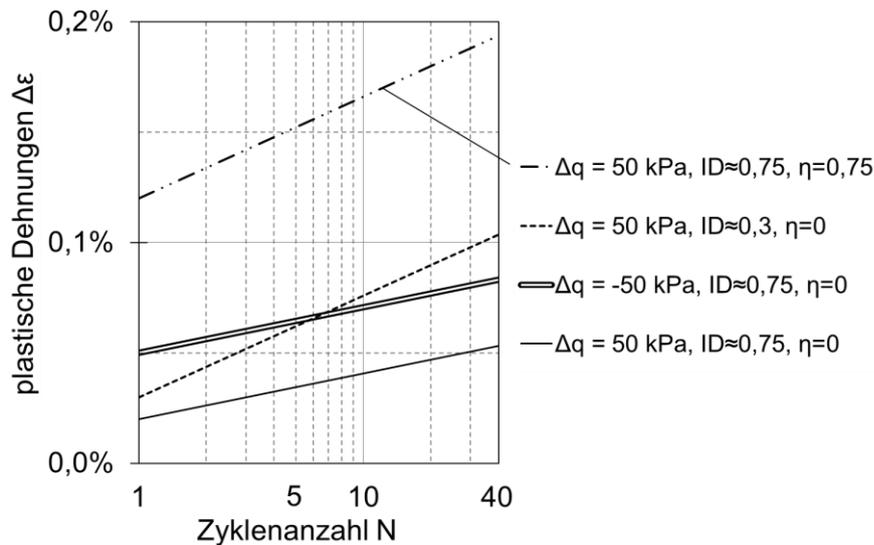


Bild 6.46: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse: Verformungsakkumulation infolge niederzyklischer deviatorischer Belastung mit  $|\Delta q| = 50 \text{ kPa}$

Aus Bild 6.46 geht der Einfluss von Zyklanzahl, Spannungsverhältnis, Belastungsrichtung und Lagerungsdichte hervor. Es ist beispielsweise zu erkennen, dass sich die Kurven bzw. Geraden für positive und negative deviatorische Spannungszyklen bei gleicher Lagerungsdichte nur durch die Verformung nach dem ersten Zyklus unterscheiden, da die Geraden annähernd parallel zueinander verlaufen und damit die weitere Verformungszunahme identisch ist. Dasselbe kann auch bei verschiedenen Lagerungsdichten festgestellt werden. Auch hier ist nur die Verformung nach dem ersten Zyklus bzw. der ersten Entlastung unterschiedlich, der weitere Anstieg der plastischen Verformung ist bei beiden Lagerungsdichten ähnlich.

Tabelle 6.5 fasst die in Abschnitten 6.2 und 6.3 untersuchten Einflüsse einer niederzyklischen Belastung auf die quasi-elastischen und plastischen Verformungsanteile zusammen.

Tabelle 6.5: Einflüsse auf die Verformungen bei niederzyklischer Beanspruchung

Erhöhung ▲ bzw. Veränderung...	Einfluss einer niederzyklischen Belastung auf...	
	...quasi-elastische Verformungsanteile $\Delta\varepsilon_{\text{quasi-elastisch}}$	...plastische Verformungsanteile $\Delta\varepsilon_{\text{plastisch}}$
	(siehe Abschnitt 6.3)	(siehe Abschnitt 6.2)
...der Zyklenzahl N	◄►	◄► bei volumetr. Belastung ▲ bei deviator. Belastung (logarithmisch)
...des Betrags der Spannungsamplitude $\Delta\sigma$	▲	▲
...der Belastungsrichtung $\alpha_\sigma$	bei deviatorischen Belastungszyklen größere Verformungen als bei isotropen Spannungszyklen	bei deviatorischen Belastungszyklen größere Gesamtverformungen $\Delta\varepsilon$ als bei isotropen Spannungszyklen
		bei deviatorischen Entlastungszyklen ( $\Delta q < 0$ ) größere Gesamtverformungen $\Delta\varepsilon$ als bei positiven deviatorischen Belastungszyklen ( $\Delta q > 0$ )
...der Lagerungsdichte $I_D$	◄►	▲
...des mittlerer Drucks p	▼	▼
...des Spannungsverhältnisses $\eta$	▲ (bis ca. p = 600 kPa) (Bild 6.37)	▲
...der Vorbelastung	▼	▼

▲: Zunahme

▼: Abnahme

◄►: gleichbleibend / kein Einfluss

## 7. Numerische Elementversuche mit ausgewählten Stoffmodellen

### 7.1 Grundlagen der Vergleichsberechnungen und Versuchsprogramm

Bei den Vergleichsberechnungen wird in allen Fällen ein rotationssymmetrisches Bodenelement betrachtet, an deren Symmetrieachsen frei verschiebbliche Lagerungsbedingungen vorhanden sind, Bild 7.1.

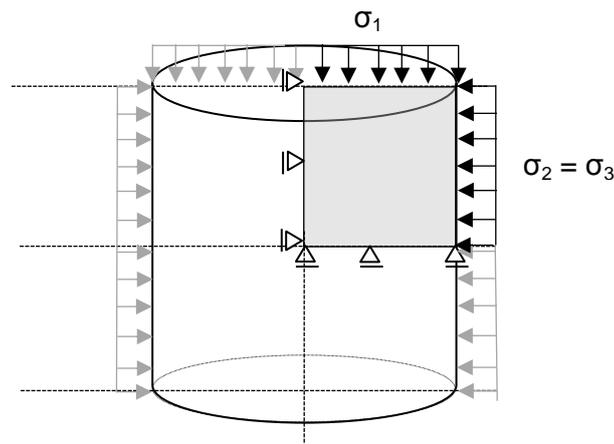


Bild 7.1: Modellierung des numerischen Elementversuchs

Die bei den numerischen Vergleichsberechnungen verwendeten Stoffparameter werden entweder durch eigene Versuche ermittelt oder von anderen Instituten zur Verfügung gestellt. Bei dem elastoplastischen Stoffmodell aus Stuttgart liegt nur ein Parametersatz vor, der dem eigenen Versuchssand sehr ähnlich ist, siehe Abschnitt 7.4. In diesem Fall wird der Stuttgarter Parametersatz verwendet.

Es werden vier verschiedene Ausgangsspannungszustände betrachtet, Bild 7.2. An jedem Punkt wird die Verformung bzw. Steifigkeit infolge monotoner und niederzyklischer Belastungen untersucht.

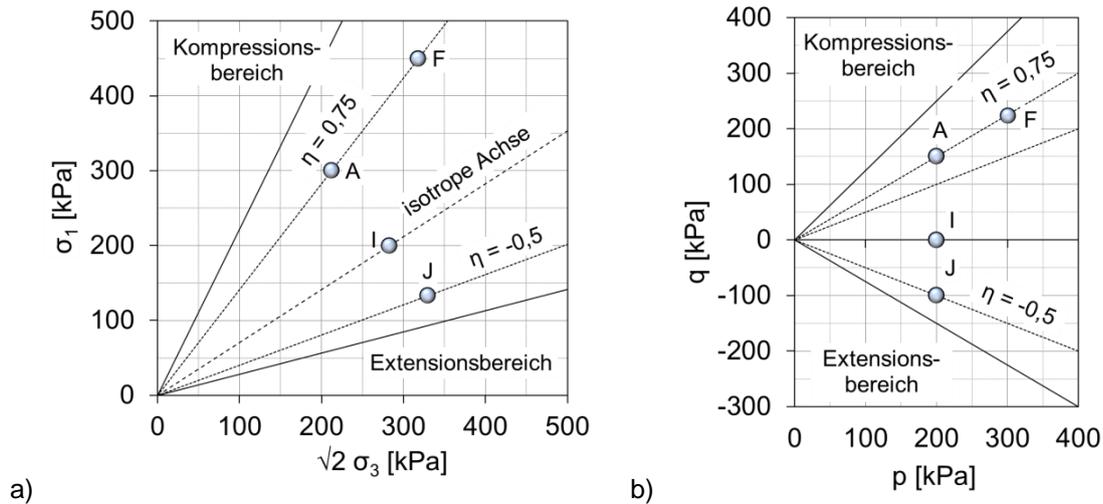


Bild 7.2: Untersuchte Ausgangsspannungspunkte in der Rendulic-Ebene (a) und in der p-q-Ebene (b), vgl. auch Tabelle 6.1

Jedes untersuchte Stoffmodell wird in einem separaten Abschnitt beschrieben, wobei zuerst die dazugehörigen Grundlagen erläutert werden. Danach werden alle für das Stoffmodell benötigten Parameter tabellarisch zusammengestellt. Die im jeweiligen dritten und letzten Unterabschnitt aufgeführten Berechnungsergebnisse sind analog zu den eigenen Versuchen in Kapitel 6 wie folgt gegliedert:

- **monotone Belastung:**
  - Auswertung der **totalen Dehnungen** mittels Antwortellipsen, mit Untersuchung des Einflusses des mittleren Drucks, des Spannungsverhältnisses, der Lagerungsdichte und der Vorbelastung
- **niederzyklische Belastung:**
  - Auswertung der totalen Dehnungen durch Darstellung der **Verformungsakkumulation** über die Zyklenanzahl N,
  - Auswertung der **quasi-elastischen Dehnungsanteile** mittels Antwortellipsen, mit Untersuchung des Einflusses der Zyklenanzahl, der Amplitudengröße, der Belastungsrichtung, des Spannungsverhältnisses, der Lagerungsdichte und einer Vorbelastung

Es werden alle in Abschnitt 6 dokumentierten experimentellen Versuche nachgerechnet, aus Gründen der Übersichtlichkeit jedoch nicht immer vollständig dargestellt. Weitere Ergebnisse befinden sich im Anhang der Arbeit. Ein qualitativer Vergleich der numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen wird in Abschnitt 8 durchgeführt.

## 7.2 Elastische Stoffmodelle

### 7.2.1 Grundlagen

Bei elastischen Stoffmodellen wird die Spannung als Funktion der Verformung angegeben, wobei die Vorgeschichte der Verformung unberücksichtigt bleibt und die Verformungen infol-

ge einer *Belastung* bei einer *Entlastung* vollständig zurückgeht. Die Elastizität kann sowohl linear als auch nichtlinear formuliert werden. Die Berücksichtigung einer Anisotropie ist grundsätzlich möglich.

Ohne Grenzbedingung kann das Versagen bei Annäherung an oder Überschreitung der Grenzscherfestigkeit nicht beschrieben werden. Ebenso wenig kann eine Verformungsakkumulation bei zyklischer Belastung abgebildet werden. Daher werden in diesem Abschnitt lediglich Überlegungen angestellt, ob und inwieweit es mit einer geeigneten, vereinfachten elastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung möglich ist, das in Abschnitt 6.3 beschriebene quasi-elastische Verhalten bei niederzyklischer Belastung abzubilden.

Bei isotropen linear-elastischen Stoffmodellen gilt der lineare Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen in alle Richtungen gleichermaßen und es werden zwei Stoffparameter (z.B. Elastizitätsmodul  $E$  und Poissonzahl  $\nu$  oder Schubmodul  $G$  und Kompressionsmodul  $K$ ) benötigt (Hookesches Gesetz). Für den rotationssymmetrischen Fall kann – ohne Scherbeanspruchungen – der Zusammenhang zwischen Dehnungen und Spannungen wie in Gleichung (7.1) beschrieben werden.

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \Delta \varepsilon_2 \\ \Delta \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta \sigma_1 \\ \Delta \sigma_2 \\ \Delta \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (7.1)$$

Die Form und Größe von mit linear-elastischen isotropen Stoffmodellen ermittelten Antwortellipsen werden demnach nur von zwei Parametern, dem E-Modul und der Querdehnzahl beeinflusst, Bild 7.3.

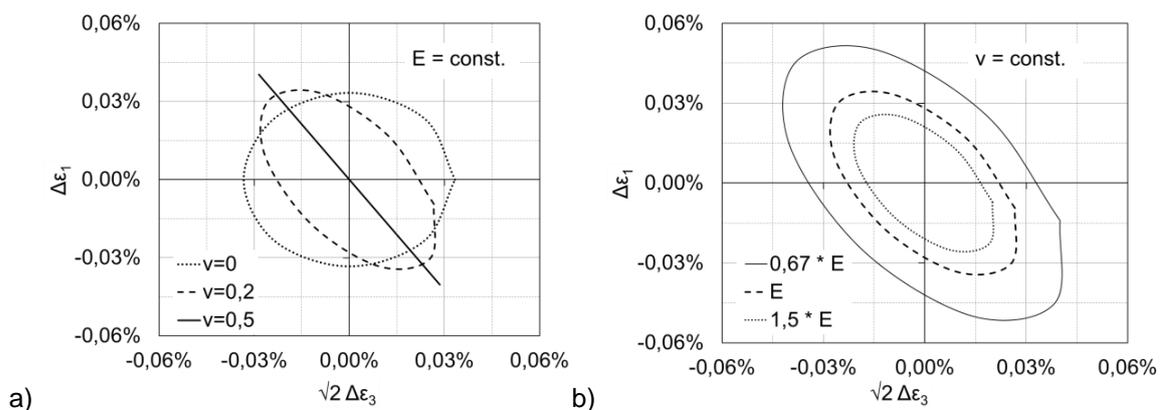


Bild 7.3: Antwortellipsen der Dehnungen bei linear-elastischer, isotroper Steifigkeit: a) Steifigkeit  $E = \text{const.}$ , b) Querdehnzahl  $\nu = \text{const.}$

Bild 7.3a zeigt, dass die *Form* der Antwortellipsen von der Querdehnzahl beeinflusst wird. So erhält man für inkompressibles Material, bei dem das Volumen bei Be- und Entlastung konstant bleibt und  $\nu = 0,5$  gilt, in der Rendulic-Ebene eine Gerade bzw. eine Ellipse ohne Flächeninhalt. Für Materialien, bei denen es unter Axialbelastung zu keinerlei Seitendehnung kommt, ist die Querdehnzahl  $\nu = 0$  und in der Rendulic-Ebene ergibt sich ein Kreis.

Die *Größe* der Ellipse, d.h. der Betrag der Dehnungen, ist abhängig von der Steifigkeit bzw. vom E-Modul, Bild 7.3b. Einen Parameter, der die Neigung der Ellipsenhauptachse beeinflusst, gibt es bei isotropen Stoffmodellen nicht. Bei isotroper linearer Elastizität ist die Hauptachse der Ellipse immer in Richtung  $\alpha_\varepsilon = 125^\circ$  geneigt, d.h. die betragsmäßig größten Dehnungen ergeben sich immer infolge rein deviatorischer Belastung ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ ), vgl. Abschnitt 2.3.

Bei einem linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung verdoppeln sich bei Verdopplung der Größe des aufgetragenen Spannungszinkrementes auch die resultierenden Dehnungen bzw. die Größe der Antwortellipse, Bild 7.4a. Bei elastischen Stoffmodellen mit variablen Elastizitätsmoduln, die sowohl von der Spannung  $\sigma$  als auch von der Dehnung  $\varepsilon$  abhängen können, zum Beispiel nach der bekannten Beziehung von Ohde (1939), ergibt sich durch die Nichtlinearität eine spannungsabhängige Steifigkeit bzw. Antwortellipsen, deren Größe nicht proportional zum aufgetragenen Spannungszinkrement ist, Bild 7.4b.

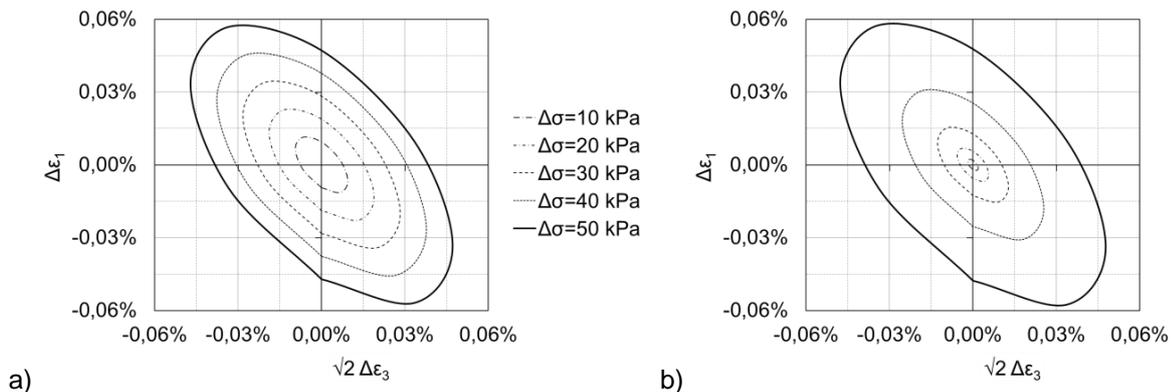


Bild 7.4: Antwortellipsen der Dehnungen bei elastischer Steifigkeit: a) linearer Zusammenhang zwischen  $\varepsilon$  und  $\sigma$ , b) nichtlinearer Zusammenhang zwischen  $\varepsilon$  und  $\sigma$

## 7.2.2 Anisotropie

Bei den in Abschnitt 6.3 beschriebenen Versuchsergebnissen ist eine inhärente und eine spannungsinduzierte Anisotropie festgestellt worden. Diese kann mit anisotropen Stoffmodellen berücksichtigt werden, bei denen die Materialeigenschaften von der Belastungsrichtung abhängen. Bei den meisten natürlich abgelagerten, sedimentierten Böden und auch bei eingerieselten Proben im Triaxialversuch gibt es üblicherweise eine Symmetrieachse, die mit der vertikalen Richtung annähernd übereinstimmt.

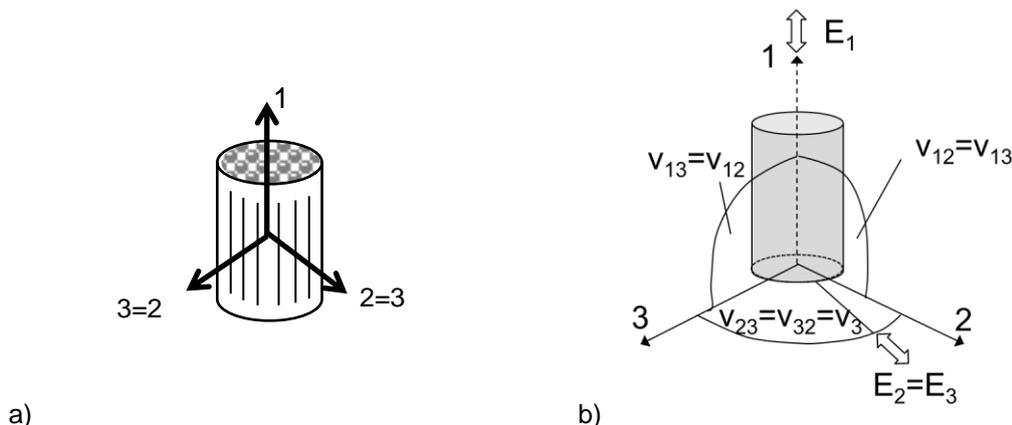


Bild 7.5: Crossanisotropes rotationssymmetrisches Element mit gleichen Eigenschaften in Richtungen 2 und 3: a) Element mit Koordinatensystem, b) Bezeichnung der Steifigkeiten und Querdehnzahlen

In den beiden dazu senkrechten Richtungen kann von jeweils gleichen Materialeigenschaften ausgegangen werden, Bild 7.5. In diesem Fall spricht man von einer sogenannten Cross-Anisotropie (auch transversale Isotropie), die einen Sonderfall der Anisotropie darstellt.

Cross-anisotrope Eigenschaften besagen, dass ein Material in zwei von drei Richtungen dieselben Eigenschaften aufweist, die sich von denen der anderen Richtung unterscheiden, Bild 7.5.

Für die Auswertung von rotationssymmetrischen Elementversuchen bedeutet dies, dass man das Koordinatensystem beliebig um die Sedimentationsrichtung (Axialrichtung) drehen darf, ohne dass sich die Komponenten der Steifigkeitsmatrix ändern. Bei dem in Bild 7.5 dargestellten Element gilt

$$E_2 = E_3 = E_h \neq E_1 = E_v \quad (7.2)$$

und bezüglich der Querdehnzahlen

$$v_{23} = v_{32} = v_3 \quad (7.3)$$

$$v_{13} \neq v_{31}$$

Die Steifigkeitsmatrix bei triaxialen, schubspannungsfreien Randbedingungen lautet

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \Delta \varepsilon_2 \\ \Delta \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-v_{31}}{E_3} & \frac{-v_{31}}{E_3} \\ \frac{-v_{13}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & \frac{-v_3}{E_3} \\ \frac{-v_{13}}{E_1} & \frac{-v_3}{E_2} & \frac{1}{E_3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta \sigma_1 \\ \Delta \sigma_2 \\ \Delta \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (7.4)$$

wobei wegen der Symmetriebedingung der Matrix

$$\frac{v_{13}}{E_1} = \frac{v_{31}}{E_3} \quad (7.5)$$

gelten muss. Die insgesamt fünf Unbekannten können mithilfe von Triaxialversuchen mit  $\sigma_2 = \sigma_3$  und  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  nicht alle bestimmt werden. Zwar sind  $E_1$  und  $v_{13}$  aus triaxialen Kompressionsversuchen ermittelbar, bei reiner rotationssymmetrischer Radialbeanspruchung ( $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 \neq 0$  und  $\Delta \sigma_1 = 0$ ) ist jedoch mit

$$\Delta \varepsilon_2 = \Delta \varepsilon_3 = \frac{(1 - v_3)}{E_3} \cdot \Delta \sigma_3 \quad (7.6)$$

keine eindeutige Bestimmung von  $E_3$  oder  $v_3$  möglich. Houlsby & Graham (1983) haben daher eine vereinfachte Formulierung der Cross-Anisotropie entwickelt, bei der nur drei Parameter benötigt werden:

- ein Verformungsmodul in vertikale Richtung  $E^*$  („vertikale Steifigkeit“),
- eine modifizierte Querdehnzahl  $v^*$  und
- ein Anisotropiefaktor  $\alpha$ .

Der Anisotropiefaktor beschreibt dabei den Zusammenhang zwischen horizontaler und vertikaler Steifigkeit und den beiden Querdehnzahlen  $v_3$  und  $v_{13}$  wie folgt:

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \sqrt{\frac{E_3}{E_1}} = \frac{v_3}{v_{13}} \quad (7.7)$$

vgl. auch Cudny & Popielski (2010). Die nicht bekannten bzw. aus den Triaxialversuchen nicht direkt ermittelbaren Parameter können dann mithilfe dieses Anisotropiefaktors bzw. Gleichung (7.7) bestimmt werden:

$$\begin{aligned}
 E_3 &= \alpha^2 \cdot E_1 \\
 \nu_3 &= \alpha \cdot \nu_{13} \\
 \nu_{31} &= \alpha^2 \cdot \nu_{13}
 \end{aligned}
 \tag{7.8}$$

sodass sich mit den Gleichungen (7.8) der Zusammenhang zwischen Dehnung und Spannung wie folgt vereinfacht:

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \Delta \varepsilon_2 \\ \Delta \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{E_1} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_{13} & -\nu_{13} \\ -\nu_{13} & \frac{1}{\alpha^2} & \frac{-\nu_{13}}{\alpha} \\ -\nu_{13} & \frac{-\nu_{13}}{\alpha} & \frac{1}{\alpha^2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta \sigma_1 \\ \Delta \sigma_2 \\ \Delta \sigma_3 \end{bmatrix}
 \tag{7.9}$$

Mit dem Anisotropiefaktor wird die Neigung der Ellipsenhauptachse beeinflusst, Bild 7.6.

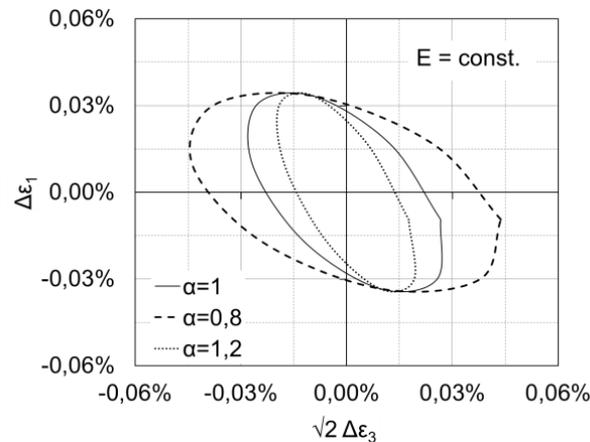


Bild 7.6: Antwortellipsen der Dehnungen mit verschiedenen Anisotropiefaktoren  $\alpha$

Mit  $\alpha = 1$  werden isotrope Verformungseigenschaften beschrieben, vgl. Bild 7.3 und Bild 7.4. Für  $\alpha > 1$  dreht sich die Ellipsenhauptachse mit dem Uhrzeigersinn und die Ellipse wird schmaler. Für  $\alpha < 1$  wird die Ellipse breiter und ihre Hauptachse dreht sich gegen den Uhrzeigersinn.

### 7.2.3 Parameter

Aus Abschnitt 6.3 geht hervor, dass die quasi-elastischen Verformungseigenschaften im untersuchten Spannungs-Dehnungsbereich

- annähernd unabhängig von der Lagerungsdichte,
- abhängig vom mittleren Druck
- anisotrop und
- und annähernd linear

sind.

Mit den Versuchsergebnissen werden die drei für die Cross-Anisotropie benötigten Eingangswerte  $E_1$ ,  $\nu_{13}$  und  $\alpha$  ermittelt. Zusätzlich werden die aus Bild 6.37 und Bild 6.40 abgeleiteten Gleichungen für die Abhängigkeit der anisotropen quasi-elastischen Verformungseigenschaften vom Spannungsverhältnis und vom mittleren Druck berücksichtigt. Die Parameter und experimentell ermittelten Zusammenhänge sind in Tabelle 7.1 zusammengestellt.

Tabelle 7.1: Parameter des verwendeten Feinsandes für ein cross-anisotropes modifiziertes Stoffmodell zur Beschreibung der quasi-elastischen Verformungseigenschaften

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	Wert/ emp. Zusammenhang
Steifigkeitsparameter	$E_1$	spannungsabhängige, quasi-elastische Steifigkeit	$E_1(p) = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}$ Ermittlung aus niederzykl. Standard-Triaxialversuchen ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) mit kleiner Spannungsamplitude für verschiedene Druckniveaus p	$E_1(p) = 24.212 \cdot p^{0,3519}$ (vgl. Bild 6.37)
	$\nu_{13}$	Querdehnzahl	$\nu_{13} = \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1}$ Ermittlung aus niederzyklischen Triaxialversuchen ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ )	0,24 (gemittelt, vgl. Bild 6.38)
Anisotropieparameter	$\alpha$	Anisotropiefaktor	Verhältnis der horizontalen zur vertikalen quasi-elastischen Steifigkeit $\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \sqrt{\frac{E_3}{E_1}} = \frac{\nu_3}{\nu_{13}}$ abhängig vom Spannungsverhältnis $\eta$ (Bild 6.40) Ermittlung aus Triaxialversuchen mit niederzyklischer Belastung in verschiedene Richtungen bei ausreichend kleiner Spannungsamplitude	$\alpha(\eta) = \frac{1,1}{e^{0,2973 \cdot \eta}}$ *

\* experimentell ermittelter Zusammenhang  $\frac{E_v}{E_h}(\eta) = 0,6431 \cdot e^{0,5945 \cdot \eta}$  (vgl. Bild 6.40)

$$\text{umgeformt zu } \frac{E_h}{E_v}(\eta) = \frac{1,555}{e^{0,5945 \cdot \eta}} \text{ bzw. } \alpha(\eta) = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}(\eta)} \approx \frac{1,1}{e^{0,2973 \cdot \eta}}$$

Für alle drei Parameter sind demnach Versuche mit niederzyklischer Belastung mit kleinen Spannungs- bzw. Dehnungsamplituden erforderlich.

## 7.2.4 Berechnungsergebnisse und Bewertung

Mit dem in Tabelle 7.1 angegebenen Parametersatz sind die Antwortellipsen für die ausgewählten Spannungsausgangspunkte in Bild 7.31 dargestellt.

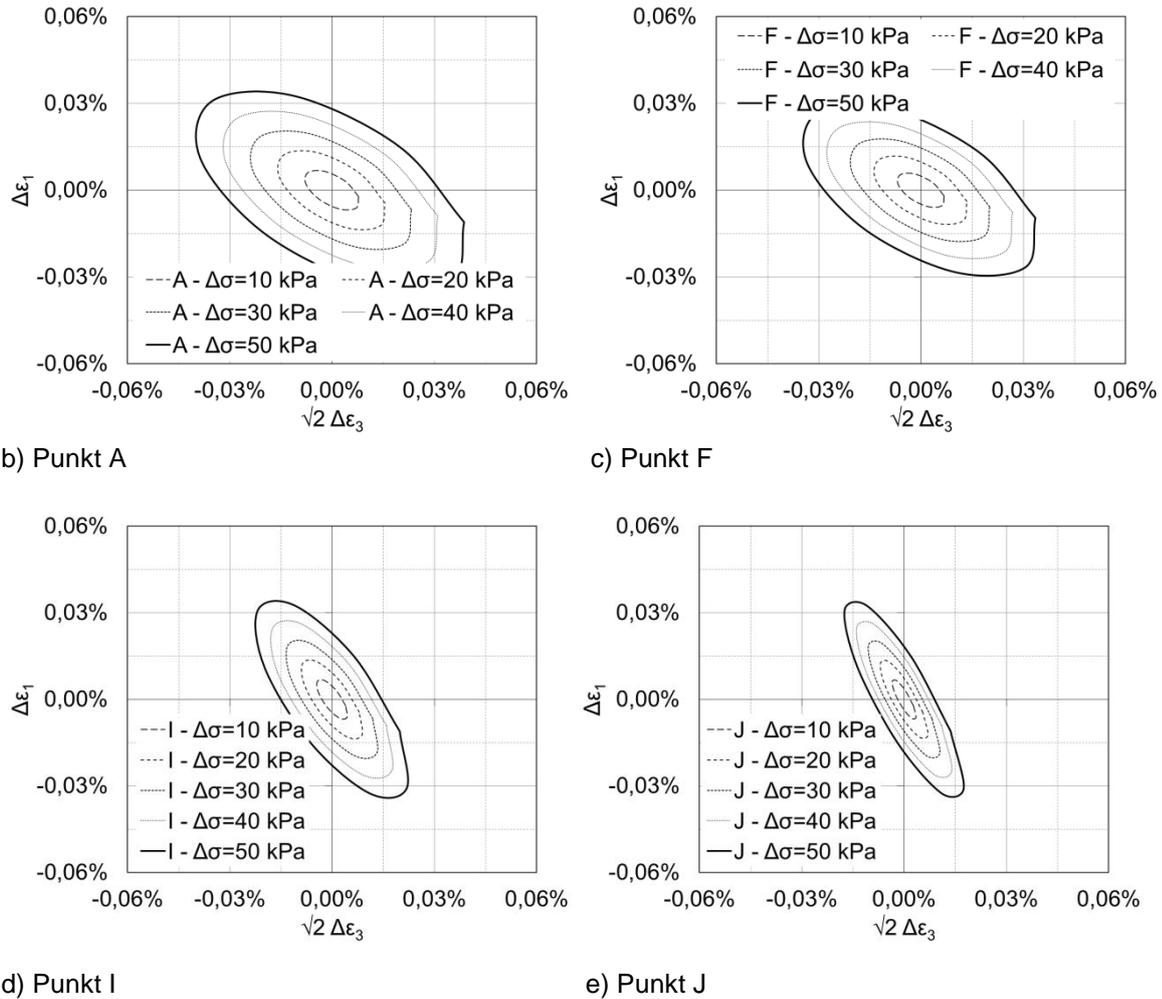


Bild 7.7: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit einem vereinfachten cross-anisotropen Zusammenhang

Die unterschiedlichen Größen und Neigungen der Ellipsen zeigen, dass die anisotropen Eigenschaften sowie die Spannungsabhängigkeit abgebildet werden können.

## 7.3 Hardening Soil-Modell

### 7.3.1 Grundlagen

Mit dem in den 1990er Jahren von Schanz (1998) entwickelten Hardening Soil-Modell – nachfolgend als HS-Modell bezeichnet – kann das Verhalten von Böden wie Sand, Kies, Schluff und überkonsolidierten Tonen mit folgenden Eigenschaften beschrieben werden, Schanz (1998):

- Unter deviatorischer Beanspruchung treten irreversible Schubdehnungen, jedoch nur geringfügige irreversible Volumendehnungen auf.
- Die Materialeigenschaften (Steifigkeit und Scherfestigkeit) sind ausgeprägt dichte- und spannungsabhängig.

- Für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge ergibt sich im Vergleich zur Erstbelastung eine deutlich höhere Steifigkeit.

Das HS-Modell gehört zur Kategorie der elastoplastischen Stoffmodelle. Bei Modellen dieser Art gibt es zwei Beziehungen zwischen der Spannungsrate und der Dehnungsrate, eine für Belastung und eine andere für Entlastung. Die Gesamtdehnung bei elastoplastischen Modellen setzt sich grundsätzlich aus einem elastischen  $\varepsilon^{\text{el}}$  und einem plastischen Anteil  $\varepsilon^{\text{pl}}$  zusammen. Plastische Dehnungen können bereits vor Erreichen der Grenzbedingung entstehen und sind an eine Fließbedingung und eine Fließregel gekoppelt.

Beim HS-Modell ist die Grenzbedingung von Mohr-Coulomb berücksichtigt. Neben dem Reibungswinkel  $\varphi$  und der Kohäsion  $c$  wird außerdem der Dilatanzwinkel  $\psi$  benötigt, der das Volumen-Dehnungsverhalten bei Schubbeanspruchung nahe der Grenzbedingung steuert. Die beiden Fließflächen beim HS-Modell haben im Hauptspannungsraum die Form einer Kappe und die eines Kegels (deviatorische Fließfläche), Bild 7.8.

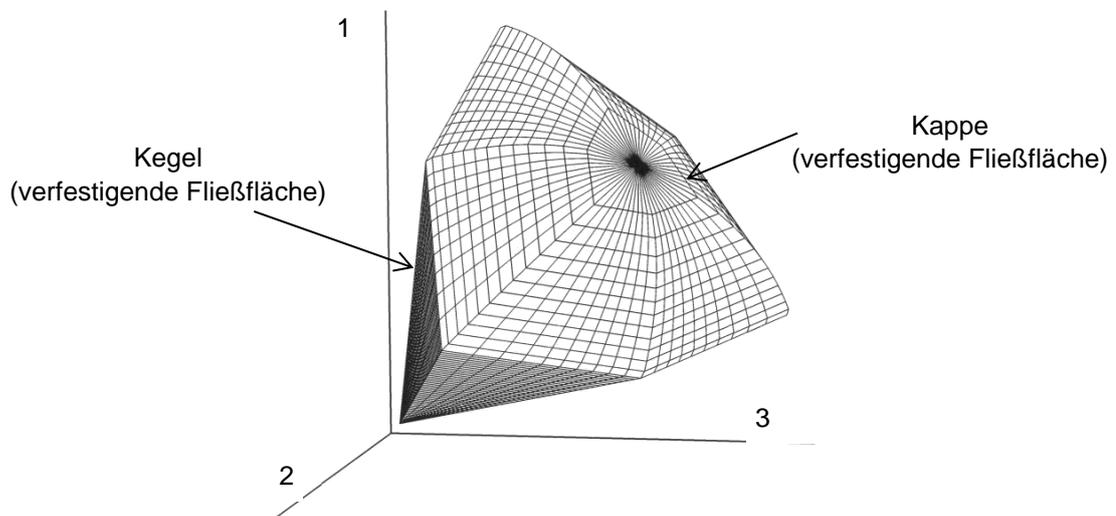
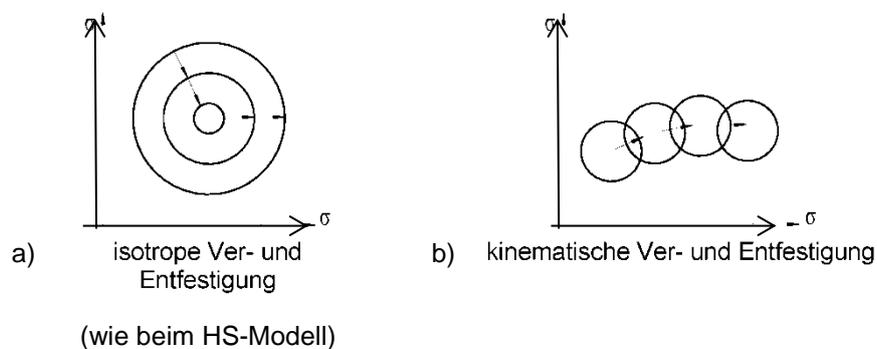


Bild 7.8: Fließ- und Grenzfläche beim Hardening Soil-Modell im Hauptspannungsraum

Erreichen die Spannungen die Kegelflanken, entstehen plastische Scherverformungen, bei Erreichen der Kappe plastische Volumenänderungen. Bei fortschreitenden plastischen Dehnungen kommt es zu einer Verfestigung. Grundsätzlich kann sich dabei die Fließfläche im Raum verschieben und/oder ihre Form ändern, Bild 7.9.



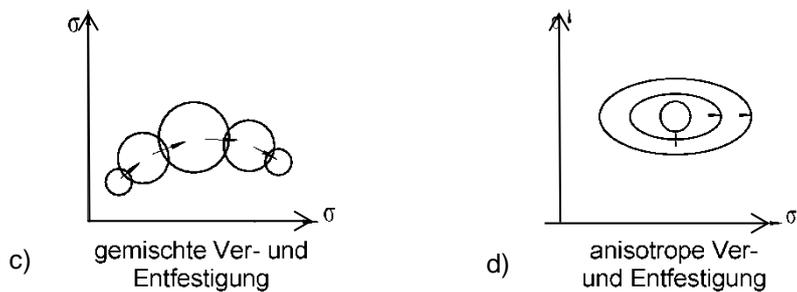


Bild 7.9: Typen der Ver- und Entfestigung nach Konietzky (2013)

Beim HS-Modell ist die Verfestigung dadurch implementiert, dass sich die Fließfläche symmetrisch aufweitet (isotrope Verfestigung, vgl. Bild 7.9a).

Der nichtlineare Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen bei Erstbelastung wird beim HS-Modell durch eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt, Bild 7.10. Hier wird unterschieden zwischen der Steifigkeit  $E_{50}$  für deviatorische Belastung und bei Ent- und Wiederbelastung  $E_{ur}$ . Im elastischen Bereich ist der Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen linear.

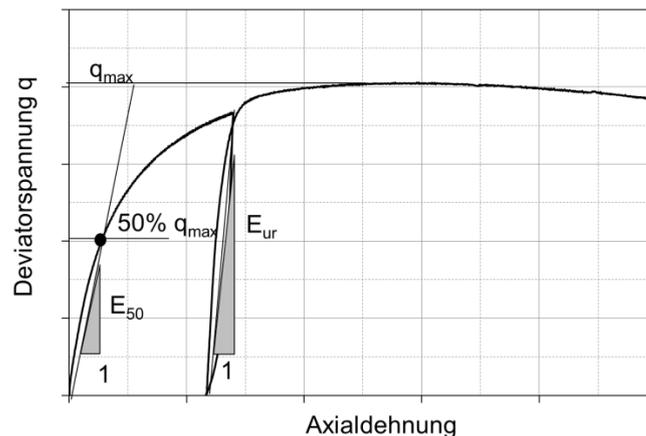


Bild 7.10: Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Kondner & Zelasco (1963) für den triaxialen Belastungspfad beim HS-Modell

Die von Benz (2007) vorgeschlagene Erweiterung des HS-Modells – die sogenannte „Small Strain Stiffness“ (HSSmall) für den Bereich kleiner Dehnungen – wird in dieser Arbeit nicht untersucht, da davon ausgegangen werden kann, dass dieser Spannungs- und Dehnungsbereich mit den durchgeführten Triaxialversuchen nicht erreicht wird.

Das HS-Modell berücksichtigt keine Dichteabhängigkeit des Reibungswinkels (Pyknotropie).

### 7.3.2 Parameter

Alle im HS-Modell verwendeten Parameter haben entweder eine explizite bodenmechanische Bedeutung, d.h. sie können aus Standard-Laborversuchen oder durch das Nachrechnen einzelner Kalibrierungsversuche ermittelt werden.

Die für den Versuchssand durch eigene Laborversuche ermittelten Parameter sind in Tabelle 7.2 für dichte und lockere Lagerung zusammengestellt. Die dazugehörigen Standard-Triaxialversuche sind im Anhang D zusammengestellt.

Tabelle 7.2: Parameter des verwendeten Feinsandes für das HS-Modell bei dichter und lockerer Lagerung

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	dichte Lagerung	lockere Lagerung
Festigkeitsparameter	$\varphi$	Reibungswinkel	Ermittlung aus Triaxialversuchen mithilfe der Mohr-Coulombschen Grenzbedingung $\varphi = \arcsin \left( \frac{\max \sigma_1 - \sigma_3}{\max \sigma_1 + \sigma_3} \right)$	42°	36°
	c	Kohäsion	Ermittlung aus Triaxialversuchen	0,1 kPa	0,1 kPa
	$\psi$	Dilatanzwinkel	Ermittlung aus Triaxialversuchen, $\psi \triangleq$ Steigung der Volumendehnungskurve $1: \frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ Anhaltswerte: $\psi = 0^\circ$ für $\varphi < 30^\circ$ $\psi = \varphi - 30^\circ$ für $\varphi \geq 30^\circ$	12°	5°
Steifigkeitsparameter	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	Referenzsteifigkeit bei Erstbelastung im Ödometer <sup>4</sup>	Tangentenmodul einer Spannungs-Dehnungs-Kurve aus dem Ödometer-Versuch bei einer Vertikalspannung von $p_{\text{ref}} = 100$ kPa $E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_1' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m$ Im Unterschied zu $E_{50}$ und $E_{\text{ur}}$ hängt $E_{\text{oed}}$ von der größten Hauptspannung $\sigma_1$ ab.	33.000 kPa	18.000 kPa
	$E_{50}^{\text{ref}}$	Referenzsteifigkeit im Standard-Triaxialversuch	Ermittlung aus Triaxialversuchen, wobei $E_{50}^{\text{ref}}$ den Sekantenmodul im Spannungs-Dehnungsdiagramm bei 50 % der maximalen Deviatorspannung darstellt (Bild 7.10), damit wird die spannungsabhängige Steifigkeit ermittelt zu $E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m$ vereinfachend empfohlen: $E_{50}^{\text{ref}} \approx 1,0 \dots 1,25 \cdot E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	33.000 kPa	18.000 kPa
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	Referenzsteifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung	Referenzsteifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung, damit wird die Spannungsabhängige Wiederbelastungssteifigkeit ermittelt zu	99.000 kPa	54.000 kPa

<sup>4</sup> Ödometerversuche wurden nicht durchgeführt.

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	dichte Lagerung	lockere Lagerung
			$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$ bei nichtbindigen Böden $E_{ur}^{ref} \approx 3 \cdot E_{oed}^{ref}$		
	m	Exponent	Exponent für die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit. Ermittlung aus Standard-Triaxialversuchen bei verschiedenen Seitendrücken: Der zur jeweiligen Seitenspannung $\sigma_3$ gehörige Modul $E_{50}$ wird im doppelt logarithmischen Maßstab aufgetragen. Die Steigung der Ausgleichsgerade durch diese Versuchspunkte hat die Steigung m.	0,86	0,56
	v	Querdehnzahl	Verhältnis von Radial- zu Axialdehnung $v = \frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1}$	0,2	0,2
	$p^{ref}$	mittler Referenzdruck	Für $p_{ref}$ wird üblicherweise der atmosphärische Druck von 100 kPa gewählt.	100 kPa	100 kPa
	$R_f$	Reibungsbeiwert	0,9 (i.d.R. voreingestellt)	0,9	0,9
	$K_0^{nc}$	Erdruhedruckbeiwert nach Jaky	$1 - \sin \varphi$	0,331	0,4122

Einige der Parameter sind mit dem Index „ref“ gekennzeichnet; diese werden bei einer Referenzspannung  $p^{ref}$  ermittelt. Üblicherweise wird diese mit  $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$  gewählt. Insgesamt gibt es drei Referenzmodule ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  und  $E_{ur}^{ref}$ ), die alle für eine bestimmte (dieselbe) Referenzspannung ermittelt werden müssen.

Mit den gewählten Parametersets können die Standard-Triaxialversuche bei einem Referenzdruck von  $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$  in Bild D.1 und Bild D2 des Anhangs exakt beschrieben werden. Für einen Triaxialversuch von Punkt I mit  $\sigma_3 = \text{const.} = 200 \text{ kPa}$  ergeben sich ebenfalls sehr gute Übereinstimmungen, Bild 7.11, was nicht überraschend ist, dienen doch Triaxialversuche zur Ermittlung der Stoffparameter des HS-Modells.

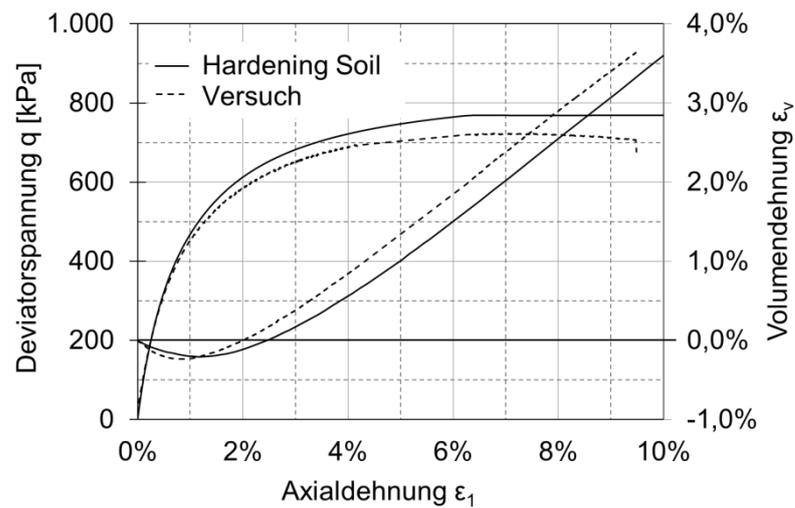


Bild 7.11: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen eines monotonen, kraftgesteuerten triaxialen Kompressionsversuchs ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) bei dichter Lagerung vom Ausgangsspannungszustand I ( $\sigma_3 = 200 \text{ kPa} = \text{const.}$ )

### 7.3.3 Berechnungsergebnisse und Bewertung

Für die Berechnung der Elementversuche mit dem HS-Modell wird das Programmsystem Plaxis 2D verwendet.

#### 7.3.3.1 Monotone Belastung

Die Antwortellipsen der Dehnungen infolge monotoner Belastung sind für eine dichte Lagerung in Bild 7.12 für die vier ausgewählten Spannungsausgangspunkte (Bild 7.2) dargestellt.

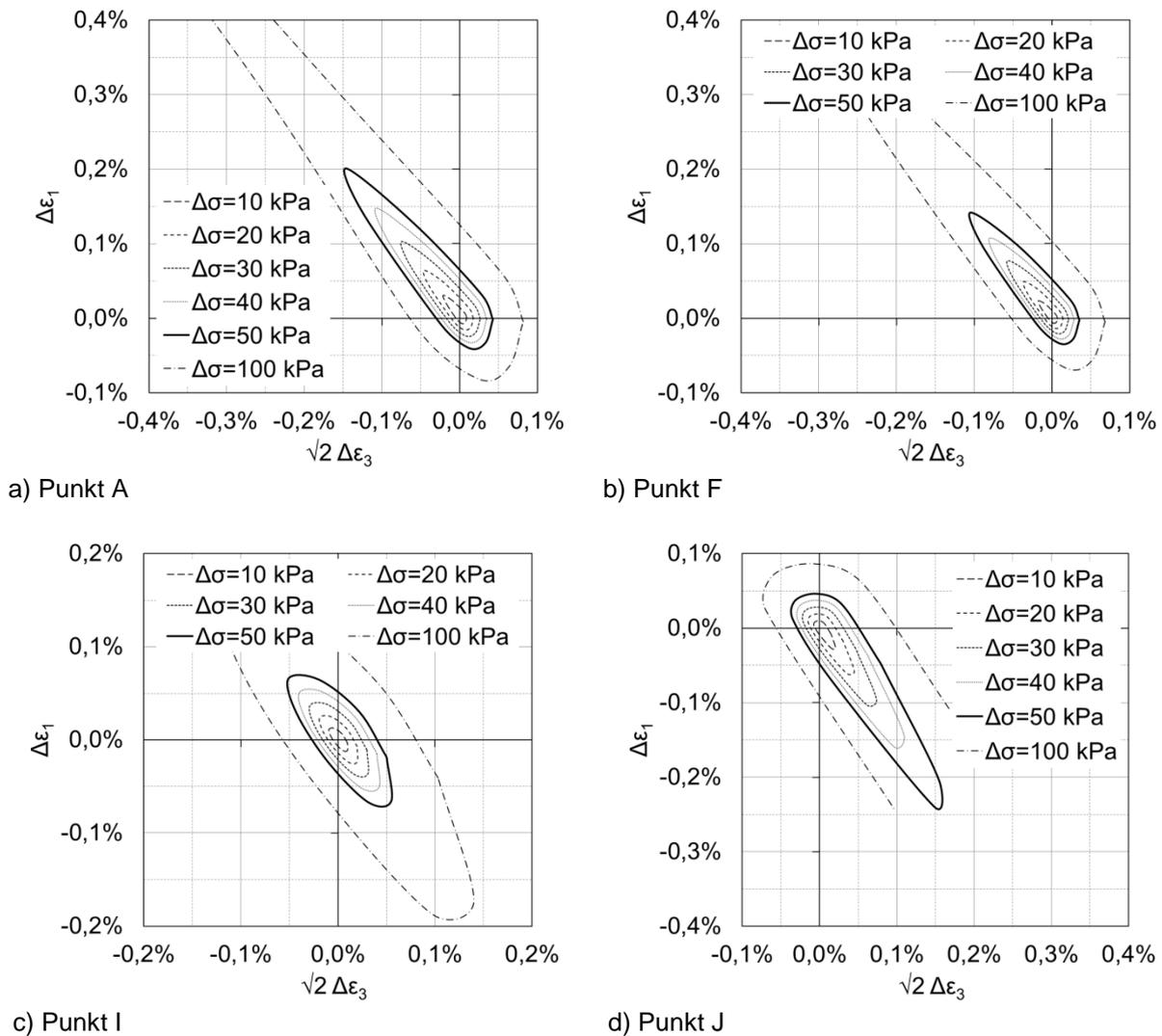


Bild 7.12: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte und dichter Lagerung, berechnet mit dem Hardening-Soil-Modell

Wie bei den Triaxialversuchen kann das Spannungszinkrement  $\Delta\sigma = 100$  kPa am Punkt J nicht bei allen Belastungsrichtungen vollständig aufgebracht werden, da es vorher zu einem Versagen kommt. Aus diesem Grund ist die äußere Antwortellipse in Bild 7.12d nicht geschlossen. Für den Spannungsausgangspunkt auf der isotropen Achse I ergibt sich eine nahezu symmetrische Ellipse, Bild 7.12c. Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wird beim Vergleich der Ellipsen in Bild 7.12a und b deutlich; bei identischer Form werden diese bei steigendem mittleren Druck kleiner, Punkt F in Bild 7.12b.

In Bild 7.13 ist der Unterschied der Dehnungsantworten bei dichter und lockerer Lagerung beispielhaft für den Punkt A dargestellt. Es werden zwei verschiedene Parametersätze verwendet, vgl. Tabelle 7.2.

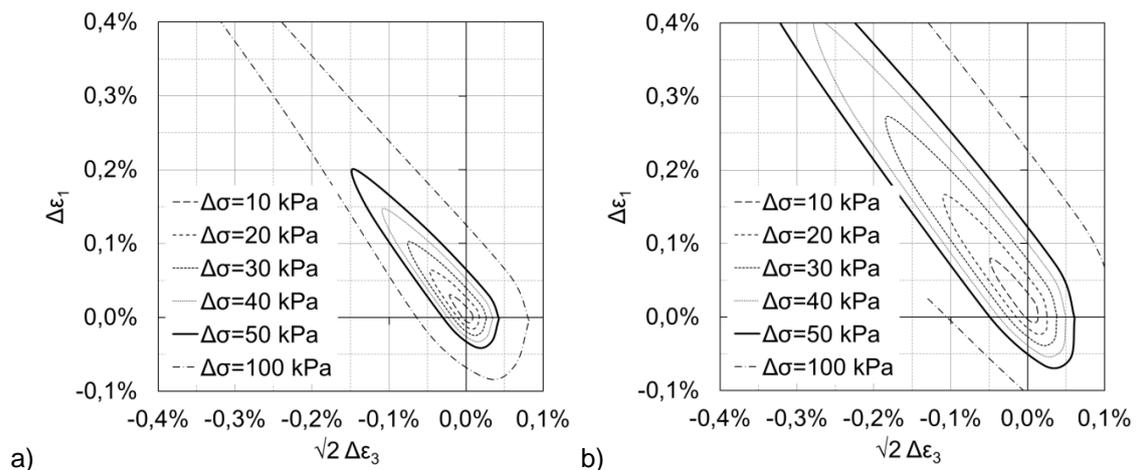


Bild 7.13: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten, berechnet mit dem HS-Modell für Spannungsausgangspunkt A: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,25$

Bei dichter Lagerung fallen die Antwortellipsen wegen der geringeren Steifigkeiten (siehe Tabelle 7.2) erwartungsgemäß kleiner aus. Die Form der Ellipsen ist von der Lagerungsdichte nicht beeinflusst. Weitere Ergebnisse finden sich im Anhang A.5, A.8, A.11 und A.14.

### 7.3.3.2 Niederzyklische Belastung

Im Zuge der zyklischen Berechnungen mit dem Programm Plaxis 2D scheint es bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse zunächst eine Akkumulation von bleibenden Dehnungen nach jedem Zyklus zu geben. Das HS-Modell ist jedoch elastoplastisch, weshalb es theoretisch nach der ersten Belastung zu keiner weiteren Dehnungszunahme kommen darf. Als Ursache hierfür wird der voreingestellte Wert 0,01 des „tolerated errors“ identifiziert. Bei Reduzierung dieses Wertes auf 0,0001 ergibt sich das erwartete elastische Verhalten nach der ersten Entlastung.

Beispielhaft ist in Bild 7.14 der Verformungszuwachs infolge rein deviatorischer niederzyklischer Belastung für zwei Spannungsamplituden dargestellt. Sowohl bei den großen als auch bei den kleineren Spannungsamplituden sind die Dehnungen bereits bei der 2. Ent- und Wiederbelastung elastisch und es treten keine weiteren Verformungszuwächse auf. Dies ist wenig überraschend, da es sich um ein elastoplastisches Stoffmodell handelt, bei dem innerhalb der Fließfläche ausschließlich elastisches Materialverhalten auftritt.

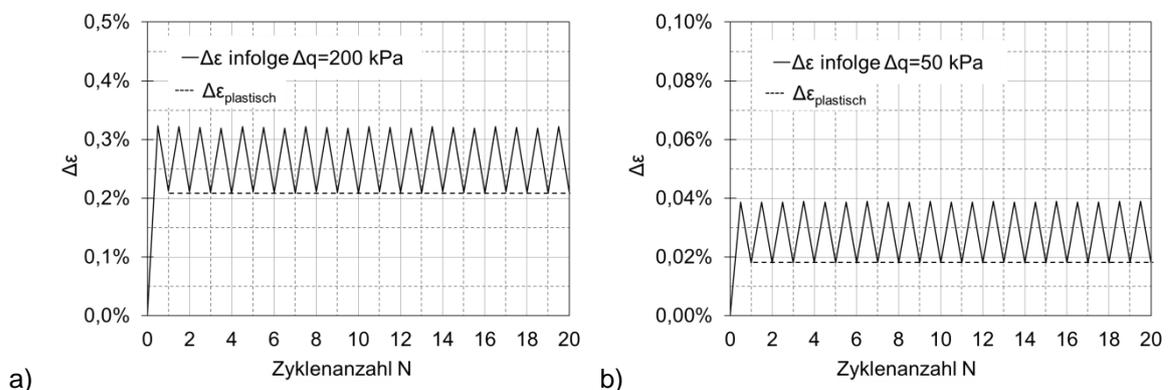


Bild 7.14: Akkumulation der Dehnungen während 20 deviatorischer Spannungszyklen mit dem HS-Modell: a)  $\Delta q = 200 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$

Bild 7.15 zeigt die Ergebnisse für quasi-elastisches Verhalten. Die quasi-elastischen Antwortellipsen sind symmetrisch und weisen für alle dargestellten Anfangsspannungszustände dieselbe Neigung auf.

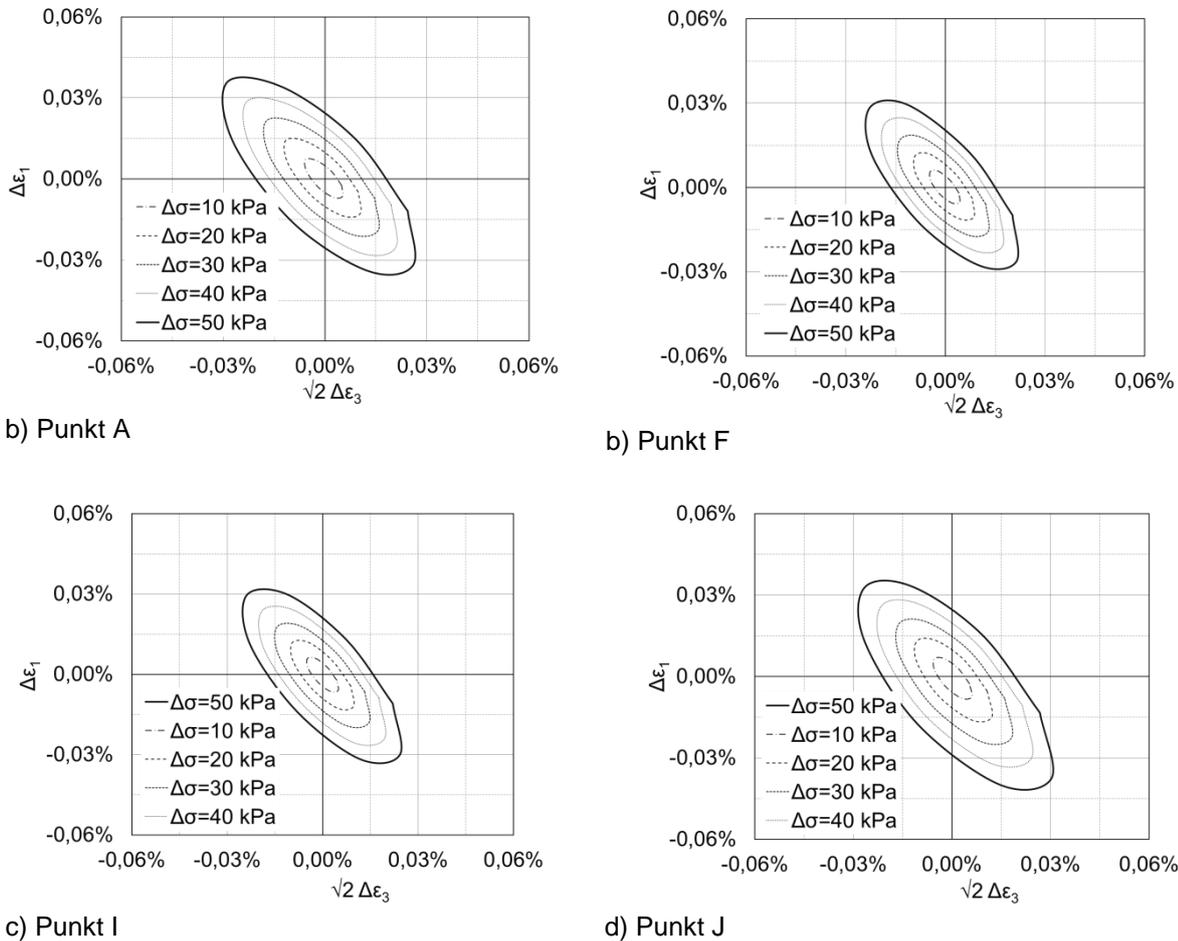


Bild 7.15: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem Hardening-Soil-Modell, Parametersatz für  $I_D \approx 0,75$ , infolge von  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

Die bei den Versuchen festgestellte spannungsinduzierte Anisotropie kann nicht abgebildet werden, vgl. Anhang C.1 bis C.5. Die durch den Exponenten  $m$  gesteuerte spannungsabhängige Steifigkeit macht sich beim Vergleich der Ellipsen von Punkt A ( $p = 200 \text{ kPa}$ ) und Punkt F ( $p = 300 \text{ kPa}$ ) durch die unterschiedlichen Größen der Antwortellipsen bemerkbar.

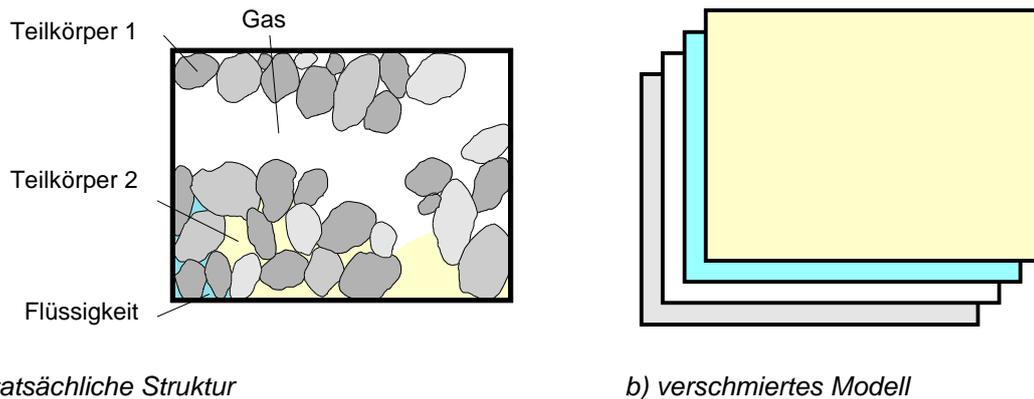
## 7.4 Elastoplastisches Stoffmodell auf der Grundlage der Theorie poröser Medien

### 7.4.1 Grundlagen

Die Theorie Poröser Medien (TPM) ist ein generelles thermodynamisch konsistentes und kontinuumsmechanisches Konzept zur makroskopischen Beschreibung allgemeiner Mehrphasenmaterialien. Sie beschreibt Systeme, die aus einem porösen Festkörper bestehen,

dessen Poren von einem oder mehreren Fluiden, z.B. Flüssigkeiten oder Gasen, durchströmt werden.

Die TPM baut auf der „Mischungstheorie“ auf und erweitert diese um das „Konzept der Volumenanteile“. Die einzelnen Stoffe werden nicht räumlich voneinander getrennt; stattdessen wird jedem Stoff an jedem Punkt ein bestimmter Volumenanteil zugewiesen. Im Rahmen der konzeptionellen Modellbildung bzw. der makroskopischen Betrachtung in der TPM geht man davon aus, dass sich alle  $k$  am Gesamtmodell beteiligten Partialkörper (poröser Festkörper und  $k - 1$  Porenhaltstoffe) im Zustand idealer Unordnung befinden und dass jeder Teilkörper über den gesamten Kontrollraum verteilt ist, Bild 7.16.



a) tatsächliche Struktur

b) verschmiertes Modell

Bild 7.16: Verteilung der Teilkörper bei der TPM (Homogenisierung) nach Ehlers

Bei Anwendung der TPM im Rahmen von bodenmechanischen Problemstellungen geht man davon aus, dass ein teilgesättigter Boden aus

- einer festen Phase (Festkörperskelett = inkompressible Körner),
- einer flüssigen Phase (inkompressibles Porenwasser, welches sich im Porenraum des Bodens befindet) und
- eine Gasphase (kompressibles Porengas bzw. Porenluft)

besteht, Ehlers (1996). Es wird weiterhin davon ausgegangen, dass bei äußerer Belastung des Baugrundes „ein zeitsensitiver, elastoplastischer bzw. elasto-viskoplastischer Deformationsprozess [eintritt], der zu einem gekoppelten, quasistatischen oder dynamischen Deformations-Strömungs-Verhalten des Gesamtsystems Baugrund führt“, Ehlers (2008). Von Ehlers & Avci (2011) wurde ein auf der TPM basierendes, elastoplastisches Stoffmodell entwickelt, mit dem der Deformationszustand auf Basis eines Einflächenfließkriteriums mit isotroper Verfestigung und einer vom hydrostatischen Spannungszustand abhängenden Versagensfläche ermittelt wird.

Zur Beschreibung des plastischen Teils des Materialverhaltens wird in diesem Modell die von Ehlers entwickelte Fließfunktion vorgestellt, die den elastischen Bereich umhüllt, Gleichung (7.10).

$$F(\sigma_{Em}^S) = \Phi^{1/2} + \beta \cdot I_\sigma + \epsilon \cdot I_\sigma^2 - \kappa = 0$$

mit

$$\Phi = II_\sigma^D \cdot \left( 1 + \gamma \cdot \frac{III_\sigma^D}{(II_\sigma^D)^{2/3}} \right)^m + \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot I_\sigma^2 + \delta^2 \cdot I_\sigma^4 \quad (7.10)$$

Einzelheiten zu den Parametern können der Tabelle 7.3 in Abschnitt 7.4.2 entnommen werden. Bild 7.17 zeigt die konvexe Fließfläche im Hauptspannungsraum.

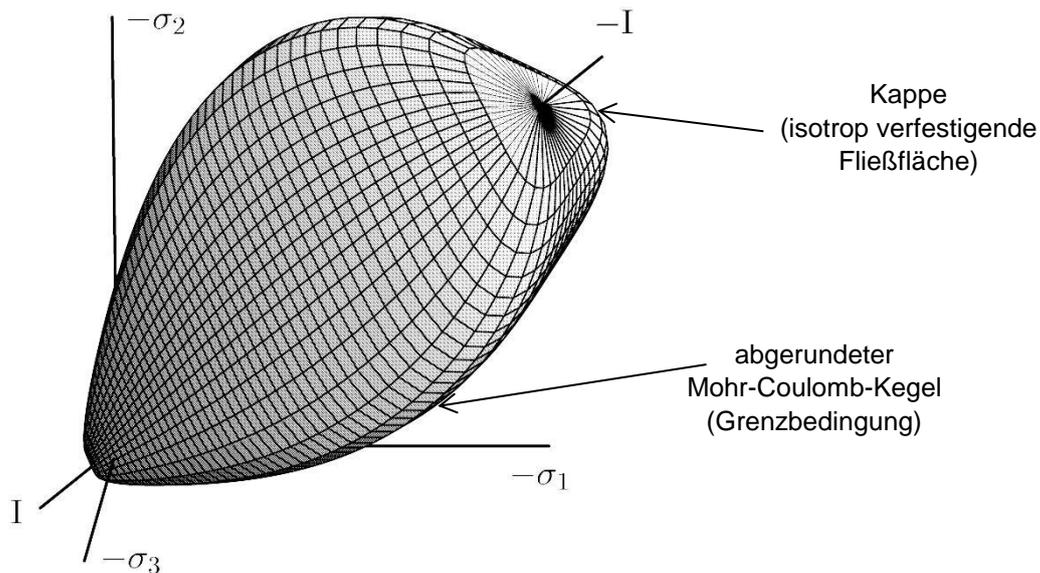


Bild 7.17: Fließ- und Grenzfläche bei der konvexen Einflächenfließfläche  $F(\sigma_{Em}^S)$  des elastoplastischen TPM-Modells im Hauptspannungsraum Ehlers & Avci (2011)

Die Funktion hängt sowohl von der ersten Invariante  $I_\sigma$  als auch von der zweiten und dritten deviatorischen Invarianten  $II_\sigma^D$  und  $III_\sigma^D$  der mittleren Spannung ab.

#### 7.4.2 Parameter

Das von Ehlers et. al. (2011) entwickelte elastoplastische Stoffmodell benötigt insgesamt 29 Stoffparameter, von denen vier elastisch und 25 viskoplastisch sind. Die Parameter sind im Labor des Instituts für Mechanik der Universität Stuttgart anhand von umfangreichen Triaxialversuchsserien an einem enggestuften Feinsand ermittelt worden, dessen Kornverteilungskurve der des eigenen Versuchssandes ähnelt, Bild 7.18.

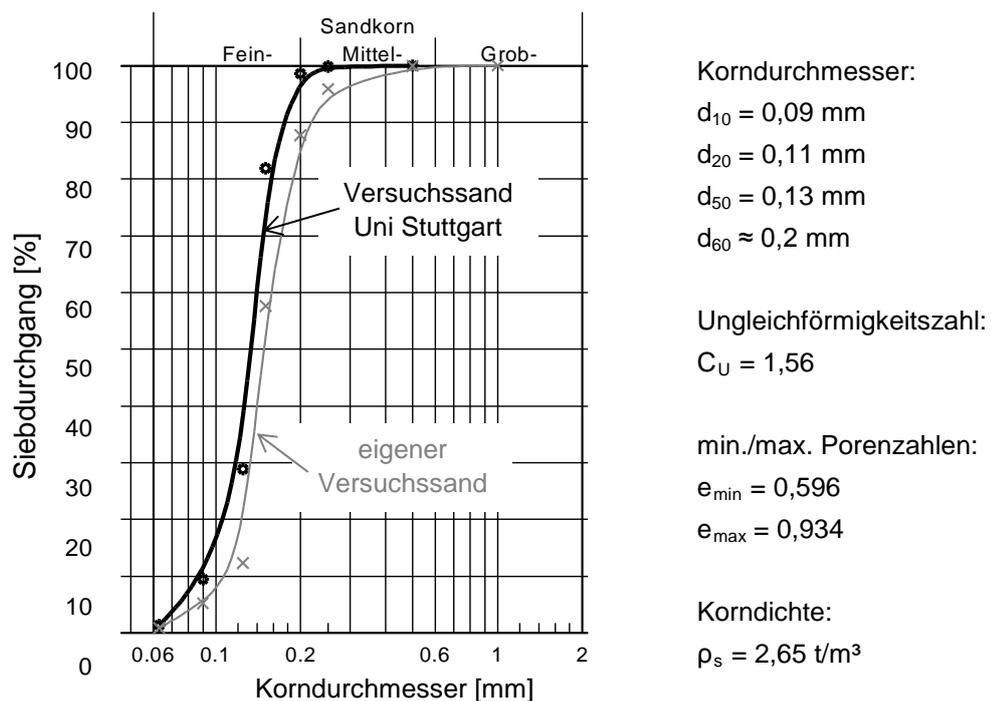


Bild 7.18: Kornverteilungskurve des für die Bestimmung der Materialparameter des elastoplastischen Modells verwendeten Versuchssandes und Vergleich mit dem eigenen Versuchssand

Die Parameter sind in Tabelle 7.3 zusammengestellt.

Tabelle 7.3: Parameter des vom Institut für Mechanik der Universität Stuttgart verwendeten Feinsandsandes beim elastoplastischen TPM-Modell für eine dichte Lagerung ( $I_D \approx 0,7$ )

	Parameter	Bezeichnung	Ermittlung / Wertebereich	Parameter
elastische Parameter	$\mu^s$	Schubmodul (Lame-Konstante)	Abgelesen aus Diagramm für einen Triaxialversuch mit einer Seitenspannung von $\sigma_3 = 0,2 \text{ MN/m}^2$	150 MN/m <sup>2</sup>
	$k_0^s$	Kompressionsmodul	Schätzung auf Grundlage von hydrostatischen Kompressionsversuchen mit großen Be-/ Entlastungsschleifen	25 MN/m <sup>2</sup>
	$k_1^s$			50 MN/m <sup>2</sup>
		$n_{\max}^s$	Volumenanteil	maximaler Volumenanteil bei volumetrischer Kompression, wird experimentell ermittelt
Anfangs- und Sättigungswerte zur Beschreibung der plast. Verfestigung	$\bar{\sigma}_0$	Parameter, die die Anfangsfließfläche beschreiben (im quasi-spannungslosen Zustand)	ohne physikalische Bedeutung	0,0078 m <sup>2</sup> /MN
	$\varepsilon_0$		So klein wie möglich, jedoch größer als der kleinste Grenzdruck für einen Triaxialversuch	0,1 m <sup>2</sup> /MN
	$\beta_0$		ohne physikalische Bedeutung	0,095
	$\gamma_0$		$\gamma$ beeinflusst die Form der Fließfläche in der Deviatorebene	0 (d.h. Fläche ist kreisförmig)

	Parameter	Bezeichnung	Ermittlung / Wertebereich	Parameter
	$\delta^*$	Parameter, die die Grenz-/Versagensfläche beschreiben	ohne physikalische Bedeutung	0,0073 m <sup>2</sup> /MN
	$\varepsilon^*$		ohne physikalische Bedeutung	0,046 m <sup>2</sup> /MN
	$\beta^*$		ohne physikalische Bedeutung	0,267
	$\gamma^*$		$\gamma$ beeinflusst die Form der Fließfläche in der Deviatorebene zulässiger Bereich: $0 \leq \gamma \leq 1,786$ , empfohlen $0 \leq \gamma \leq 1,66$ (Fließfläche = Dreieck)	1,66
Kontrollparameter der Fließflächenentwicklung und Fehlerparameter	$C_{\delta}^V$	volumetrische Evolutionsparameter (isotrope Verfestigung)	Werte beschreiben Ver- und Entfestigung; müssen negativ sein.	-120 m <sup>2</sup> /MN
	$C_{\varepsilon}^V$			-690 m <sup>2</sup> /MN
	$C_{\beta}^V$			-280
	$C_{\gamma}^V$			0
	$C_{\delta}^D$	deviatorische Evolutionsparameter (isotrope Verfestigung)	Können positiv oder negativ sein. Beschreiben plastische Verfestigung	22 m <sup>2</sup> /MN
	$C_{\varepsilon}^D$			280 m <sup>2</sup> /MN
	$C_{\beta}^D$			280
	$C_{\gamma}^D$			30
$C_{\varepsilon}^*$	Entwicklungsparameter	Evolutionparameter für die spannungsabhängige Versagensfläche	0,0135 m <sup>2</sup> /MN	
Zusätzl. Parameter für die Fließfläche, das plastische Potenzial und die viskoplast. Entwicklung	$\kappa$	steuert den Bereich der hydrostat. Spannung der Fließfläche	muss bei Zugbelastung verschwinden, da z.B. trockener Sand kein Zug aufnehmen kann. Darf jedoch nicht 0 sein, da sonst Matrizen singular werden.	0,0001 MN/m <sup>2</sup>
	$\alpha$			0,01 m <sup>2</sup> /MN
	$m$	Faktor	damit kann sichergestellt werden, dass die Fließfläche in der Deviatorebene immer nach außen konvex ist, sodass sich darauf stehende Vektoren nicht überschneiden	$\geq 0,545454\dots$
	$\psi_1$	Dilatanzwinkel des plastischen Potentials	wird benötigt, um den Dilatanzwinkel an die experimentell ermittelten Versuchsdaten anzupassen	1,1
	$\psi_2$			0,64
	$\eta$	Relaxation Viskositätsparameter	Für kleine $\eta$ nähert sich der viskoplastische Ansatz der plastischen Beschreibung. Wird so gewählt dass das elastisch-viskoplastische Modell nahe dem elastisch-plastischen Modell liegt.	100 s
	$r$	viskoplastischer Exponent	Wird so gewählt, dass das elastisch-viskoplastische Modell nahe dem elastisch-plastischen Modell liegt.	1,5
	$\sigma_0$	Referenzspannung	Referenzspannung des „overstress concepts“ = $\kappa$	0,0001 MN/m <sup>2</sup>

Die Parameter in Tabelle 7.3 sind bei einer bezogenen Lagerungsdichte von  $I_D \approx 0,7$  bestimmt worden, Avci (2013). Dieser Wert liegt damit in etwa in derselben Größenordnung wie die bei den eigenen Versuchen zugrunde liegende dichte Lagerung, sodass davon ausgegangen werden kann, dass die numerischen Versuchsergebnisse in etwa mit den experimentell ermittelten Versuchen vergleichbar sein sollten.

Die Ermittlung der Parameter ist nur zum Teil in der entsprechenden Literatur beschrieben. Einige Parameter haben zudem keine physikalische Bedeutung; ihnen wird im Rahmen von Kalibrierung und Validierung des Modells ein bestimmter Wert zugewiesen.

Wegen der großen Ähnlichkeit des eigenen Sandes zum Stuttgarter Versuchssand in Bild 7.18 und der extrem aufwändigen Bestimmung der 29 Parameter wird für die Nachrechnung der Triaxialversuche der in Tabelle 7.3 angegebene Parametersatz verwendet. Vergleicht man die Ergebnisse eines herkömmlichen monotonen triaxialen Kompressionsversuchs ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) vom Punkt I mit den entsprechenden Berechnungsergebnissen, können insbesondere hinsichtlich der maximalen Deviatorspannung nur mäßig gute Übereinstimmungen festgestellt werden, Bild 7.19.

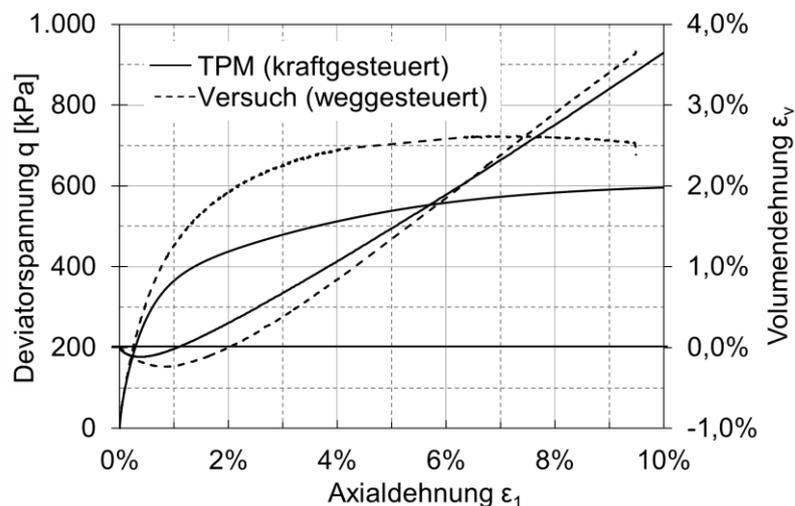


Bild 7.19: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen eines monotonen triaxialen Kompressionsversuchs ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) bei dichter Lagerung vom Ausgangsspannungszustand I ( $\sigma_3 = 200 \text{ kPa} = \text{const.}$ .)

Worauf dies zurückzuführen ist, kann nicht eindeutig geklärt werden. Die Steifigkeit bis zu einer Axialdehnung von ca. 1 % wird durch das Modell relativ gut abgebildet. Die Volumendehnungskurve zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung, wenngleich der kontraktante Bereich mit  $\varepsilon_v \leq 0$  bei dem Modell etwas zu gering ist.

### 7.4.3 Berechnungsergebnisse und Bewertung

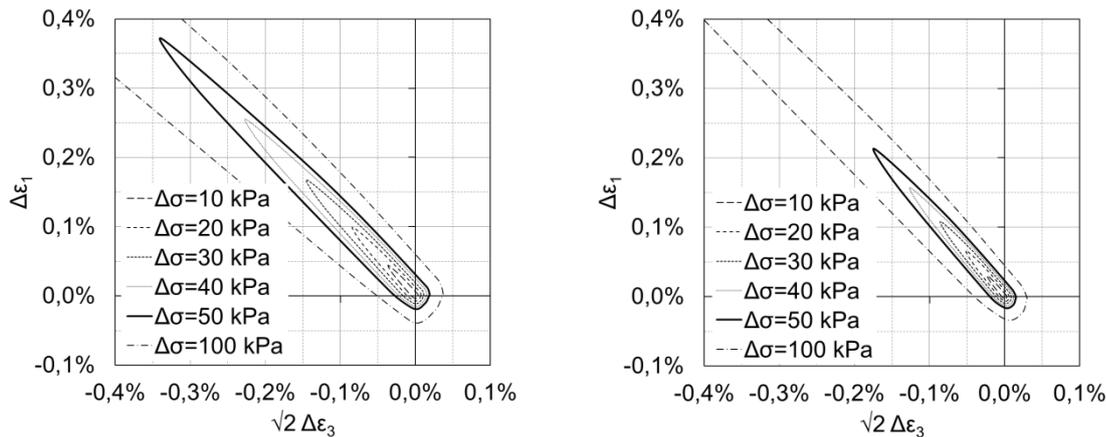
Am Institut für Mechanik der Universität Stuttgart ist der Löser PANDAS<sup>5</sup> für stark gekoppelte Probleme der Kontinuumsmechanik entwickelt worden. Mithilfe einer Schnittstelle zwischen den Programmpaketen ABAQUS und PANDAS auf Basis der in ABAQUS verfügbaren User-Element-Routine können bei der Modellierung von Anfangsrandwertproblemen in ABAQUS auf alle Materialmodelle aus PANDAS zurückgegriffen werden, Schenke & Ehlers (2011).

<sup>5</sup> Porous Media Adaptive Nonlinear finite-element solver based on Differential Algebraic Systems

Diese Berechnungsprogramme bzw. Schnittstellen werden dem Lehrstuhl Baugrund-Grundbau für die Nachrechnung der Versuche zur Verfügung gestellt.

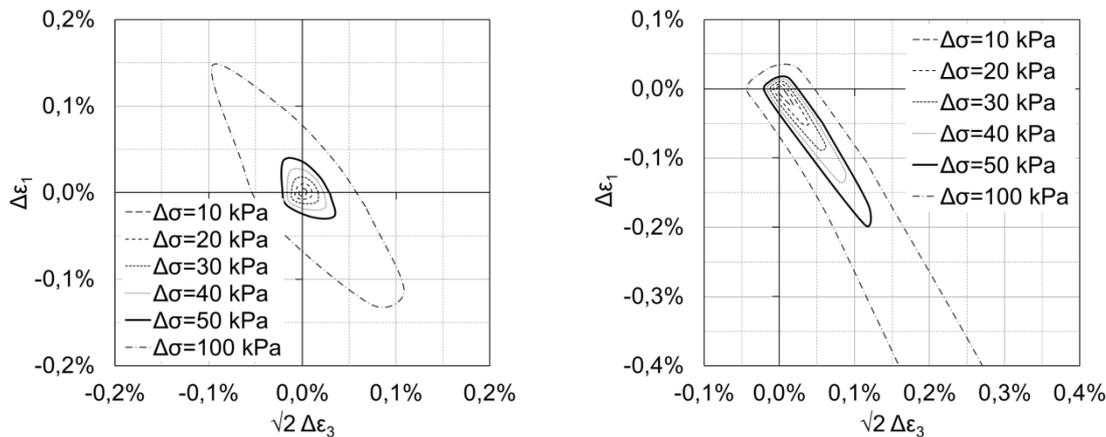
### 7.4.3.1 Monotone Belastung

Das Spannungs-Dehnungsverhalten bei monotoner Belastung wird in Bild 7.20 mithilfe von Antwortellipsen an den vier ausgewählten Spannungsausgangspunkten (Bild 7.2) gezeigt.



b) Punkt A

b) Punkt F



c) Punkt I

d) Punkt J

Bild 7.20: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem elastoplastischen TPM-Modell aus Stuttgart,  $I_D \approx 0,7$

Die Berechnungen liefern zunächst ähnliche Ergebnisse wie das HS-Modell. Bei genauerer Betrachtung der Dehnungen infolge deviatorischer Be- und Entlastung fällt auf, dass die Breite der Ellipsen mit zunehmender Verformung nicht ab-, sondern zunimmt.

### 7.4.3.2 Niederzyklische Belastung

Da es sich bei dem untersuchten TPM-Modell um ein elastoplastisches Modell mit isotroper Verfestigung handelt, ist nicht damit zu rechnen, dass eine Verformungsakkumulation bei niederzyklischer (dränierter) Belastung auftritt. Bild 7.21 zeigt beispielhaft die Entwicklung der totalen Dehnungen bei einer niederzyklischen Belastung mit 20 deviatorischen Spannungszyklen.

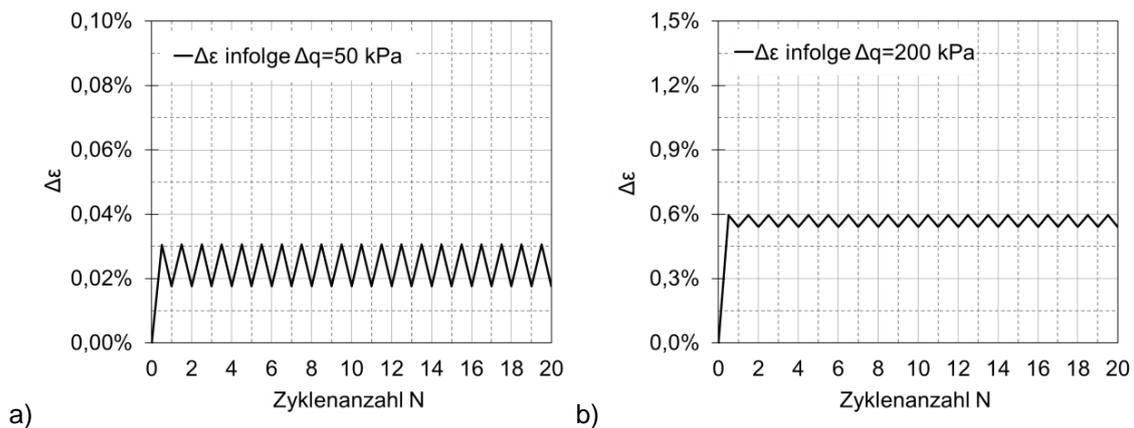


Bild 7.21: Akkumulation der Dehnungen bei 20 deviatorischer Spannungszyklen a)  $\Delta q = 200 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$ , berechnet mit dem elastoplastischen TPM-Modell,  $I_D \approx 0,7$

Die plastischen Dehnungen sind bereits bei der 2. Ent- und Wiederbelastung konstant bzw. es liegt elastisches Materialverhalten vor, Bild 7.21.

Die quasi-elastischen Antwortellipsen in Bild 7.22 sind im Gegensatz zu den bislang betrachteten kreisförmig.

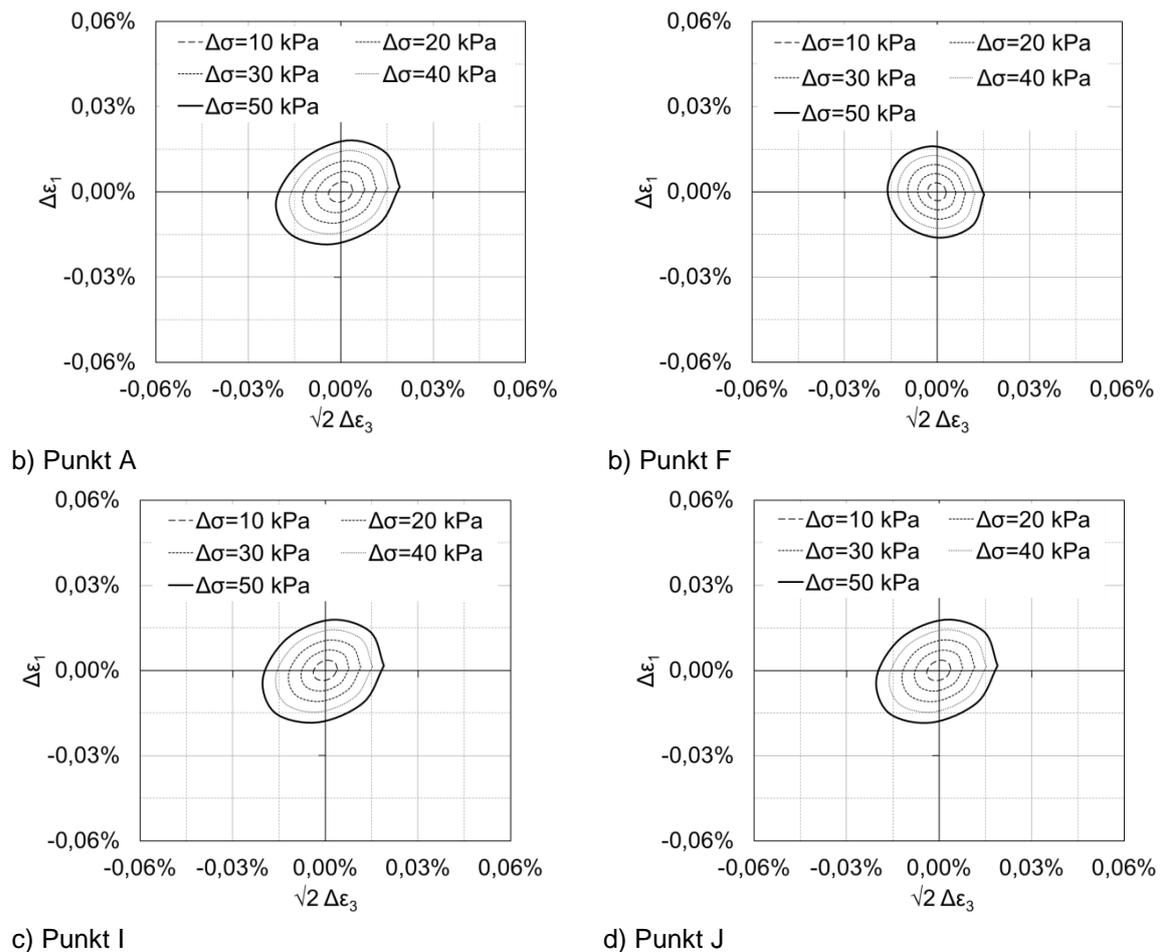


Bild 7.22: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem elastoplastischen Modell (TPM) aus Stuttgart, Parametersatz für  $I_D \approx 0,7$

Mit den in Abschnitt 7.2 gemachten Überlegungen würde dies bedeuten, dass die Querdehnzahl im elastischen Bereich  $\nu \approx 0$  ist, was für Böden nicht realistisch ist.

## 7.5 Hypoplastizität

### 7.5.1 Grundlagen

Hypoplastische Stoffmodelle beschreiben Spannungsänderungen von Korngerüsten mittels einer tensoriellen Gleichung. Folgende idealisierte Eigenschaften einfacher Korngerüste werden im Rahmen der Hypoplastizität abgebildet, siehe auch von Wolffersdorff (2004) und Herle & Gudehus (1999):

- Der Zustand ist nur durch den Spannungstensor und die Lagerungsdichte definiert.
- Deformationen resultieren ausschließlich aus Kornumlagerungen und sind damit irreversibel.
- Die Körner verändern sich nicht durch Abrieb oder Kornbruch.
- Proportionale Deformationspfade führen unabhängig vom Anfangszustand asymptotisch zu proportionalen Spannungspfaden (SOM – Swept out of Memory-Verhalten).
- Das Korngerüst verhält sich ratenunabhängig.
- Physikochemische Effekte und Feststoffbrücken sind vernachlässigbar.

Bei hypoplastischen Stoffmodellen wird nicht zwischen elastischer und plastischer Dehnung unterschieden, wodurch Fließfläche und -regel, und Verfestigungsgesetz entfallen. Dennoch ergeben sich bei verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedliche nichtlineare, spannungs- und dichteabhängige Materialsteifigkeiten.

Die allgemeine Form des hypoplastischen Stoffmodelles nach von von Wolffersdorff (1996) lautet:

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{T}} &= \mathbf{L}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) : \mathbf{D} + \mathbf{N}(\mathbf{T}, e) \|\mathbf{D}\| = \left( \mathbf{L} + \mathbf{N} \frac{\mathbf{D}}{\|\mathbf{D}\|} \right) : \mathbf{D} \\ \dot{\sigma} &= \mathbf{L} : \dot{\epsilon} + \mathbf{N} \dot{\epsilon} \end{aligned} \quad (7.11)$$

$\mathbf{D}$  ist die Dehnungs- und  $\dot{\mathbf{T}}$  die Jaumann'sche Spannungsrate. Die Steifigkeitstensoren  $\mathbf{L}$  und  $\mathbf{N}$  sind homogen bezüglich  $\mathbf{T}$  und legen den Bereich erlaubter Spannungszustände fest, beschreiben also im Hauptspannungsraum die kritische Grenzfläche, die von dem Kegel nach Matsuoka & Nakai (1974) begrenzt wird, Bild 7.23. Nach von Wolffersdorff können sie für Sand nach Gleichungen (7.12) und (7.13) ermittelt werden:

$$\mathbf{L} = f_b f_e \frac{1}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} (F^2 \mathbf{I} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \hat{\mathbf{T}}) \quad (7.12)$$

$$\mathbf{N} = f_b f_e f_d \frac{Fa}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) \quad (7.13)$$

Im Gegensatz zum Bruchkriterium von Mohr-Coulomb wird hierbei auch der Einfluss der mittleren Hauptspannung berücksichtigt.

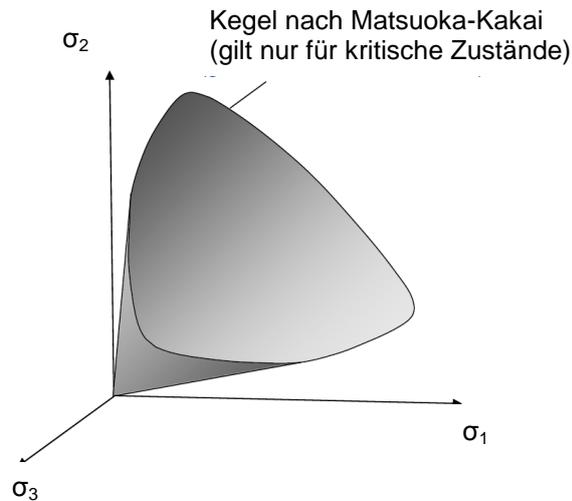


Bild 7.23: Kegel nach Matsuoka & Nakai (1974) für kritische Zustände beim hypoplastischen Stoffmodell, aus von Wolfersdorff (2012)

Der Parameter  $a$  und die druckabhängige Spannungsfunktion  $F$  beschreiben das Bruchkriterium in der deviatorischen Ebene.

$$a := \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad \text{mit } \sin \varphi_c = \left\{ \frac{T_{11} - T_{22}}{T_{11} + T_{22}} \right\}_c \quad (7.14)$$

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos(3\theta)}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (7.15)$$

$$\tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| \quad (7.16)$$

$$\cos(3\theta) = \sqrt{6} \operatorname{tr} \frac{(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{(\hat{\mathbf{T}}^* : \hat{\mathbf{T}}^*)^{2/3}} \quad (7.17)$$

$\varphi_c$  ist der kritische Reibungswinkel; die Winkel  $\psi$  und  $\theta$  beschreiben die Lage von  $\mathbf{T}$  im Spannungsraum, Bild 7.24.

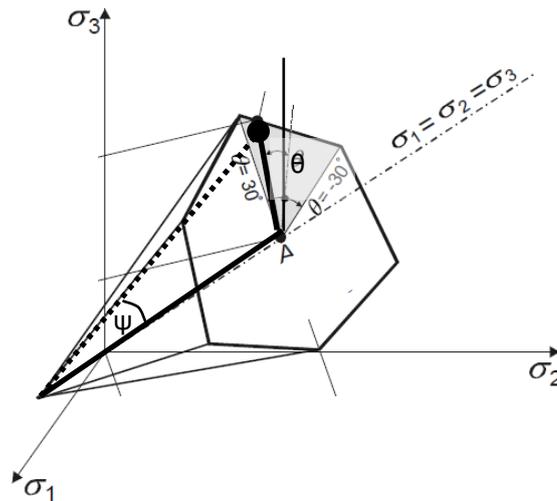


Bild 7.24: Winkel  $\psi$  und  $\theta$  im Spannungsraum (aus Stoecker (2002))

Der Parameter  $a$  und die druckabhängige Spannungsfunktion  $F$  beschreiben das Bruchkriterium in der deviatorischen Ebene. Die Faktoren  $f_b$ ,  $f_e$  und  $f_d$  berücksichtigen den Einfluss des Druckes (Barotropie) und der Lagerungsdichte (Pyknotropie) auf die Steifigkeit:

$$f_d = \left( \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha \quad (7.18)$$

$$f_e = \left( \frac{e_c}{e} \right)^\beta \quad (7.19)$$

$$f_b = \frac{h_s}{n} \cdot \left( \frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \cdot \frac{1 + e_i}{e_i} \cdot \left( \frac{3 \cdot p_s}{h_s} \right)^{1-n} \cdot \left[ 3 + a^2 - a\sqrt{3} \cdot \left( \frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (7.20)$$

$e$  stellt die aktuelle Porenzahl,  $e_d$  die Porenzahl bei dichtester Lagerung und  $e_c$  im kritischen Zustand dar.  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $h_s$  (Granulathärte) und  $n$  sind Materialkonstanten.

Die Grundversion des hypoplastischen Stoffmodelles kann zwar das nichtlineare, inelastische Verhalten von granularen Stoffen bei Be- und Entlastung realitätsnah beschreiben. Kommen allerdings Be- und Entlastungsvorgänge hinzu, wird die Steifigkeit bei (kleinen) Dehnungsänderungen nach einem Richtungswechsel unterschätzt. So kommt es bei der Grundversion des hypoplastischen Stoffmodells bei mehreren aufeinanderfolgenden Spannungszyklen zu einer unrealistisch großen Akkumulation von plastischen Verformungen, da die Wiederbelastungssteifigkeit identisch mit der Erstbelastungssteifigkeit ist.

Dieser Effekt wird *ratcheting* genannt und ist in Bild 7.25 an einem Triaxialversuch mit vertikalen Spannungszyklen verdeutlicht. Von einer isotropen Ausgangsspannung (200 kPa) wird die Axialspannung bis  $\sigma_1 = 400$  kPa erhöht und dann 10 Vertikalspannungszyklen aufgebracht. Bei einer Amplitude von  $\Delta\sigma_1 = 100$  kPa kommt es zu einem geringen plastischen Verformungszuwachs (Bild 7.25a), der für jeden Zyklus gleich groß ist, und man erhält eine annähernd realistische Prognose der plastischen Verformungen. Bild 7.25b zeigt das Berechnungsergebnis mit genau demselben Parametersatz und sonst gleichen Randbedingungen, aber einer doppelt so großen Amplitude von  $\Delta\sigma_1 = 200$  kPa. Man erkennt eine unrealistische Zunahme der Verformungen („ratcheting“). Die Wiederbelastungssteifigkeit kann nur zum Teil realitätsnah abgebildet werden.

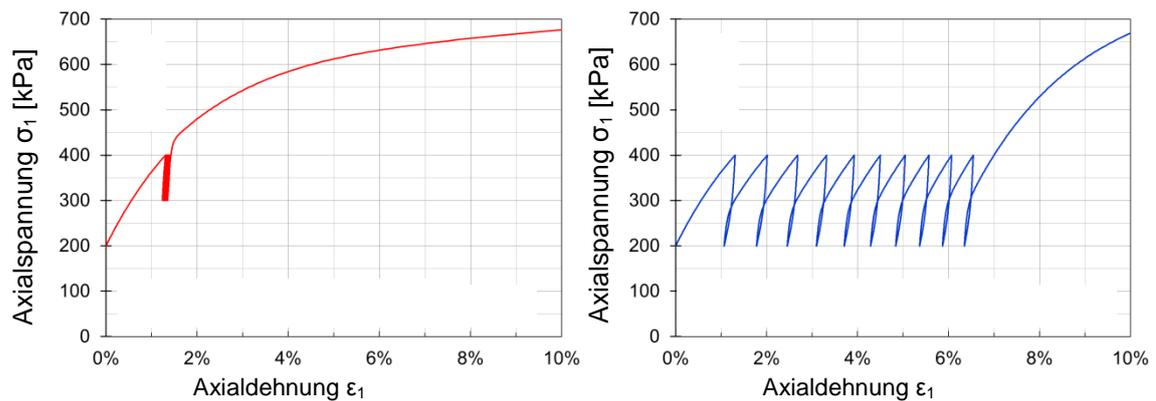
a)  $\Delta\sigma_1 = 100$  kPa,b)  $\Delta\sigma_1 = 200$  kPa

Bild 7.25: Ratcheting beim hypoplastischen Stoffmodell: niederzyklischer triaxialer Kompressionsversuch mit  $N = 10$  Zyklen mit veränderlichen Vertikalspannungsamplituden  $\Delta\sigma_1$

Um dieses Defizit zu beheben und die Richtungsabhängigkeit der Steifigkeit zu berücksichtigen, wurde von Niemunis & Herle (1997) für kleine Zyklen die Zustandsvariable „intergranulare Dehnung“ eingeführt, die den letzten Teil des zurückliegenden Dehnungspfades speichert. Sie berücksichtigt neben den Verformungen des Korngerüstes auch die Verformungen in den Kontaktbereichen der einzelnen Körner. Für kleine Verzerrungen wird daher zunächst ein Anfangswiderstand zwischen den einzelnen Körnern aktiviert, bevor es zu Verformungen des gesamten Korngerüstes kommt.

Im mehrdimensionalen Fall ist die intergranulare Dehnung ein Tensor zweiter Stufe, dessen Betrag maximal den Wert  $R$  (Materialkonstante) annehmen kann ( $\|h\| \leq R$ ). Ein Maß für die Mobilisierung der intergranularen Dehnung ist der normierte Betrag

$$\delta = \frac{\|h\|}{R} \quad (7.21)$$

In Bild 7.26 ist die Wirkungsweise der intergranularen Dehnung  $\delta$  vereinfacht im eindimensionalen Fall dargestellt, von Wolffersdorff (2004).

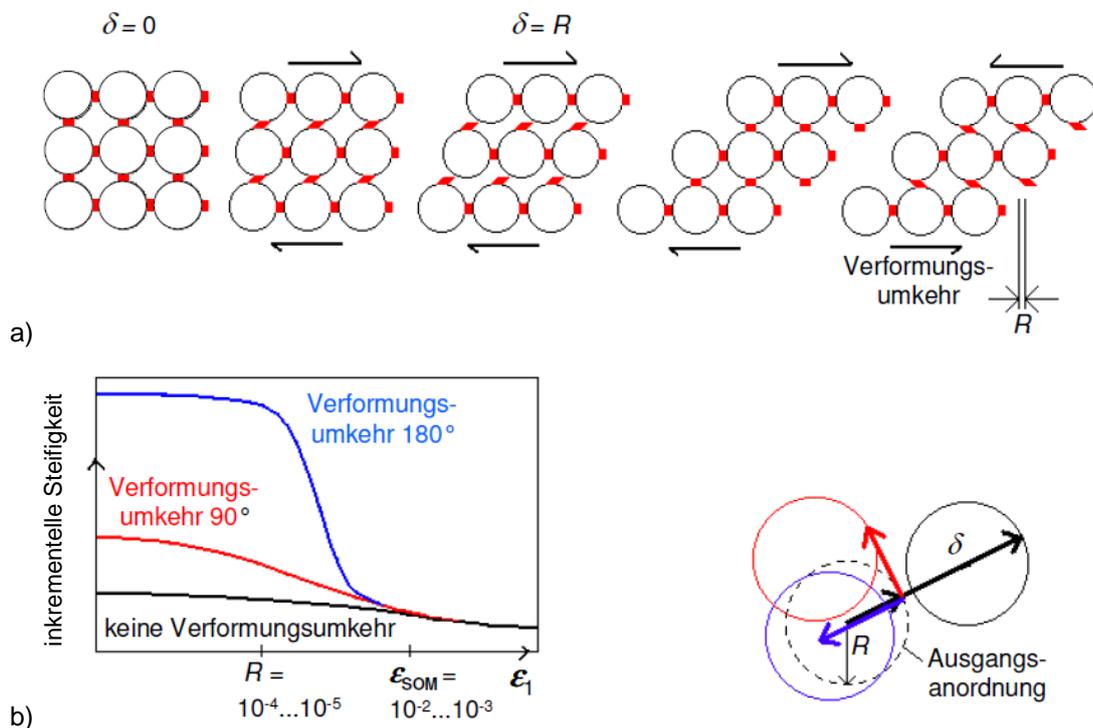


Bild 7.26: Wirkungweise der intergranularen Dehnung im eindimensionalen Fall: a) Verformung des Korngerüstes, b) inkrementelle Steifigkeit bei einer Verformungsumkehr in verschiedene Richtungen nach von Wolffersdorff (2004)

Bei einer monotonen Belastung wächst die intergranuläre Dehnung  $\delta$  bis zum Maximalwert  $R$  an und bleibt dann bei weiterer Verformung konstant, Bild 7.26a. Die Verformung und die intergranuläre Dehnung haben die gleiche Richtung. Bei einem Richtungswechsel der Verformung sinkt dann der Betrag der intergranularen Dehnung von  $\delta = R$  auf  $\delta = 0$ . Die inkrementelle Steifigkeit nach einer vollständigen Verformungsumkehr ( $180^\circ$ ) ist nun durch die intergranuläre Dehnung viel größer als ohne Verformungsumkehr, Bild 7.26b. Mit zunehmender Verformung nimmt die inkrementelle Steifigkeit wieder ab und erreicht bei  $\epsilon_1 = \epsilon_{SOM}$  wieder die ursprüngliche hypoplastische Steifigkeit, von Wolffersdorff (2004).

## 7.5.2 Parameter

Bei den für das hypoplastische Stoffmodell erforderlichen Stoffparametern wird zwischen Material- und Zustandsgrößen unterschieden, Herle & Gudehus (1999). Die *Materialparameter* orientieren sich zum großen Teil an der konventionellen Bodenmechanik und basieren auf den Eigenschaften des Granulats, z.B. Partikelform, Granulathärte, Kornverteilung, dem kritischen Reibungswinkel und den Grenzporozahlen. Der *Zustand* wird durch die effektive Spannung und die Dichte bzw. die aktuelle Porozahl definiert.

Insgesamt werden für die Originalversion des hypoplastischen Stoffmodelles acht, für die Erweiterung um die intergranuläre Dehnung fünf weitere Stoffkonstanten benötigt. In Tabelle 7.4 sind die insgesamt 13 hypoplastischen Parameter für den verwendeten Feinsand zusammengestellt. Die Parameter wurden am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) durch umfangreiche Triaxialversuchsserien ermittelt und sind in einer Vielzahl an Veröffentlichungen dokumentiert, siehe z.B. Wichtmann & Triantafyllidis (2011).

Tabelle 7.4: Hypoplastische Parameter des verwendeten Feinsandes

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	Wert
Grenzporenzahlen bei Druckniveau $p = 0^*$	$e_{c0}$	Porenzahl* bei lockerster Lagerung	$e_{c0} \approx e_{\max}$ nach DIN 18126	1,054
	$e_{d0}$	Porenzahl* bei dichtester Lagerung	$e_{d0} \approx e_{\min}$ nach DIN 18126	0,677
	$e_{i0}$	größtmögliche Porenzahl* bei verschwindendem Korndruck	darf näherungsweise mit $e_{i0} \approx 1,15 e_{\max}$ abgeschätzt werden, experimentelle Bestimmung nicht möglich	1,212
Materialparameter	$h_s$	Granulathärte	$h_s \triangleq$ Kompressionsbeiwert, dessen Größe maßgeblich vom Kornmaterial, -form und -verteilung abhängig ist.	86.260 kPa
	$\varphi_c$	kritischer Reibungswinkel	$\varphi_c \triangleq$ Böschungswinkel eines lockeren kohäsionslosen Granulats, Ermittlung aus undrännierten Triaxialversuchen oder mit Hilfe von Schüttkegelversuchen. Im Schüttkegelversuch beschreibt $\varphi_c$ die Neigung der Kegelflanke.	0,578 [rad]
	$n$	Kompressions-Exponent	$n$ beschreibt die spannungsabhängige Steifigkeit.	0,32 <sup>6</sup>
	$\beta$	Pyknotropie-Exponent	$\beta$ bestimmt den Einfluss der Lagerungsdichte auf den Peak-Reibungswinkel $\varphi_p$ . $\beta$ ergibt sich aus dem Vergleich der Steifemoduln $E_s$ einer dichten und einer lockeren Probe bei gleichem Druck im ödometrischen Kompressionsversuch.	0,2
	$\alpha$	Pyknotropie-Exponent	$\alpha$ kann unter Kenntnis der o.g. hypoplastischen Parameter und eines im Triaxialversuch gemessenen Peakreibungswinkels $\varphi_p$ an einer dicht eingebauten Probe berechnet werden. $\alpha$ bewirkt einen Anstieg der Spannungsrate $\dot{T}$ mit einer zunehmenden Dichte der Proben bei $D = \text{const.}$ und kann aus Ödometerversuchen an Proben mit unterschiedlichen Anfangsporenzahlen bestimmt werden.	0,21
intergranuläre Deh-	R	„Aktionsbereich“ der intergranulären Dehnung	R entspricht dem Dehnungsbereich, in dem die Steifigkeit des Bodenelements im Falle einer Dehnungsumkehr nahezu konstant bleibt. R ist nicht nur vom Material, sondern auch von anderen Faktoren wie Größe der Spannungsamplitude	0,0001

<sup>6</sup> Entsprechend der üblichen spannungsabhängigkeit bei kleinen Dehnungen ( $\gamma \leq 10^{-4}$ ) schlagen Wegener & Herle (2012) vor,  $n$  für die Anwendung bei kleinen Dehnungen mit  $n_0 = 1 - m_0 = 0,5$  zu wählen.

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	Wert
			bei zyklischer Belastung abhängig. Ermittlung über Spannungs-Dehnungs-Kurven aus dynamischen und statischen Tests mit Spannungsumkehrungen.	
	$\beta_r$	Exponent	$\beta_r$ bestimmt die Entwicklung der intergranularen Dehnung, Niemunis & Herle (1997) geben für die Bestimmung von $\beta_r$ ein Diagramm mit den Eingangsgrößen $\epsilon_{SOM}$ , R und $\chi$ an. $\epsilon_{SOM}$ ist die Länge eines geraden Dehnungspfades zwischen der Stelle bei Dehnungsumkehr und der Stelle, an der die Steifigkeit definitionsgemäß auf 10 % der Steifigkeit unmittelbar nach der Umkehr gesunken ist, vgl. auch Holler (2006).	1,5
	$\chi$	Exponent	$\chi$ beschreibt den Verlauf der Steifigkeitsänderung bei Änderung der Verformungsrichtung bzw. den Abbau der Steifigkeit von $E_R$ nach $E_0$ bei monotoner Deformation. $\chi$ glättet die Steifigkeitsänderung und kann mit zyklischen Tests mit kleinen Dehnungsamplituden verifiziert werden.	2,8
	$m_R$	Erhöhungsfaktoren der Steifigkeit $E_0$ bei Richtungswechsel	Änderung der Wiederbelastungssteifigkeit bei vollständiger Dehnungsumkehr (180°) von $E_0$ auf $E_R = E_0 \cdot m_R$	4,6
	$m_T$		Änderung der Wiederbelastungssteifigkeit bei vollständiger Dehnungsumkehr (90°) von $E_0$ auf $E_R = E_0 \cdot m_T$ Die Konstanten können z.B. durch Scherversuche mit unterschiedlichen Belastungsvorgeschichten gefahren werden, wobei die Deformationsrate nach einem Richtungswechsel bei allen identisch ist.	2,3

\* Die Porenzahlen, wie auch die Porenzahl bei isotroper Kompression  $e_i$ , sind vom mittleren Korndruck  $p_s = -1/3 \text{ tr } \mathbf{T}$  abhängig. Dies kann mit dem Kompressionsgesetz von Bauer beschrieben werden:

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \exp \left[ \left( - \frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right]$$

Die Granulathärte ist die einzige dimensionsbehaftete Größe.

Für verschiedene Ausgangslagerungsdichten bzw. -porenzahlen benötigt man keinen anderen Parametersatz, in diesem Fall muss bei numerischen Berechnungen lediglich die Zustandsgröße „Porenzahl“ geändert werden.

Bei einem gewöhnlichen, weggesteuerten monotonen triaxialen Kompressionsversuch ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) vom Punkt I können die eigenen Versuchsergebnisse wenig zufriedenstellend abgebildet werden, Bild 7.27. Worauf dies zurückzuführen ist, ist unklar.

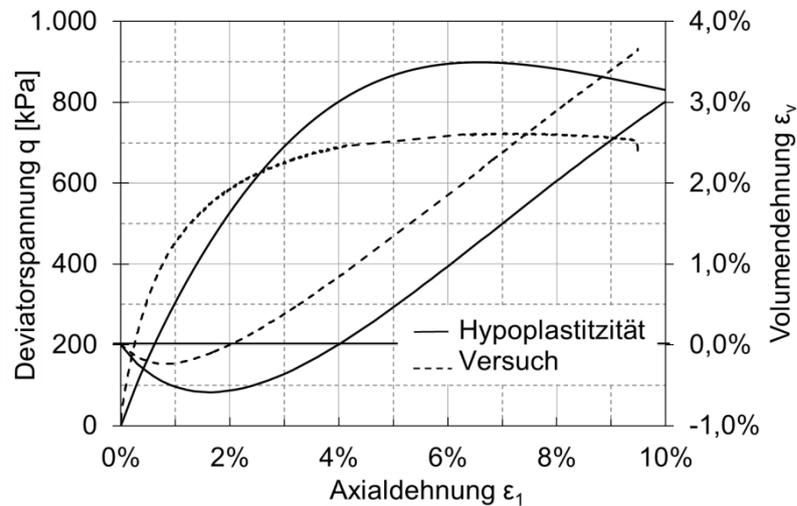


Bild 7.27: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen eines monotonen, weggesteuerten triaxialen Kompressionsversuchs ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) bei dichter Lagerung vom Ausgangsspannungszustand I ( $\sigma_3 = 200 \text{ kPa} = \text{const.}$ )

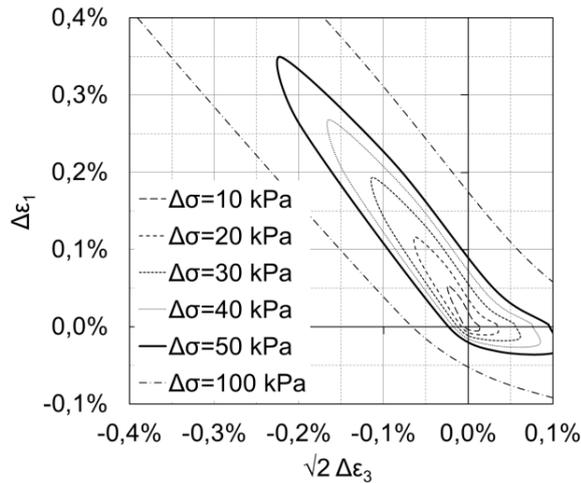
Die maximale Deviatorspannung des Triaxialversuchs wird in Bild 7.27 mit dem hypoplastischen Elementversuch deutlich überschritten. Dennoch ist die Anfangssteifigkeit zu gering und die kontraktante Phase zu ausgeprägt. Die Neigung der Volumendehnungskurve hingegen stimmt im Dilatanzbereich sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein.

### 7.5.3 Berechnungsergebnisse und Bewertung

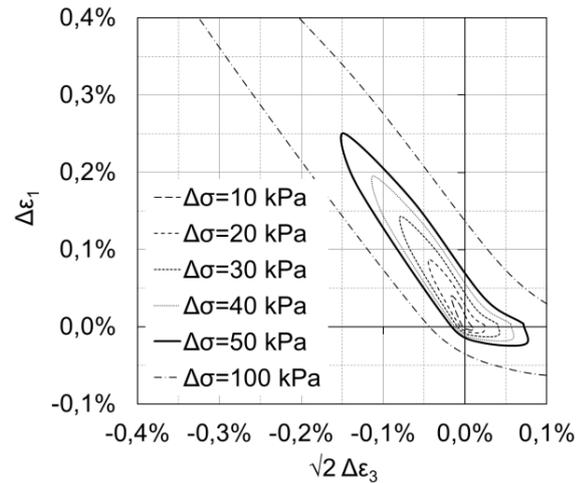
Für die Berechnungen mit dem hypoplastischen Stoffmodell wird der sogenannte „Incremental Driver“ verwendet, der von Niemunis (2011) entwickelt und dem Lehrstuhl Baugrund-Grundbau zur Verfügung gestellt wurde.

#### 7.5.3.1 Monotone Belastung

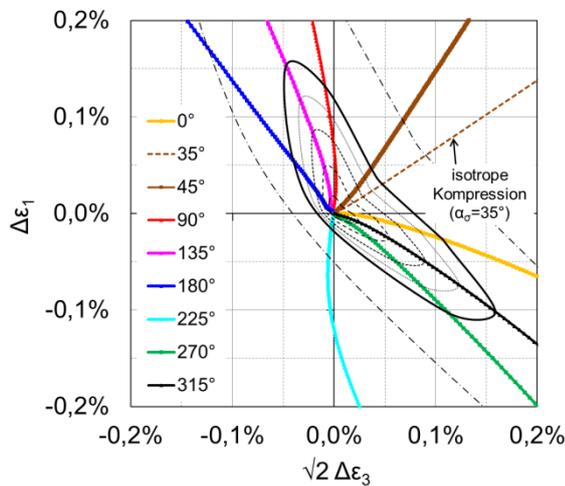
Das Spannungs-Dehnungsverhalten bei monotoner Belastung wird in Bild 7.28 mithilfe von Antwortellipsen an den vier ausgewählten Spannungsausgangspunkten aus Bild 7.2 gezeigt.



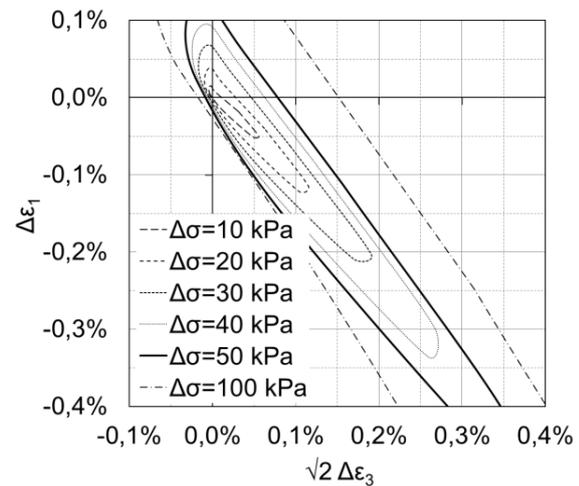
a) Punkt A



b) Punkt F



c) Punkt I



d) Punkt J

Bild 7.28: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem hypoplastischen Stoffmodell mit intergranularer Dehnung,  $I_D \approx 0,75$

Die Ellipsen weisen im Bereich positiver Axial- und Radialdehnung mit Ausnahme des Punktes J eine „Beule“ auf. Dies ist auf die geringeren Dehnungen bei isotroper Kompression ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ ) zurückzuführen, die beispielhaft als gestrichelte braune Linie in Bild 7.28c dargestellt sind.

In Bild 7.29 ist der Unterschied der Dehnungsantworten bei dichter und lockerer Lagerung beispielhaft für den Punkt A dargestellt. Weitere Ergebnisse können Anhang A.2, A.8, A.11 und A.14 entnommen werden.

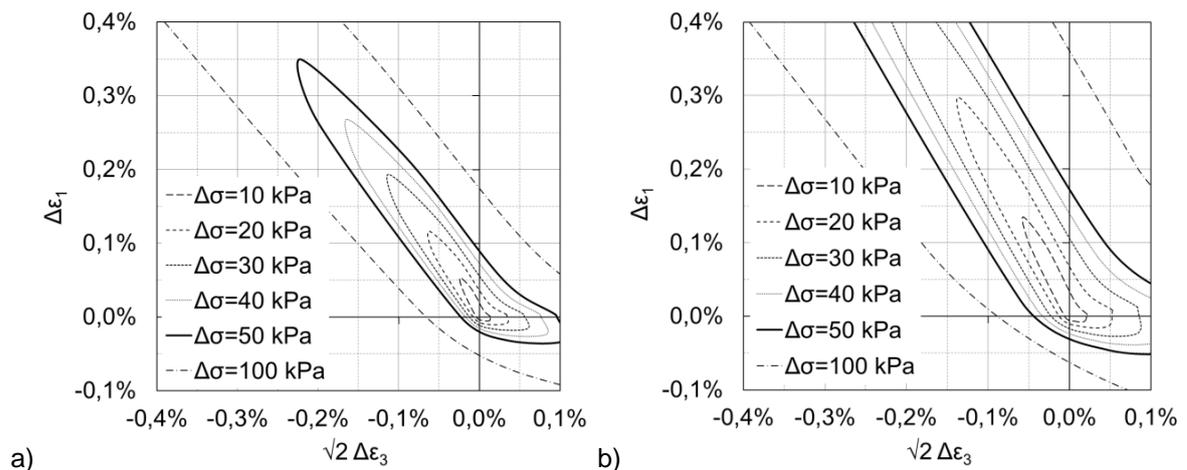


Bild 7.29: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten, berechnet mit dem hypoplastischen Stoffmodell mit intergranularer Dehnung, Spannungsausgangspunkt A: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,2$

Bei lockerer Lagerung bzw. größerer Anfangsporenzahl fallen die Antwortellipsen größer aus, die Steifigkeit nimmt ab. Die Form der Ellipsen wird von der Lagerungsdichte nicht beeinflusst.

### 7.5.3.2 Niederzyklische Belastung

Zur Untersuchung des Akkumulationsverhaltens bei niederzyklischer Belastung ist in Bild 7.30 der Verlauf der Gesamtverformungen infolge verschieden großer deviatorischer Spannungszyklen  $\Delta q$  dargestellt.

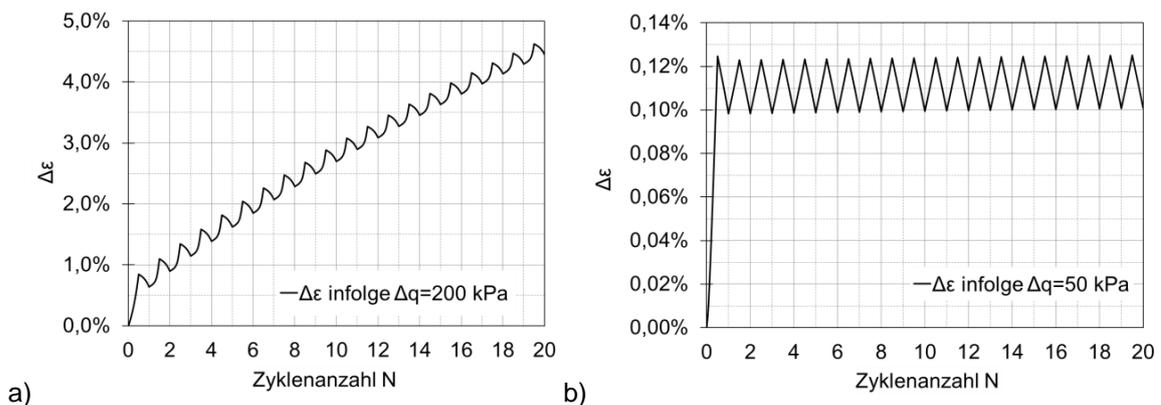


Bild 7.30: Akkumulation der Dehnungen während 20 deviatorischer Spannungszyklen  
a)  $\Delta q = 200 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$ , berechnet mit dem hypoplastischen Stoffmodell mit intergranularer Dehnung,  $I_D \approx 0,75$

Man erkennt eine starke Zunahme der Dehnungen für große Spannungszyklen (Bild 7.30a), während sich der Boden bei kleinen Spannungszyklen bereits nach der ersten Entlastung nahezu elastisch verhält und nur noch sehr geringe Verformungszuwächse auftreten (Bild 7.30b). Für beide Spannungsamplituden ist die Größe der elastischen Dehnungen konstant.

Zur Untersuchung der quasi-elastischen Verformungsanteile bei niederzyklischer Belastung werden für die ausgewählten Spannungsausgangspunkte in Bild 7.31 die dazugehörigen Antwortellipsen gegenübergestellt.

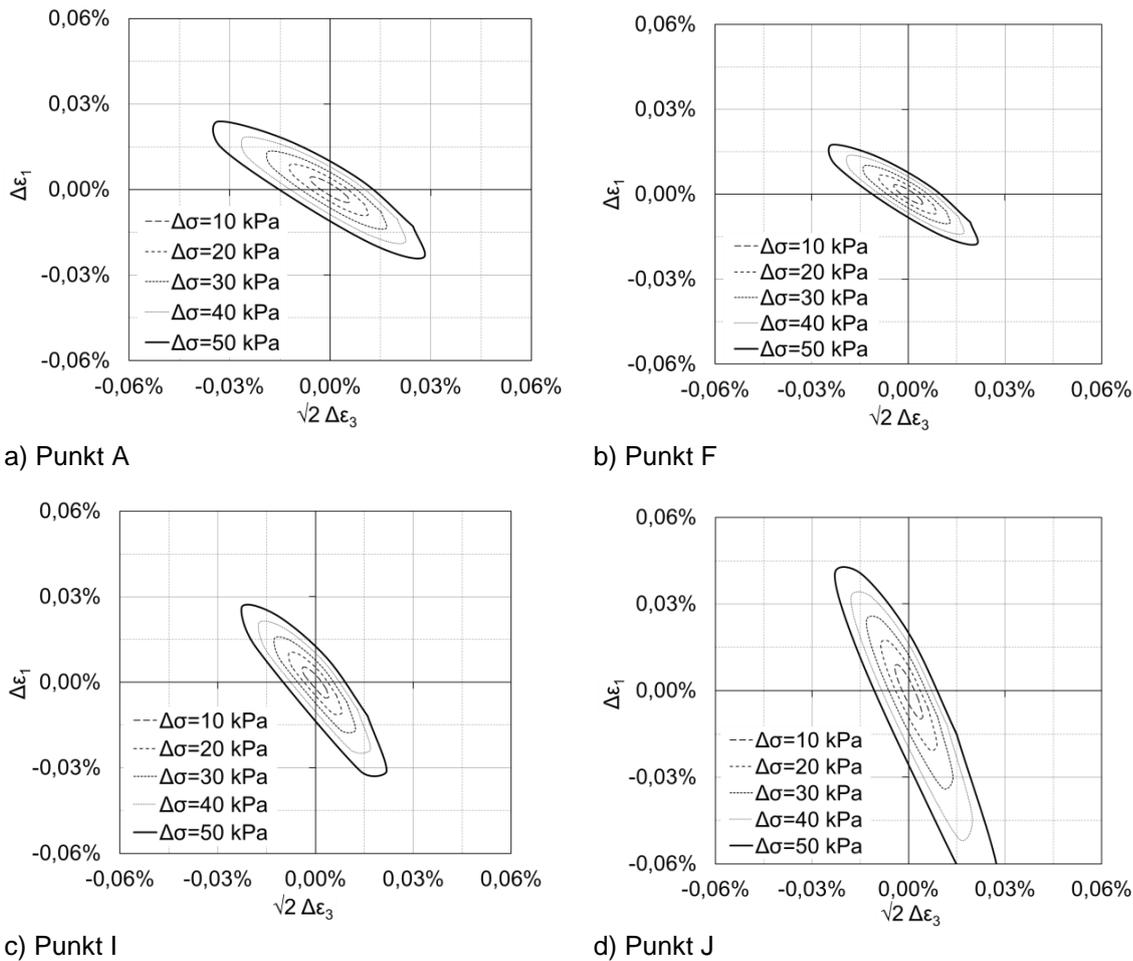


Bild 7.31: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem hypoplastischen Stoffmodell mit intergranularer Dehnung,  $I_D \approx 0,75$

Im Gegensatz zu den bislang diskutierten Modellen ist hier eine Veränderung der Ellipsen-Neigung bei unterschiedlichen Ausgangsspannungsverhältnissen erkennbar. Dies bedeutet, dass das hypoplastische Modell in der Lage ist, die bei den experimentellen Versuchen festgestellte spannungsinduzierte Anisotropie im quasi-elastischen Bereich wiederzugeben.

Die Dichteabhängigkeit der quasi-elastischen Steifigkeit beim hypoplastischen Stoffmodell geht aus Bild 7.32 hervor, denn die Ellipsen bei geringer Ausgangslagerungsdichte sind größer als bei hoher Ausgangslagerungsdichte. Diese Dichteabhängigkeit ist bei deviatorischer Be- und Entlastung – die dazugehörigen Dehnungen stellen die Hauptachse der Ellipsen dar – besonders ausgeprägt; der Einfluss der Dichteänderung auf die Verformungen infolge isotroper Be- und Entlastungen ist verhältnismäßig gering.

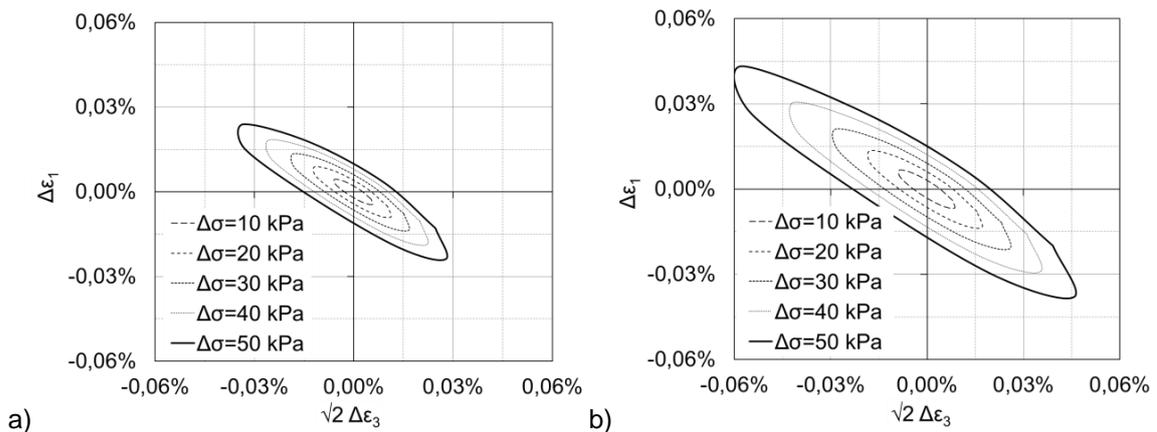


Bild 7.32: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten, berechnet mit dem hypoplastischen Stoffmodell mit intergranularer Dehnung, Spannungsausgangspunkt A: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

Die Neigung und die Form der Ellipsen bleiben für die untersuchten Dichten unverändert.

## 7.6 Sanisand-Modell

### 7.6.1 Grundlagen

Sanisand-Modelle („Simple Anisotropic Modell for Sands“) gehören zur Familie der einfachen anisotropen Stoffmodelle für Sand innerhalb der Struktur der Critical-State-Bodenmechanik und der Bounding Surface Plasticity.

Das Bounding Surface-Konzept wurde von Dafalias & Popov (1975) vorgeschlagen. Es wird in Analogie zum Elastizitätsmodul der Plastizitätsmodul eingeführt, der Spannungen und plastische Dehnungen miteinander verknüpft und von der Spannungsrate abhängt. Es gibt in diesem Stoffmodell keinen rein elastischen Bereich. Die Verformung setzt sich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen. Eine Fläche, die der Fließfläche der elastoplastischen Stoffmodelle ähnelt, wird in diesem Konzept als „Bounding Surface“ bezeichnet und dient als Vergrößerungsfunktion der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit vom aktuellen Spannungszustand. Ein Spannungszustand auf der Bounding Surface führt zu plastischen Dehnungen, die identisch mit denen aus der konventionellen Plastizitätstheorie sind.

Die Stoffmodellgleichung für das Sanisand-Modell lautet:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \lambda \mathbf{m}) \quad (7.22)$$

wobei mit  $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$  der Tensor der Spannungsrate, mit  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$  der Tensor der Deformationsrate, mit  $\lambda$  der plastische Multiplikator und mit  $\mathbf{m} = \mathbf{m}(\boldsymbol{\sigma}, e)$  die Fließrichtung als Funktion der Porenzahl  $e$  bezeichnet wird, Triantafyllidis, Wichtmann, & Fuentes Lacoture (2013). Die Fließfläche  $F$  lautet:

$$F = 3/2(\boldsymbol{\sigma}^* - p\boldsymbol{\alpha}) : (\boldsymbol{\sigma}^* - p\boldsymbol{\alpha}) - m^2 p^2 \quad (7.23)$$

wobei  $\sigma^*$  der Tensor des Spannungsdeviators,  $p$  die mittlere Spannung,  $\alpha$  der „backstress Verhältnis“-Tensor und  $m$  ein Parameter ist. Die Verfestigungsregel für  $\alpha$  lautet:

$$\alpha' = \lambda h (\alpha_b - \alpha) \quad (7.24)$$

$h = h(\sigma, e, \alpha)$  ist eine Funktion und  $\alpha_b$  die Projektion des „back stress“-Verhältnis-Tensors auf der Hüllfläche.

## 7.6.2 Parameter

Die insgesamt 14 benötigten Parameter für das Sanisand-Stoffmodell sind alle dimensionslos und in Tabelle 7.5 aufgeführt. Für monotone und zyklische Versuche wird derselbe Parametersatz verwendet.<sup>7</sup>

Tabelle 7.5: Parameter des verwendeten Feinsandes für das Sanisand-Modell

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	Wert
elastische Parameter	$G_0$	Schubmodul	abgeleitet aus Anfangssteifigkeit bei dränierten monotonen Triaxialversuchen	120
	$\nu$	Querdehnzahl	Verhältnis von Radial- zu Axialdehnung, vgl. Gleichung (2.16)	0,1
kritischer Spannungszustand	$M_c$	Neigung der „critical state line“, vgl. Bild 2.2	Neigung der CSL* in der p-q-Ebene im Kompressionsbereich	1,31
	$c$		Zusammenhang zwischen der Neigung der CSL* im Kompressions- und Extensionsbereich: $c = M_e/M_c$	0,712
	$e^{c0}$	kritischer Zustand in e-p-Raum	$e^c = e^{c0} - \lambda(p / p^{atm}) \xi$	1,11
	$\lambda$			0,06
	$\xi$			0,7
	$n_d$	Phasentransformationslinie	Diese Parameter werden benötigt, um die volumetrische Materialantwort abbilden zu können.	2,1
	$A_0$	Dilatanzfaktor der Fließregel		0,4
	$n_b$	-	beschreibt die Hüllfläche	1,25
Verfestigung	$h_0$	Verfestigungsparameter	Mit diesen Parametern besteht die Möglichkeit, die Form der $q - \varepsilon_1$ -Kurve an die Versuchsergebnisse anzupassen.	23
	$c_h$		Ermittlung durch dränierte Standard-Triaxialversuche ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ )	0,97
zykl. Mobilität	$c_z$	-	Für monotone Beanspruchung spielen diese Parameter keine Rolle.	400
	$z_0$			4,0

<sup>7</sup> Bei Wichtmann (2016) wird darauf hingewiesen, dass die Materialantwort mit monotonen und zyklischen Tests nicht mit einem einzigen Parameterset beschrieben werden kann. Wichtmann selbst verwendet aus diesem Grund unterschiedliche Parametersets für monotone und zyklische Berechnungen.

Die Parameter wurden am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) ermittelt. Berechnungen mit verschiedenen Ausgangslagerungsdichten können mit demselben Parametersatz durchgeführt werden, lediglich die Zustandsgröße „Porenzahl“ ist dann zu verändern.

Ein monotoner, weggesteuerter triaxialer Kompressionsversuch ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) vom Punkt I kann die eigenen Versuchsergebnisse einigermaßen zufriedenstellend abbilden, Bild 7.33.

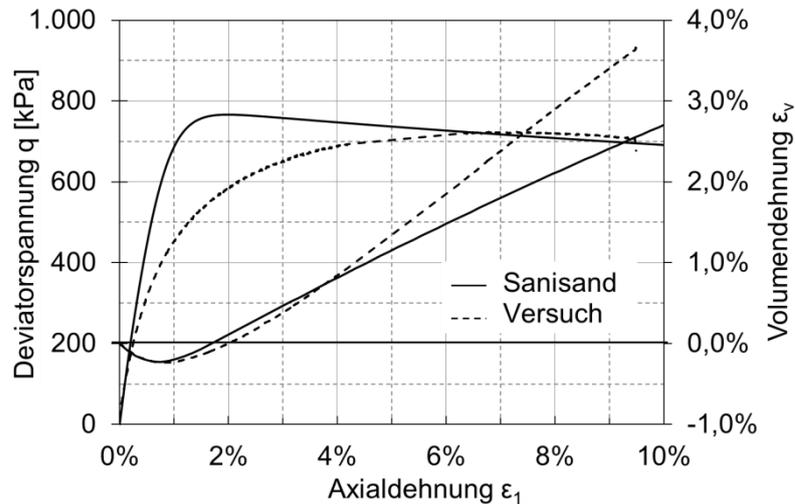


Bild 7.33: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen eines monotonen, weggesteuerten triaxialen Kompressionsversuchs ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) bei dichter Lagerung vom Ausgangsspannungszustand I ( $\sigma_3 = 200 \text{ kPa} = \text{const.}$ )

Die maximale Deviatorspannung wird beim Sanisand-Modell schon nach einer Axialdehnung von ca. 2 % erreicht; beim Versuch geschieht dies deutlich später. Die Volumendehnungskurven passen bis zu einer Axialdehnung von ca. 5 % gut zusammen.

### 7.6.3 Berechnungsergebnisse und Bewertung

Für die Berechnungen mit dem Sanisand-Modell wird der sogenannte „Incremental Driver“ verwendet, der von Niemunis (2011) entwickelt und dem Lehrstuhl Baugrund-Grundbau zur Verfügung gestellt wurde.

#### 7.6.3.1 Monotone Belastung

Das Spannungs-Dehnungsverhalten bei monotoner Belastung an den ausgewählten Spannungsausgangspunkten aus Bild 7.2 ist in Bild 7.41 mithilfe von Antwortellipsen dargestellt.

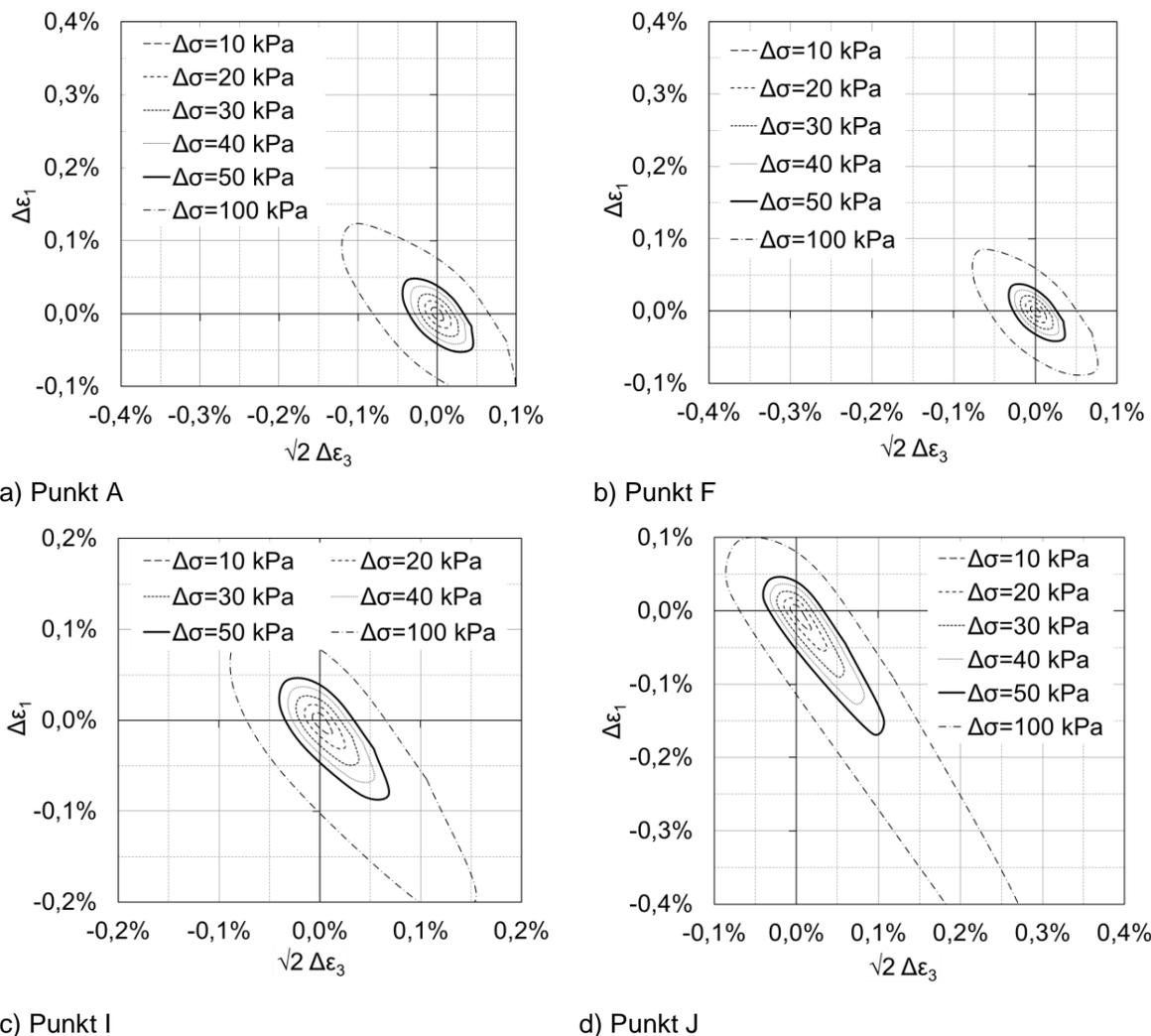


Bild 7.34: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem Sanisand-Modell,  $I_D \approx 0,75$

Die Ellipsen ähneln – mit Ausnahme von Punkt A – weitestgehend den mit dem HS-Modell ermittelten, vgl. Bild 7.12.

Der Einfluss der Lagerungsdichte – beispielhaft für den Punkt I dargestellt – geht aus Bild 7.35 hervor. Die Dehnungen bei lockerer Lagerung fallen wesentlich größer aus, dieser Unterschied macht sich jedoch hauptsächlich bei den deviatorischen Belastungsrichtungen bemerkbar, da die Ellipsen vor allem länger, nicht jedoch nennenswert breiter werden.

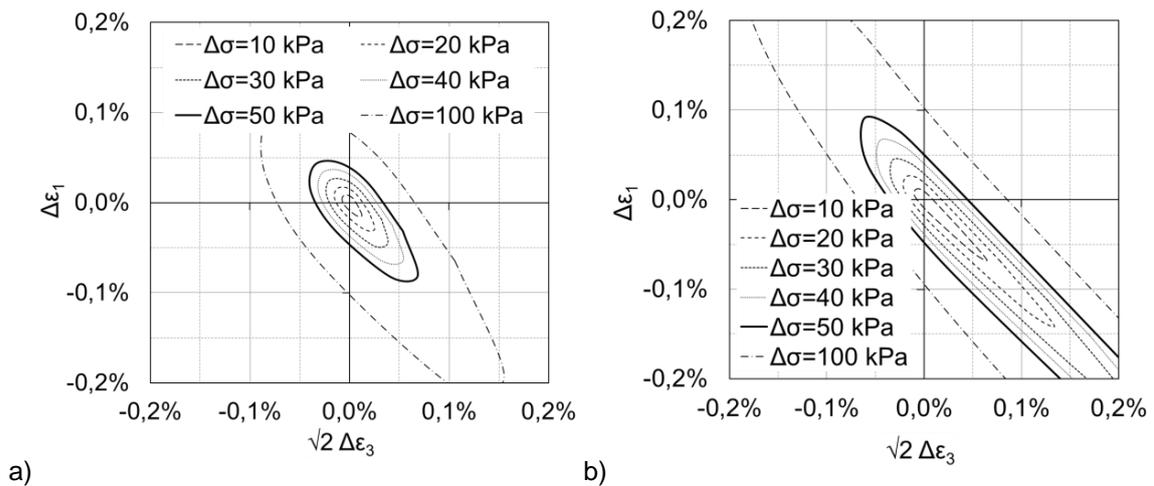


Bild 7.35: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten, berechnet mit dem Sanisand-Modell, Spannungsausgangspunkt I: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

In diesem Fall ändert sich auch die Form der Ellipsen bei unterschiedlicher Lagerungsdichte. Auch für die übrigen Spannungsausgangspunkte kann diese Beobachtung gemacht werden, siehe Anhang C.2e, C.4e und C.6e.

### 7.6.3.2 Niederzyklische Belastung

Die Verformungen infolge deviatorischer Spannungsamplituden sind in Bild 7.36 dargestellt. Während der großen Spannungsamplituden kommt es zu einem schnellen, linearen Anstieg der Dehnungen, Bild 7.36a, der nicht den experimentellen Beobachtungen entspricht. Die elastischen Dehnungen sind von Beginn an konstant.

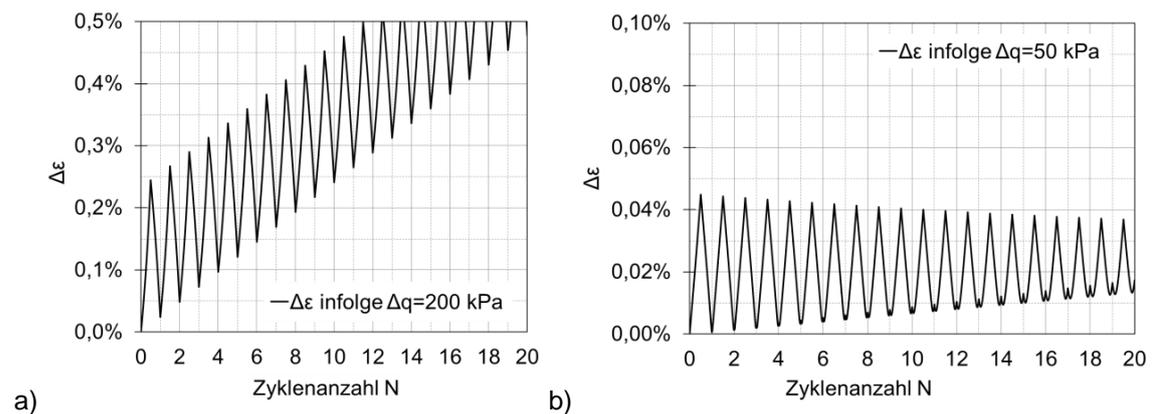


Bild 7.36: Akkumulation der Dehnungen während 20 deviatorischer Spannungszyklen a)  $\Delta q = 200$  kPa, b)  $\Delta q = 50$  kPa, berechnet mit dem Sanisand-Modell,  $I_D \approx 0,75$

Auch der Anstieg der bleibenden Verformungen infolge der kleinen deviatorischen Spannungsamplituden in Bild 7.36b ist linear. Hier fällt auf, dass die Gesamtverformung bei Belastung mit jedem Zyklus abnimmt und sich die elastischen Dehnungen verringern.

Zur Untersuchung der quasi-elastischen Verformungsanteile sind in Bild 7.37 die für die ausgewählten Spannungsausgangspunkte ermittelten Antwortellipsen dargestellt.

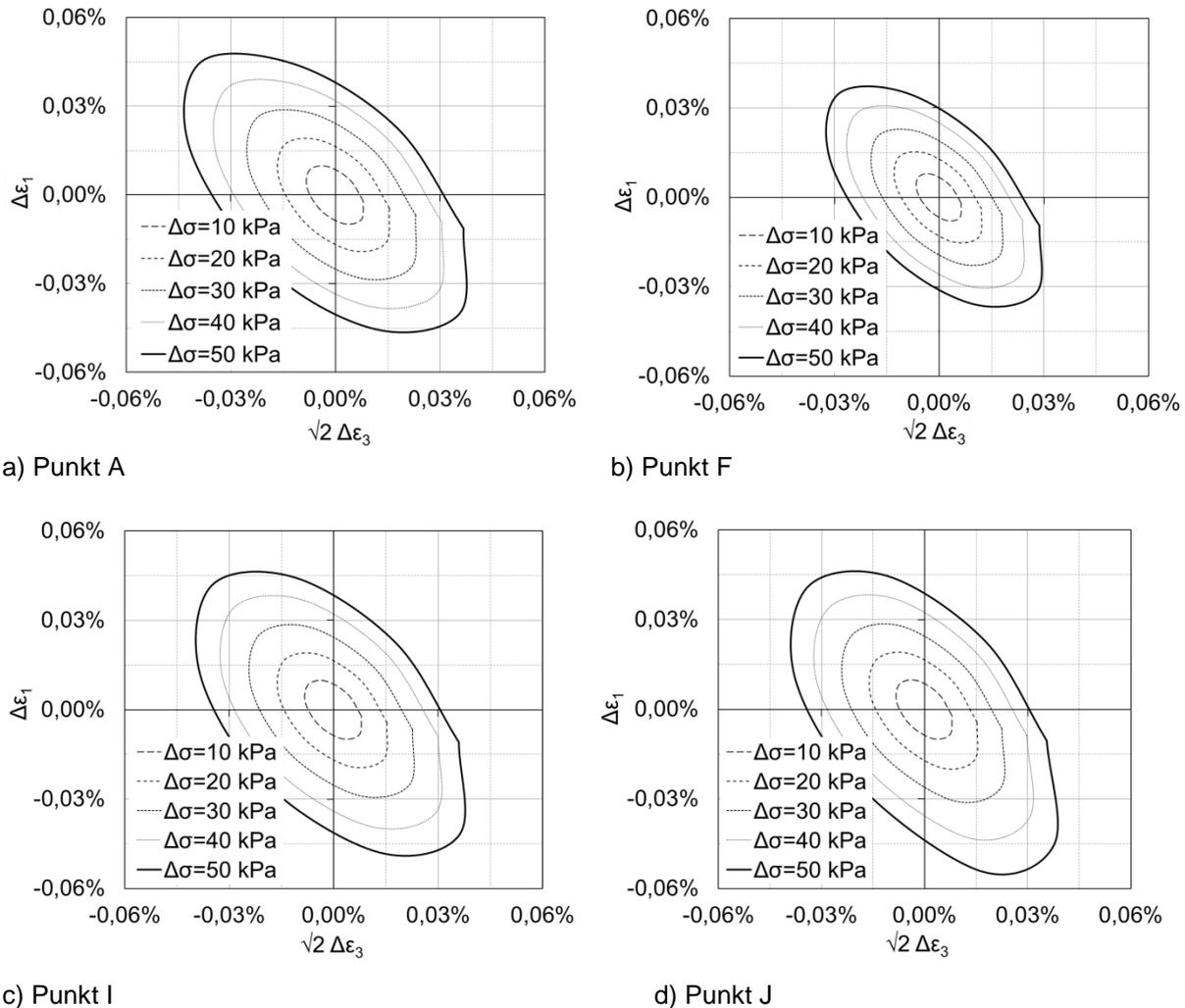


Bild 7.37: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem Sanisand-Modell,  $I_D \approx 0,75$

Alle Ellipsen sind symmetrisch und haben denselben Abstand zu einander, in diesem Dehnungsbereich liegt demnach eine lineare Elastizität vor. Ein Einfluss des Ausgangsspannungsverhältnisses ist nicht erkennbar, da sich die Hauptachse der Ellipsen nicht verändert. Die Druckabhängigkeit der elastischen Steifigkeit wird in Bild 7.37b deutlich, in dem alle Ellipsen kleiner sind.

Bei unterschiedlicher Porenzahl bzw. Ausgangslagerungsdichte sind die Ellipsen bei geringer Ausgangslagerungsdichte größer als bei hoher Ausgangslagerungsdichte, d.h. die quasi-elastische Steifigkeit ist dichteabhängig, Bild 7.38. Wie bei monotoner Belastung macht sich der Einfluss der Dichteänderung ausschließlich bei den Dehnungen infolge von Spannungspfaden mit deviatorischem Anteil bemerkbar, da die Ellipsen nur länger, aber nicht breiter werden.

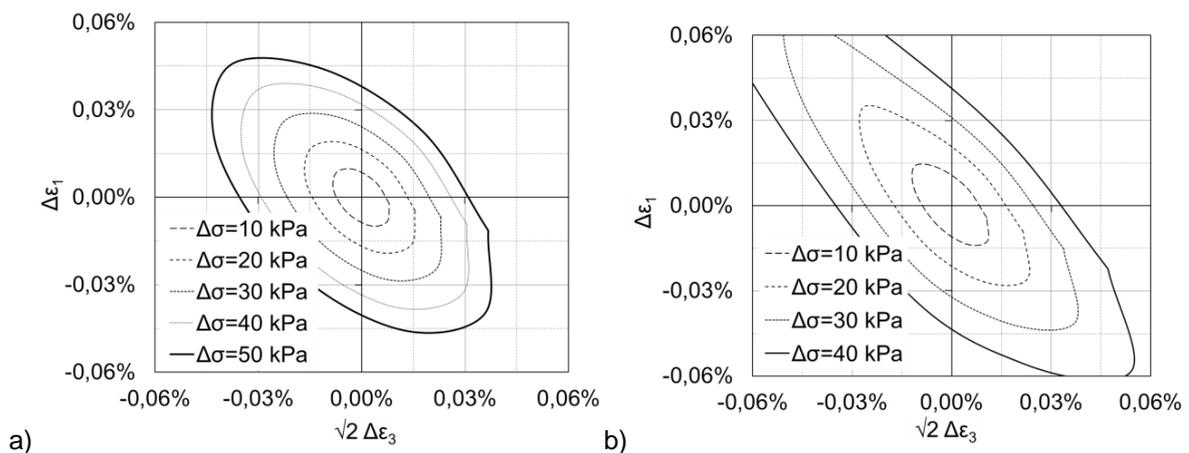


Bild 7.38: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten, berechnet mit dem Sanisand-Modell, Spannungsausgangspunkt A, a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,3$

Die Neigung und die Symmetrie der Ellipsen bleiben unverändert.

## 7.7 Intergranular Strain Anisotropy-Modell (ISA)

### 7.7.1 Grundlagen

Fuentes Lacouture (2014) entwickelt mit dem „Intergranular Strain Anisotropy-Modell“ – nachfolgend als ISA-Modell bezeichnet – ein ratenabhängiges Stoffmodell für Sand, das auf dem Konzept der intergranularen Dehnung von Niemunis & Herle (1997) beruht, jedoch im Vergleich zu den existierenden Formulierungen eine Fließfunktion einführt, die eine Oberfläche innerhalb des intergranularen Dehnungsbereichs besitzt, Bild 7.39.

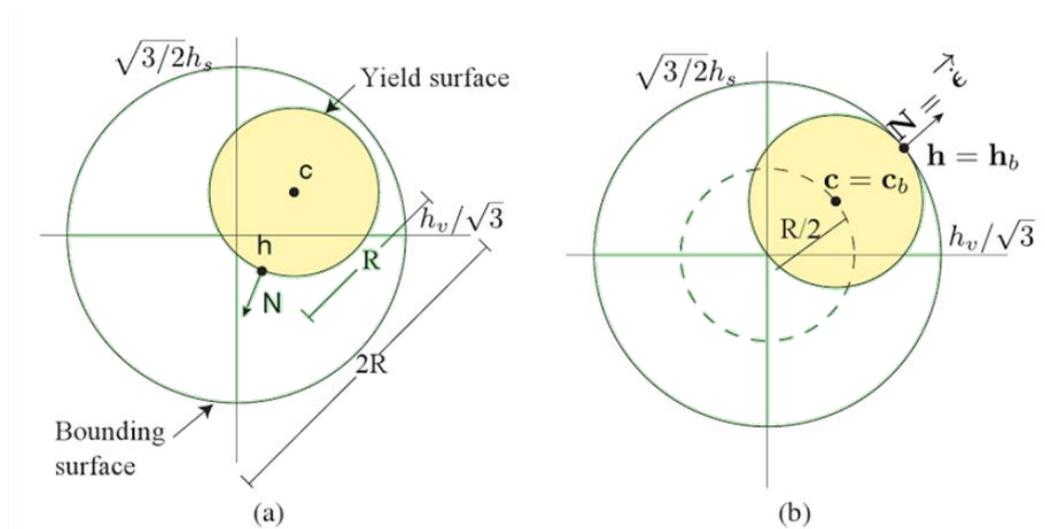


Bild 7.39: Fließ- und Bounding-Surface des ISA-Modells: a) Geometrie, b) Beispiel der Bounding-Bedingung ( $F_{Hb} = 0$ ), Fuentes & Triantafyllidis (2015)

Unter voll mobilisierter intergranularer Dehnung tritt ein Fließen bei derselben mathematischen Struktur wie der der Hypoplastizität mit  $\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E} : (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \mathbf{Y} \mathbf{m} \|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}\|)$  ein. Außerdem befindet sich innerhalb des intergranularen Dehnungsbereiches ein sogenannter elastischer Lokus, der als Reduktion des Überschießens für kleine Dehnungszyklen  $\|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}\| < 10^{-3}$  interpretiert werden kann.

Im Stoffmodell wird die effektive Spannungsrate mit der Rate des Dehnungstensors durch die elastoplastische Beziehung

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E} : (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{pl}) \quad (7.25)$$

verknüpft, wobei  $\mathbf{E}$  der Steifigkeitstensor und  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{pl}$  der Tensor der plastischen Dehnungsrate ist, der wiederum definiert ist als

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{pl} = y_h \mathbf{Y} \mathbf{m} \|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}\| \quad \text{mit} \quad y_h = \rho^{\chi_h} \langle \mathbf{N} : \bar{\boldsymbol{\epsilon}} \rangle \quad (7.26)$$

Hierbei ist  $\mathbf{m}$  die Fließregel des mechanischen Modells ( $\|\mathbf{m}\| = 1$ ). Der Faktor  $y_h$  ist eine Funktion, die von der intergranularen Dehnung  $\mathbf{h}$  abhängt und die Reduzierung des Betrags der plastischen Dehnungsrate  $\|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{pl}\|$  bei Entlastung beeinflusst.  $\mathbf{Y}$  ist eine skalare Funktion, die als „Grad der Nichtlinearität“ bezeichnet wird, und  $\chi_h$  ist ein Materialparameter. Nimmt  $y_h$  den Wert 0 an, ist die Materialantwort elastisch, während bei  $y_h = 1$  bei vollmobilisierten Zuständen gilt, die nur bei großen Dehnungen in eine konstante Richtung auftreten.

Der elastische Steifigkeitstensor  $\mathbf{E}$ , die Fließregel  $\mathbf{m}$  und der Grad der Nichtlinearität  $\mathbf{Y}$  geht aus nachfolgenden Gleichungen hervor, Fuentes Lacouture (2014).

$$\bar{\mathbf{E}} = K \mathbf{1} \mathbf{1} + 2 G \left( \mathbf{1} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \mathbf{1} \right) - \frac{K}{\sqrt{3}} (\mathbf{1} \mathbf{r}_c + \mathbf{r}_c \mathbf{1}) \quad (7.27)$$

$$\mathbf{Y} = \left( \frac{\|\mathbf{r} - \mathbf{r}_0\|}{\|\mathbf{r}_b - \mathbf{r}_0\|} \right)^{n_Y} \quad (7.28)$$

$$\mathbf{m} = (-1/2(\mathbf{r}_d - \mathbf{r} : \mathbf{n})\mathbf{1} + \|\mathbf{N}^*\| \mathbf{n}) \rightarrow \quad (7.29)$$

Dabei ist  $\mathbf{r}$  ein Spannungsverhältnis-Tensor. Die Interpolationsfunktion  $\rho$  und die Evolutionsgleichung der intergranularen Dehnung  $\dot{\mathbf{h}}$  lauten:

$$\rho = 1 - \frac{\|\mathbf{h}_b - \mathbf{h}\|}{2} \quad \text{mit} \quad \mathbf{h}_b = \mathbf{R} \mathbf{N} \quad (7.30)$$

$$\dot{\mathbf{h}} = \dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \lambda_H \mathbf{N} \quad (7.31)$$

Die Fließfläche  $F_H$  des ISA-Modells mit dem Radius  $R$  und die doppelt so große Bounding Surface-Fläche  $F_{Hb}$  sind wie folgt definiert:

$$F_H = \|\mathbf{h} - \mathbf{c}\| - R/2 = 0 \quad (7.32)$$

$$F_{Hb} = \|\mathbf{h}\| - R = 0 \quad (7.33)$$

vgl. auch Bild 7.39.

## 7.7.2 Parameter

Die für das ISA-Modell benötigten Materialparameter für den verwendeten Versuchssand sind in Tabelle 7.6 zusammengestellt. Sie wurden am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) ermittelt.

Tabelle 7.6: Parameter des verwendeten Feinsandes für das ISA-Modell

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	Wert
Hypoelastizität	$\lambda_i$	Kompressions-Index	Ermittlung bei isotroper Kompression	0,0057
	$e_{i0}$	max. Porenzahl		1,21
	$n_{pi}$	Barotropie-Faktor		0,7
	$n_e$	Porenzahl-Faktor		2,5
	$\nu$	Querdehnzahl	Verhältnis von Radial- zu Axialdehnung, vgl. Gleichung (2.16) aus undrännierten Triaxialversuchen	0,18
kritischer Spannungszustand („CS“)	$\lambda_c$	CS-Index	Ermittlung aus (un)drännierten Triaxialversuchen	0,00573
	$e_{c0}$	CS-Porenzahl		1,067
	$n_{pc}$	CS-Barotropie-Faktor		0,68
	$M_c$	CS-Neigung		1,33
	$c$	CS-Faktor für triaxiale Extension		0,7
charakt. Flächen	$n_d$	Dilatanz-Faktor	Ermittlung aus (un)drännierten Triaxialversuchen	1,0
	$f_{b0}$	bounding surface-Faktor		1,35
intergranulare Dehnung	$m_R$	Steifigkeitsfaktor	zyklischer, undrännierter Triaxialversuch	5
	$R$	Radius der Fließfläche	Durchmesser der Fließfläche der intergranularen Dehnung, für undrännierte Pfade entspricht R dem Maximum der Dehnungsamplitude, innerhalb der sich das Material elastisch verhält	$10^{-4}$
	$\beta$	Verfestigungsparameter	Ermittlung mit zyklischen undrännierten Triaxialversuchen	0,4
	$\chi_h$	Exponent	beeinflusst den Kurvenverlauf der Steifigkeitsentwicklung Ermittlung mit zyklischen undrännierten Triaxialversuchen	7

Alle Parameter sind dimensionslos.

Für Berechnungen mit unterschiedlichen Lagerungsdichten wird kein anderer Parametersatz benötigt. In den Anfangsbedingungen („initial conditions“) muss dann lediglich eine andere Zustandsgröße in Form einer anderen Porenzahl berücksichtigt werden.

Für einen weggesteuerten monotonen triaxialen Kompressionsversuch ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) vom Punkt I können die eigenen Versuchsergebnisse einigermaßen zutreffend abgebildet werden, Bild 7.27.

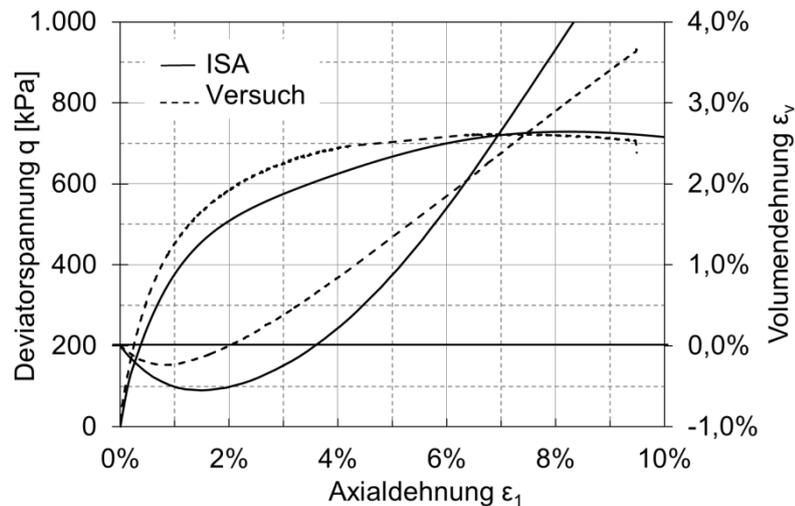


Bild 7.40: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen eines monotonen, weggesteuerten triaxialen Kompressionsversuchs ( $\alpha_\sigma = 90^\circ$ ) bei dichter Lagerung vom Ausgangsspannungszustand I ( $\sigma_3 = 200 \text{ kPa} = \text{const.}$ )

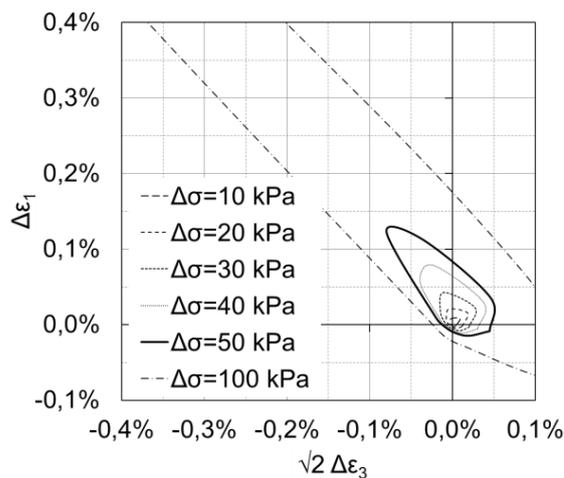
Die maximale Deviatorspannung ist bei beiden Kurvenverläufen mit  $q_{\max} \approx 720 \text{ kPa}$  nahezu identisch. Der Anstieg der Versuchskurve ist allerdings etwas steiler, sodass beim ISA-Modell eine etwas geringere Anfangssteifigkeit vorliegt. Bei den Volumen-Dehnungskurven sind die Übereinstimmungen gering; beim ISA-Modell ist die kontraktante Phase zu ausgeprägt; auch die Steigung der Volumendehnungskurve ist größer als bei dem Versuch.

### 7.7.3 Berechnungsergebnisse und Bewertung

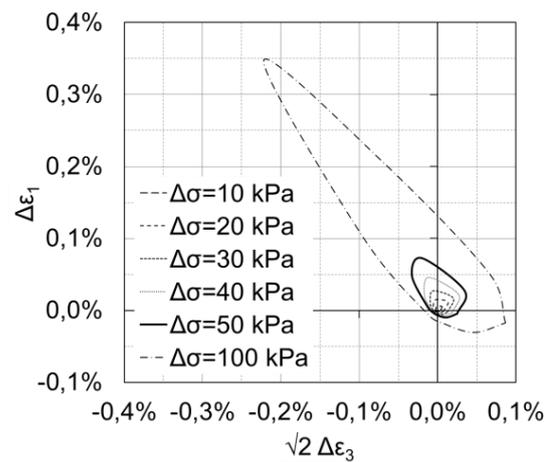
Für die Berechnungen mit dem ISA-Modell wird der sogenannte „Incremental Driver“ verwendet, der von Niemunis (2011) entwickelt und dem Lehrstuhl Baugrund-Grundbau zur Verfügung gestellt wurde.

#### 7.7.3.1 Monotone Belastung

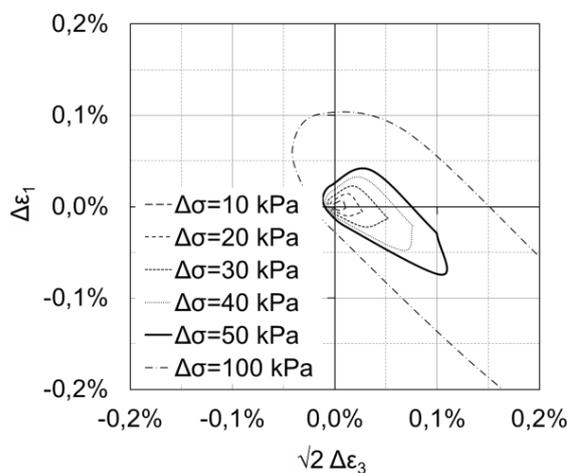
Die Antwortellipsen für die ausgewählten Spannungsausgangspunkte sind in Bild 7.41 dargestellt.



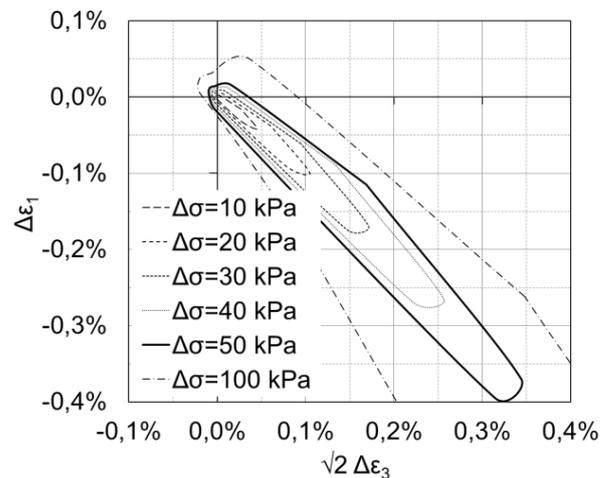
a) Punkt A



b) Punkt F



c) Punkt I



d) Punkt J

Bild 7.41: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem ISA-Modell,  $I_D \approx 0,75$

Auffällig ist der große Steifigkeitsunterschied zwischen Spannungspfaden, die eine Erstbelastung darstellen und denjenigen, die zu einer Entlastung führen. Die Dehnungen sind insbesondere bei isotroper Entlastung, bei der es zu negativen Axial- und Radialdehnungen kommt, viel geringer als bei isotroper Belastung mit positiven Radial- und Axialdehnungen. Eine weitere Auffälligkeit ist die „Aufweitung“ der Ellipsen für den im Extensionsbereich liegenden Spannungsausgangspunkt, Bild 7.41d.

Ein Vergleich der Antwortellipsen bei lockerer und dichter Lagerung am Punkt A in Bild 7.42 zeigt nicht nur den Einfluss der Dichte auf die Größe der Dehnungen, sondern auch, dass sich die Form und sogar die Neigung der Ellipsen bei verschiedenen Lagerungsdichten ändert. Diese Beobachtung bestätigt sich auch bei im Anhang A.5, A.8f, A.11f und A.14f dargestellten Ellipsen.

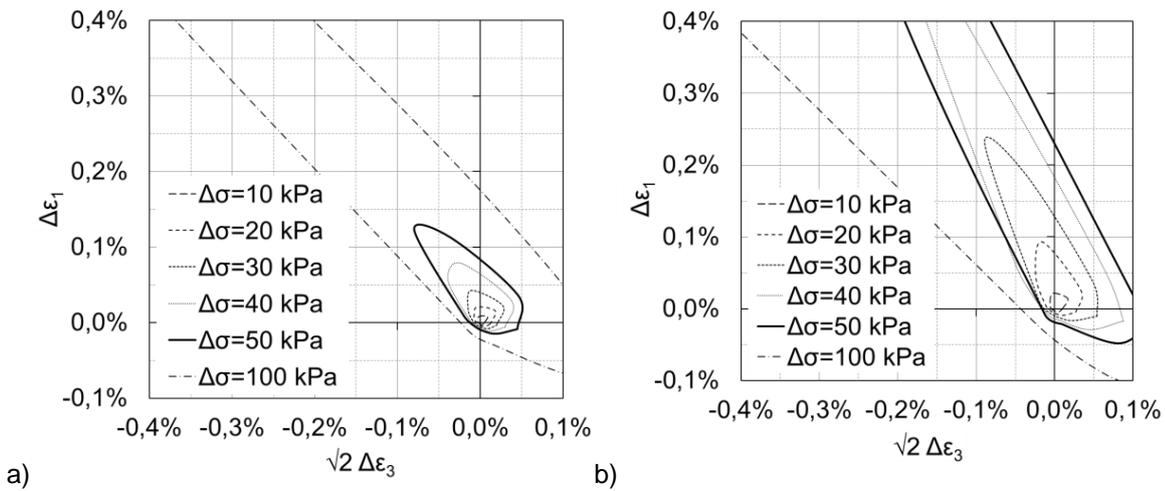


Bild 7.42: Monotone Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten, berechnet mit dem ISA-Modell, Spannungsausgangspunkt A: a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,25$

### 7.7.3.2 Niederzyklische Belastung

Die Verformungszunahme infolge deviatorischer Spannungsamplituden ist in Bild 7.43 dargestellt.

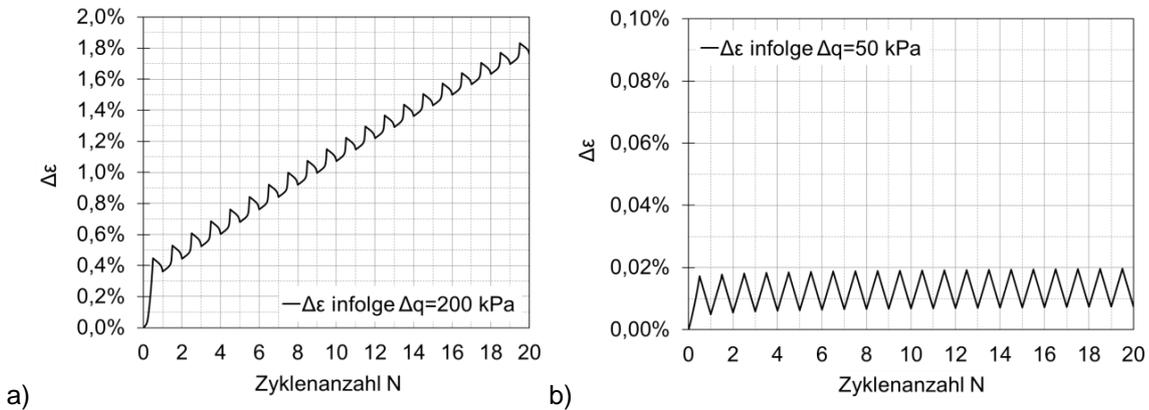


Bild 7.43: Akkumulation der Dehnungen während 20 deviatorischer Spannungszyklen a)  $\Delta q = 200 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$ , berechnet mit dem ISA-Modell,  $I_D \approx 0,75$

Der Verformungszuwachs für große Spannungsamplituden wird hier zu schnell zu groß bzw. es treten die typischen Effekte eines Ratchetings auf, vgl. Abschnitt 7.5. Die Akkumulation bei kleinen Spannungszyklen fällt geringer aus und erscheint damit realistischer. Bei beiden Amplitudengrößen sind die quasi-elastischen Verformungsanteile nach der ersten Wiederbelastung konstant.

Die Untersuchung des quasi-elastischen Spannungs-Dehnungs-Verhalten zeigt in Bild 7.44, dass alle Antwortellipsen im Vergleich zu den bislang betrachteten Stoffmodellen relativ klein sind bzw. dass die quasi-elastische Steifigkeit des ISA-Modells sehr groß ist.

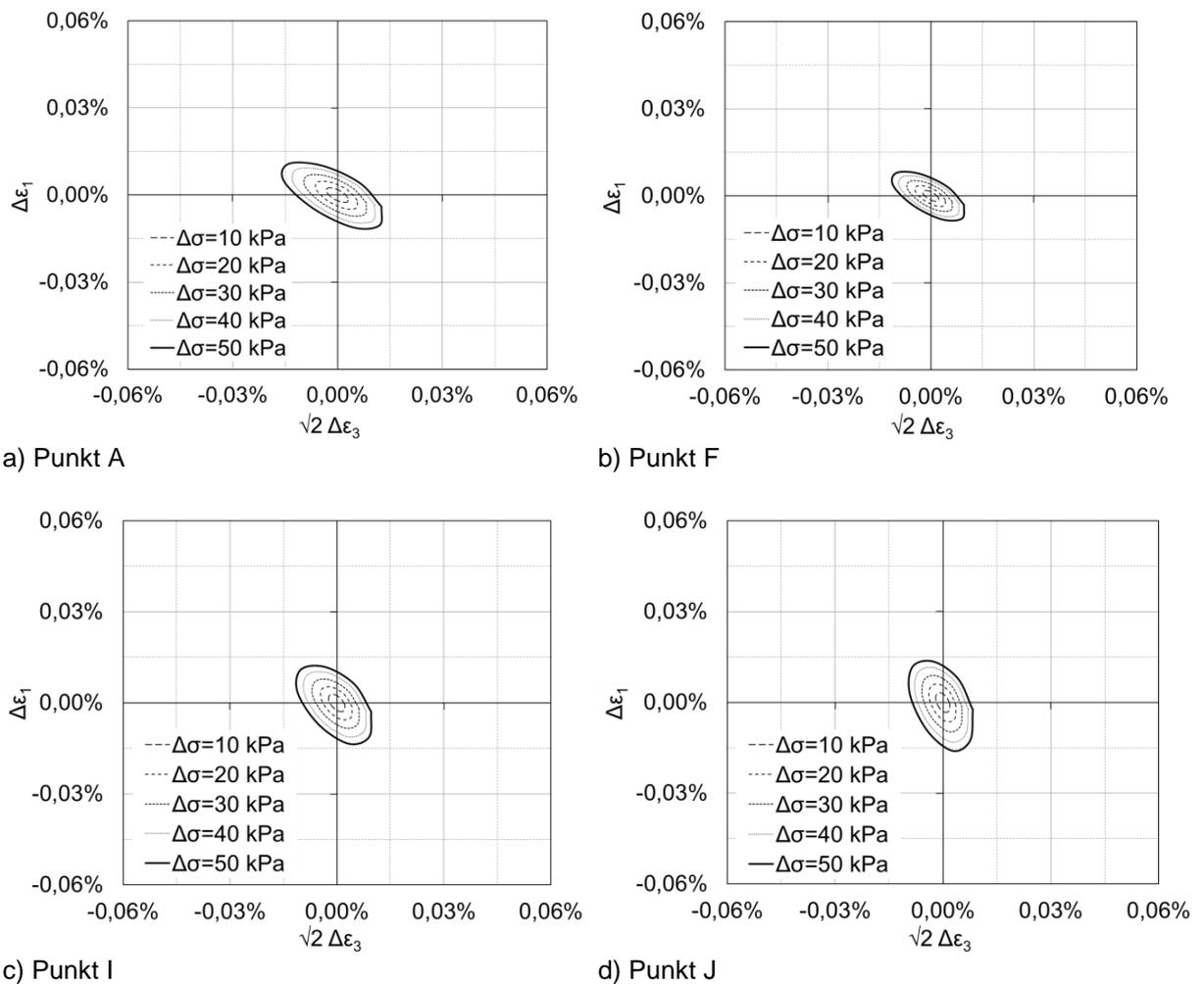


Bild 7.44: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangsspannungspunkte, berechnet mit dem ISA-Modell,  $I_D \approx 0,75$

Die Rotation der Ellipsenhauptachse für unterschiedliche Spannungsverhältnisse in Bild 7.44a, c und d zeigt, dass bei diesem Stoffmodell auch im quasi-elastischen Bereich eine spannungsinduzierte Anisotropie vorhanden ist. Außerdem hängt die quasi-elastische Steifigkeit vom mittleren Druck ab, vgl. Bild 7.44a und b.

Aus Bild 7.45 geht hervor, dass die quasi-elastische Steifigkeit beim ISA-Modell dichteabhängig ist, da die Ellipsen bei geringer Ausgangslagerungsdichte größer sind als bei dichtem Sand.

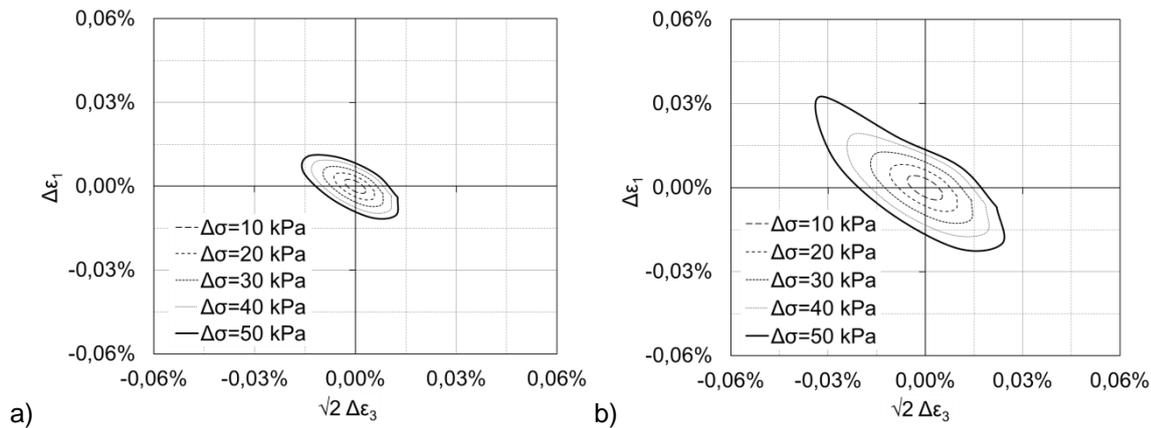


Bild 7.45: Quasi-elastische Antwortellipsen der Dehnungen für verschiedene Ausgangslagerungsdichten am Punkt A, berechnet mit dem ISA-Modell, a)  $I_D \approx 0,75$ , b)  $I_D \approx 0,25$

Die Neigung der Antworthüllenden bleibt für lockere und dichte Lagerung identisch. Dies ist auch bei den anderen Spannungsausgangspunkten der Fall, siehe Anhang C.3f, C.6f und C.9f.

## 7.8 Empirische Ansätze zur Ermittlung der plastischen Verformungen

Eine alternative Form, die bleibenden Verformungen infolge niederzyklischer Belastung zu ermitteln, besteht in der Verwendung von empirischen Ansätzen. Hierbei wird der Verlauf der Dehnungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl beschrieben. Viele Ansätze sind im Rahmen von Untersuchungen im Verkehrswegebau entstanden und aus zyklischen Triaxialversuchen, in den meisten Fällen mit oszillierender Vertikalspannung, ermittelt worden.

Ein Großteil der empirischen Ansätze ist logarithmisch mit der Form

$$\varepsilon_{pl,N} = a_1 + a_2 \cdot \ln(N) \quad (7.34)$$

wie z.B. bei Shenton (1975), Lentz & Baladi (1981), Hettler (1981), Hettler (1987), Kempfert & Hu (1999) oder Stewart (1986). Auch Potenz-Ansätze der Form

$$\varepsilon_{pl,N} = a_1 \cdot e^{\frac{a_2}{N}} \quad \text{oder} \quad \varepsilon_{pl,N} = a_1 \cdot N^{a_2} \quad (7.35)$$

sind in der Literatur zu finden, z.B. von Huurman (1996).

Üblicherweise entspricht dabei der Parameter  $a_1$  der bleibenden Dehnung nach der ersten Entlastung. Der Parameter  $a_2$  hängt – je nach empirischem Ansatz – von verschiedenen Faktoren (Lagerungsdichte, Lastniveau, Ausgangsspannungsverhältnis etc.) ab. Eine übersichtliche Darstellung befindet sich zum Beispiel bei Baeßler (2008) oder Tasan (2011).

Wichtmann & Triantafyllidis (2011) weisen darauf hin, dass die Autoren den jeweils anderen Ansatz (logarithmisch oder exponentiell) als unpassend für die eigenen Versuchsergebnisse einstufen. Wichtmann kann mit eigenen Untersuchungen zeigen, dass der Verlauf der Akkumulation von der Korngrößenverteilung des Versuchsmaterials abhängt, vgl. Abschnitt 3.3.1. Für einen enggestuften Feinkies stellt er einen logarithmische Verlauf der plastischen Verformungen fest, bei Fein- und Mittelsanden ebenfalls, jedoch hier nur bis zu einer Zyklenanzahl von  $N = 10.000$ . Mit einem logarithmischen Ansatz ist hier für  $N \geq 10.000$  keine zu-

friedenstellende Approximation mehr möglich und die Akkumulation wird unterschätzt. Für ungleichförmige Böden kommen die Autoren zu dem Schluss, dass ein Potentialansatz zur Beschreibung des Akkumulationsverhaltens grundsätzlich zutreffender ist.

In den beiden folgenden Abschnitten werden beispielhaft zwei empirische Ansätze vorgestellt und versucht, ob und wie die experimentell ermittelte und in Kapitel 6.2 beschriebene Verformungsakkumulation infolge niederzyklischer Belastung zutreffend beschrieben werden kann.

### 7.8.1 Logarithmischer Ansatz

Von Hettler (1987) werden Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf durchgeführt und u.a. festgestellt, dass die plastischen Verformungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl durch einen logarithmischen Ansatz nach Gleichung (7.36) abgeschätzt werden können.

$$\varepsilon_{pl,N} = a_1 (1 + a_2 \cdot \ln(N)) \quad (7.36)$$

Mit Kenntnis der plastischen Verformungen nach der ersten Entlastung (= Parameter  $a_1$ ) wird der Faktor  $a_2$  in Gleichung (7.36) durch sogenanntes Curve-Fitting ermittelt, der die Steigung des logarithmischen Akkumulationsverlaufs beschreibt, sodass die Versuchskurven abgebildet werden können.

Bild 7.46 zeigt, dass es mit Kenntnis der plastischen Dehnung nach der ersten Entlastung und einer geeigneten Wahl des Parameters  $a_2$  gelingt, die Versuchskurven gut abzubilden. Die gestrichelten Linien stellen die mit dem o.g. logarithmischen Ansatz ermittelten Kurven für eine Spannungsamplitude von 50 kPa dar, die durchgezogenen Linien den experimentell ermittelten Verlauf.

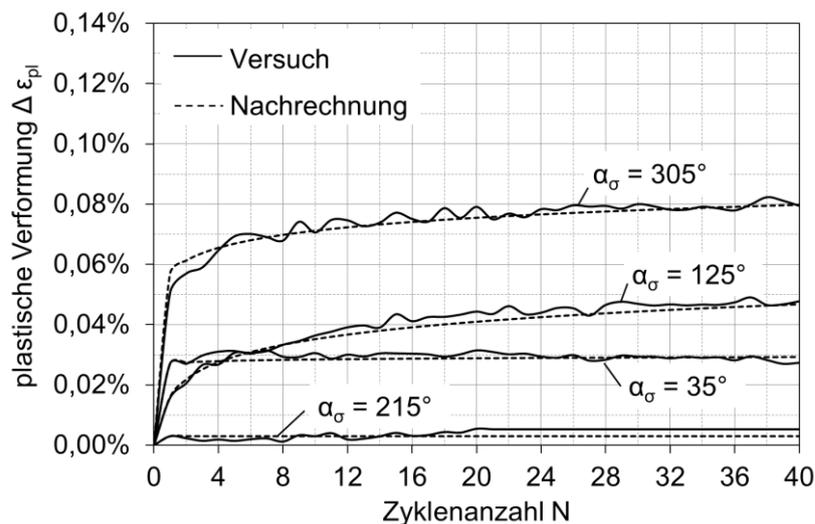


Bild 7.46: Vergleich zwischen experimenteller (durchgezogene Linie) und mit dem empirischen Ansatz nach Gleichung (7.36) (gestrichelte Linie) berechneten Akkumulation infolge niederzyklischer Be- und Entlastung bei dichter Lagerung mit 1150 kPa

Vergleicht man die mithilfe der Versuchskurven ermittelten Faktoren  $a_2$  für verschiedene Belastungsrichtungen und Lagerungsdichten, ergibt sich der in Bild 7.47 dargestellte Zusammenhang.

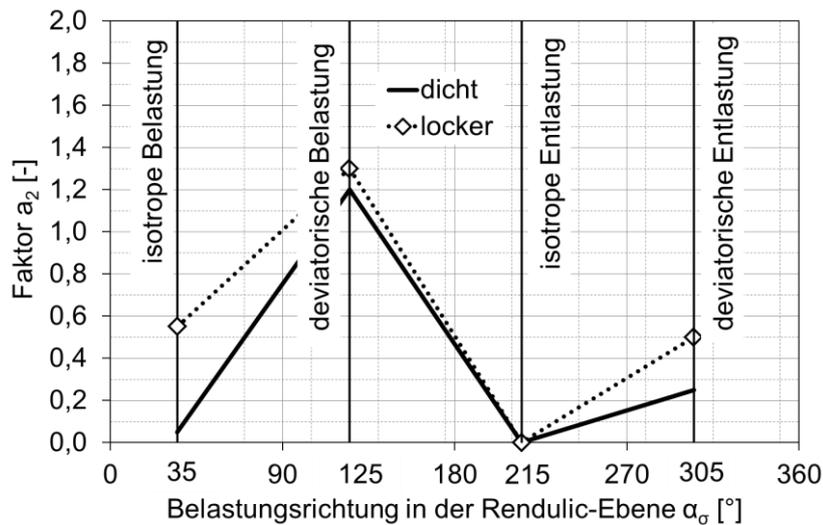


Bild 7.47: Größe des Faktors  $a_2$  des empirischen Ansatzes nach Gleichung (7.36) in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung für verschiedene Lagerungsdichten bei infolge niederzyklischer Be- und Entlastung mit 1150 kPa

Die dazugehörigen versuchstechnisch ermittelten Parameter  $a_1$  und  $a_2$  können den Diagrammen der Anlage B.1f, B.5f, B.9f und B.13f entnommen werden.

Es ist davon auszugehen, dass weitere Faktoren wie Ausgangsspannungszustand, Amplitudengröße, Vorbelastung eine Rolle spielen. Hierauf wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen, sondern z.B. auf Wichtmann (2011) verwiesen, der umfangreiche Versuchsserien im Rahmen der Entwicklung seines hochzyklischen Akkumulationsmodells durchgeführt hat. Es soll hier vielmehr gezeigt werden, dass es grundsätzlich – bei Verwendung eines Stoffmodelles, mit dem die bleibende Verformung nach der ersten Entlastung zutreffend beschrieben werden kann bzw. der Parameter  $a_1$  bekannt ist – in Kombination mit einem empirischen logarithmischen Ansatz möglich sein kann, die Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Belastung gut zu beschreiben. Die benötigten Parameter müssen durch niederzyklische (Triaxial)Versuche ermittelt werden.

## 7.8.2 Stiffness Degradation Model

Achmus, Abdel-Rahman, Kuo, & Peralta (2007) interpretieren die Zunahme der plastischen Dehnung als Abnahme der Steifigkeit des Bodenelements und haben ein dreidimensionales FE-Modell („Stiffness Degradation Model“) entwickelt. Bei dem ursprünglich für zyklisch beanspruchte Pfähle konzipierten Modell werden die Elementsteifigkeiten abhängig vom Spannungszustand vor und nach dem Aufbringen der zyklischen Belastung und abhängig von der Zyklanzahl angepasst. Grundlage ist eine empirische Gleichung von Huurman (1996), der in den 1990er Jahren zahlreiche Triaxialversuche mit Sand durchgeführt hat:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{1,p,N} &= \varepsilon_{1,p,N=1} N^{m_1} & \text{mit } m_1 &= b_1 X^{b_2} \\ \varepsilon_{3,p,N} &= \varepsilon_{3,p,N=1} N^{m_2} & \text{mit } m_2 &= d_1 X^{d_2} \end{aligned} \quad (7.37)$$

In Gleichung (7.37) stellen  $\varepsilon_{1,p,N}$  bzw.  $\varepsilon_{3,p,N}$  die bleibenden Axial- bzw. Radialdehnungen nach dem  $N$ . Belastungszyklus dar.  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $d_1$  und  $d_2$  sind Parameter, die aus zyklischen Triaxialversuchen ermittelt werden können, und  $X$  das zyklische Spannungsverhältnis

$$X = \frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,f}} \quad (7.38)$$

bei dem  $\sigma_{1,f}$  die zum Bruchzustand gehörige Axialspannung bezeichnet, die sich bei nichtbindigen Böden nach der Mohr-Coulomb-Grenzbedingung zu

$$\sigma_{1,f} = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (7.39)$$

ergibt.

Für den Fall, dass sich nicht nur die größte Hauptspannung  $\sigma_1$ , sondern auch die kleinste Hauptspannung  $\sigma_3$  und vor allem auch die Hauptspannungsrichtungen ändern, führen Achmus et. al. ein charakteristisches zyklisches Spannungsverhältnis ein

$$X = \frac{X_a^{(1)} - X_a^{(0)}}{1 - X_a^{(0)}} \quad (7.40)$$

das die Belastungszunahme eines Elementes infolge der zyklischen Last charakterisiert. Die Abnahme der Steifigkeit wird schließlich mit

$$E_{S,N} = E_{S,N=1} \cdot N^{-m_1} \quad (7.41)$$

gemäß Bild 7.48 ermittelt.

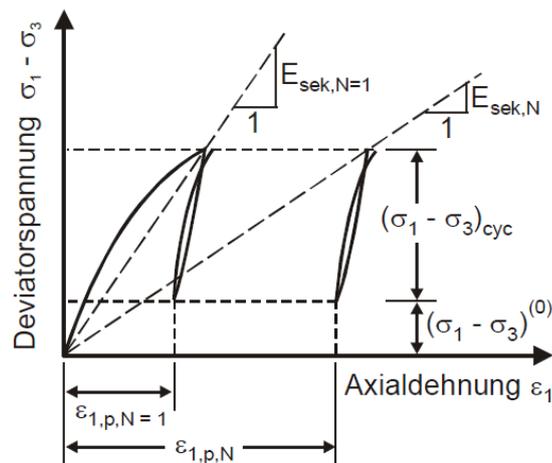


Bild 7.48: Reduktion des Sekantenmoduls im zyklischen Triaxialkompressionsversuch, vgl. Achmus, Abdel-Rahman, & Kuo (2007)

Mit der reduzierten Steifigkeit – einer Funktion der ursprünglichen Steifigkeit, des Spannungsverhältnisses und der Zyklenanzahl – erfolgt dann eine Neuberechnung des Systems. Ein Nachteil ist, dass bei negativen Spannungsverhältnissen  $X < 0$  bzw. bei deviatorischer Entlastung, dies bei der Neuermittlung der Steifigkeit keine Berücksichtigung findet.

Mit den bei Hurlman für einen enggestuften Feinsand („Sand A“) ermittelten empirischen Parameter ist es nicht möglich, die Versuchsergebnisse zutreffend zu beschreiben, da die Akkumulation der Verformungen bei niederzyklischer Belastung mit diesen Parametern stark unterschätzt wird. Bei beliebiger Anpassung der Parameter sich jedoch gute Übereinstimmungen mit den Versuchskurven erzielen.

Hurlman (1996) führt seine Versuche vorwiegend zur Untersuchung des Tragverhaltens des sandigen Unterbaus von gepflasterten Fahrbahnen durch und betrachtet dabei relativ geringe Seitendrücke bis max. 96 kPa und hohe Spannungsverhältnisse  $X \gg 0,8$ . Des Weiteren

hat er ausschließlich Axialspannungszyklen mit halbsinusförmigem Verlauf und Sande mit einer dichten Ausgangslagerung bzw. mit Peak-Reibungswinkeln  $\varphi_p > 40^\circ$  betrachtet. Schwerpunkt der Untersuchung sind zudem hochzyklische Vorgänge mit bis zu 1.000.000 Zyklen. Dies erklärt auch, weshalb die bei Huurman (1996) angegebenen Parameter für die bei dieser Arbeit im Mittelpunkt stehende niederzyklische Belastung zu keinen zutreffenden Verformungsprognosen führen. Insgesamt erscheint die Summe der aus zyklischen Triaxialversuchen zu ermittelnden Parameter – nämlich  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $d_1$  und  $d_2$  sowie die bleibende Dehnung nach der ersten Entlastung – außerdem recht hoch und die Vorteile gegenüber des halblogarithmischen Ansatzes mit einer geringeren Anzahl an Parametern zunächst nicht ersichtlich. Auch ein logarithmischer Ansatz kann grundsätzlich für die Ermittlung einer reduzierten Steifigkeit in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl verwendet und in ein Finite-Elemente-Programm implementiert werden und somit auch für die Berechnung von Randwertproblemen zum Einsatz kommen.

## 8. Vergleich der numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen

Im folgenden Abschnitt werden die Versuchsergebnisse aus Kapitel 6 mit den numerischen Berechnungen aus Kapitel 7 verglichen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit ist nur eine repräsentative Auswahl der Versuchsergebnisse dargestellt.

Die Gliederung dieses Abschnitts erfolgt analog zu den vorangegangenen Kapiteln 6 und 7:

- **Monotone Belastung** (Abschnitt 8.1):
  - Auswertung der totalen Dehnungen mit Hilfe von Antwortellipsen
- **Niederzyklische Belastung** (Abschnitt 8.2):
  - Auswertung der **totalen Dehnungen** durch Darstellung der Verformungsakkumulation über die Zyklenanzahl hinsichtlich Größe und Verlauf
  - Auswertung der **quasi-elastischen Dehnungsanteile** mittels Antwortellipsen

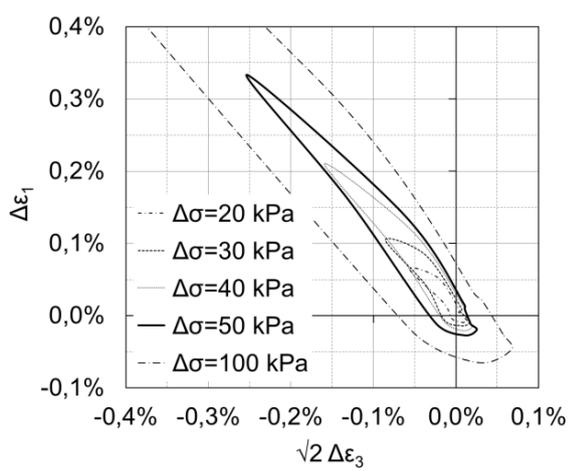
Am Schluss des Kapitels werden die wesentlichen Erkenntnisse des Vergleichs tabellarisch zusammengestellt.

### 8.1 Monotone Belastung

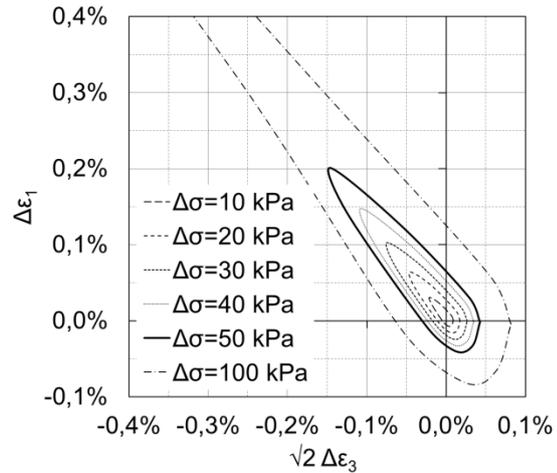
#### 8.1.1 Kompressionsbereich

In Bild 8.1 sind für den Spannungsausgangspunkt A (Bild 7.2) die experimentell und numerisch ermittelten Antwortellipsen bei dichter Ausgangslagerung zusammengestellt.

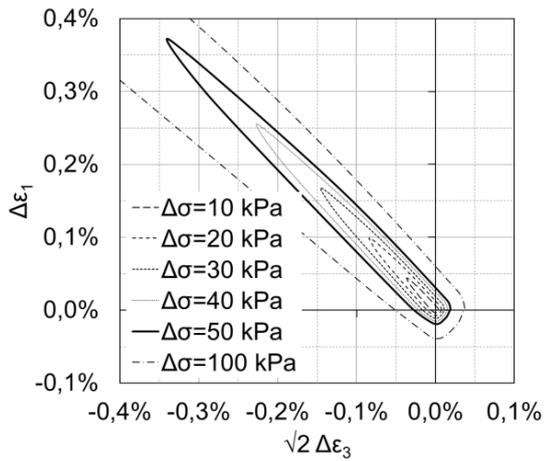
Wie die Versuchsergebnisse sind bis auf die mit dem hypoplastischen und die mit dem ISA-Modell ermittelten Ellipsen zu ihrer größten Hauptachse annähernd symmetrisch. Die besten qualitativen Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen sind bei den beiden elasto-plastischen Modellen, dem HS- und dem TPM-Modell, vorhanden.



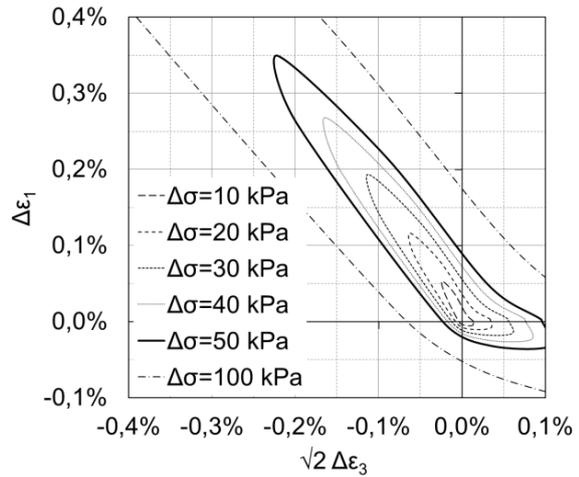
a) Versuchsergebnisse



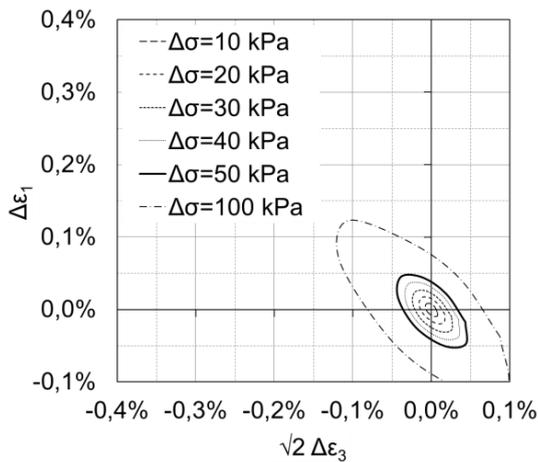
b) Hardening Soil



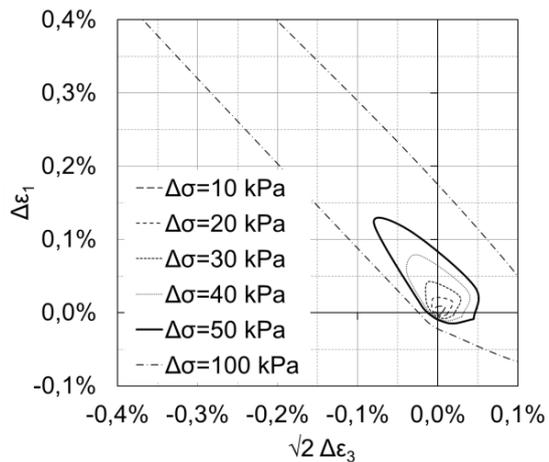
c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA

Bild 8.1: Vergleich der Antwortellipsen infolge monotoner Belastung für Spannungsausgangspunkt A bei dichter Ausgangslagerung

Die Antwortumhüllenden aus den Versuchen und den numerischen Modellen ähneln fast durchgängig Ellipsen und sind zu der größten Hauptachse symmetrisch. Eine Ausnahme bilden die Ergebnisse auf der Grundlage des hypoplastischen und des ISA-Modells.

Vergleicht man die Dehnungen infolge des Spannungskrements  $\Delta\sigma = 50$  kPa bei allen Modellen miteinander – in Bild 8.1 als fett gedruckte Linie dargestellt –, ergibt sich bezüglich der Größe der Dehnungen bei dem elastoplastischen TPM-Modell und bei der Hypoplastizität die größten Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen. Beim ISA-Modell und beim HS-Modell sind die Dehnungen für dieses Spannungskrement durchweg zu gering. Bei der Hypoplastizität und dem ISA-Modell fällt auf, dass der Bereich der deviatorischen Entlastung – der zu positiven Radial- und negativen Axialdehnungen führt – nicht zutreffend abgebildet wird, da die Ellipsen bzw. die Dehnungen hier zu klein sind, d.h. die Steifigkeit zu groß ist. Beim hypoplastischen Modell ist außerdem eine „Beule“ in der Ellipse sichtbar, die sich im Bereich der Belastungsrichtung isotrope Kompression ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ ) befindet, vgl. hierzu auch Bild 7.28.

Trägt man den Betrag der Gesamtdehnungen wie in Bild 8.2 als Funktion der Spannungspfadrichtung auf, lässt sich dessen Größe direkt qualitativ vergleichen.

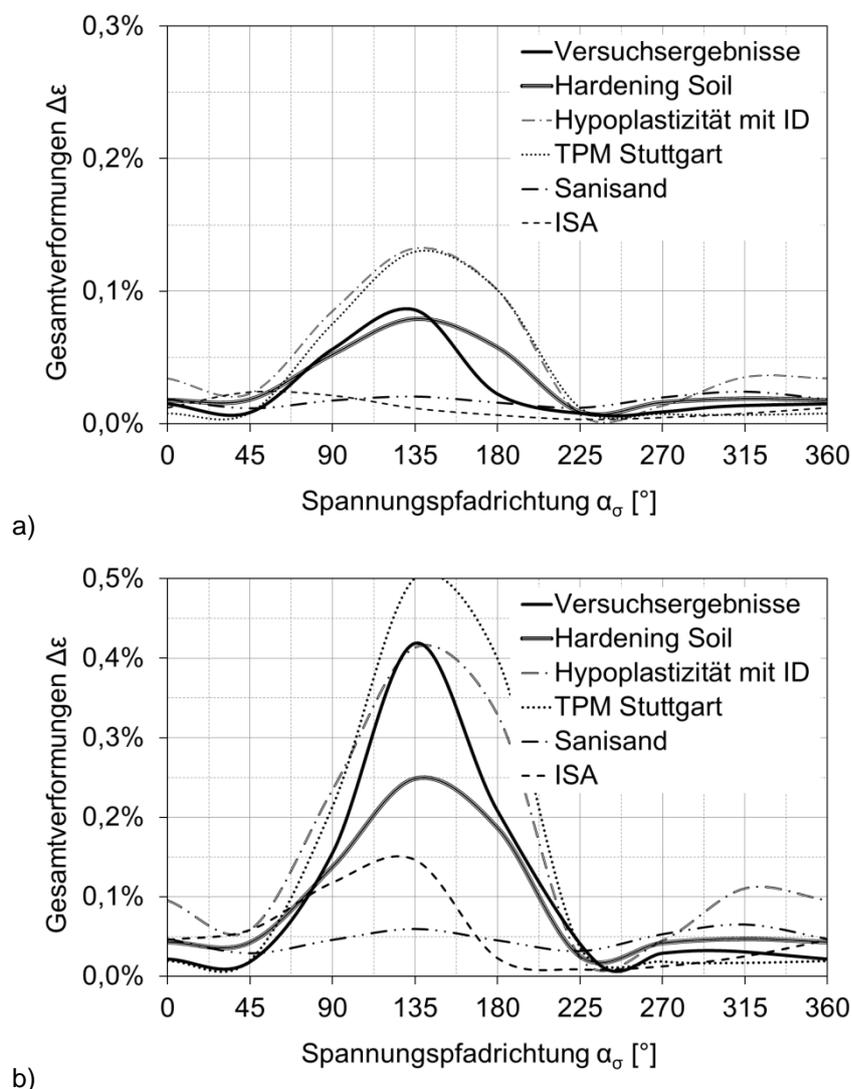


Bild 8.2: Betrag der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon$  bei monotoner Belastung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung am Spannungsausgangspunkt A bei dichter Ausgangslagerung: a)  $\Delta\sigma = 20$  kPa, b)  $\Delta\sigma = 50$  kPa

Bei fast allen Modellen stellen sich die größten Verformungen für deviatorische Belastung ein. Bei einem Spannungskrement von  $\Delta\sigma = 50$  kPa führen die mit dem hypoplastischen Modell ermittelten Verformungen bei deviatorischer Belastung zu sehr guter quantitativer

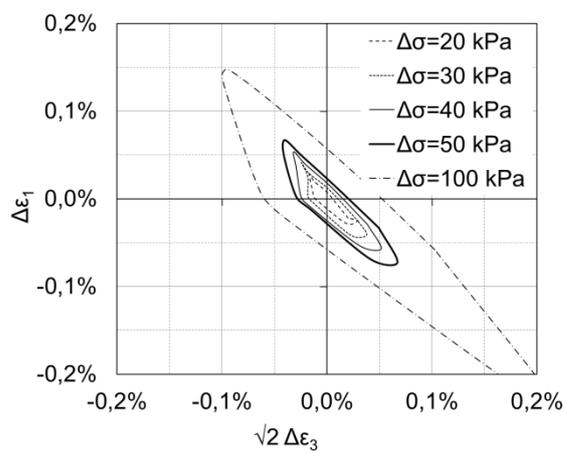
Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, Bild 8.2b; bei dem kleineren Spannungskrement  $\Delta\sigma = 20$  kPa in Bild 8.2a sind die berechneten Verformungen hingegen deutlich größer als die versuchstechnisch ermittelten. Auffällig ist, dass die für  $\Delta\sigma = 20$  kPa mit dem hypoplastischen und dem elastoplastischen Stoffmodell ermittelten Dehnungen sehr ähnlich ausfallen, während es bei dem 2,5fach größeren Spannungskrement  $\Delta\sigma = 50$  kPa zu erheblichen Unterschieden bei den beiden Modellen für deviatorische Belastung kommt.

Bei deviatorischer Entlastung ist grundsätzlich eine größere Übereinstimmung der untersuchten Stoffmodelle mit den Versuchsergebnissen zu beobachten. In diesem Bereich fallen nur die mit dem hypoplastischen Stoffmodell berechneten Verformungen auf, die größer sind als bei allen anderen Stoffmodellen und mehr als doppelt so groß wie die experimentell ermittelten Verformungen. Bei Randwertproblemen mit Entlastungsvorgängen ist daher davon auszugehen, dass die Setzungen überschätzt werden bzw. insgesamt zu groß ausfallen.

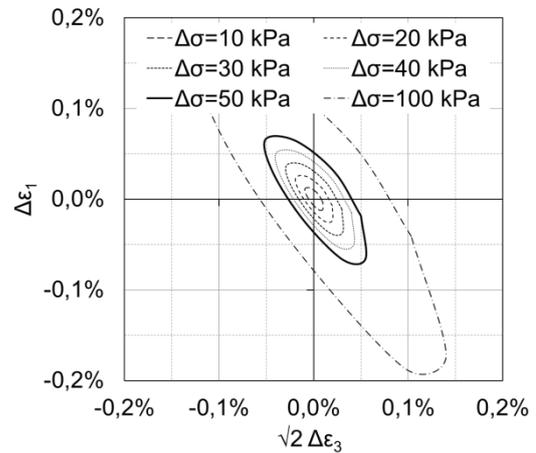
Versuchsergebnisse mit monotoner Belastung für weitere Spannungsausgangspunkte im Kompressionsbereich sind im Anhang A.2 (Punkt A lockere Lagerung), A.10/11 (Punkt G, lockere und dichte Lagerung) und A.12/13 (Punkt F, lockere und dichte Lagerung) zusammengestellt. Die für dichte Lagerung gemachten Aussagen gelten in qualitativer Hinsicht auch für lockere Lagerung. Auffällig beim ISA-Modell ist bei lockerer Lagerung die Drehung der Ellipsenhauptachse mit dem Uhrzeigersinn bei geringer Lagerungsdichte, vgl. auch Bild 7.42, die in dieser Ausprägung weder mit den anderen Stoffmodellen noch experimentell gemacht wird.

### 8.1.2 Isotroper Spannungszustand

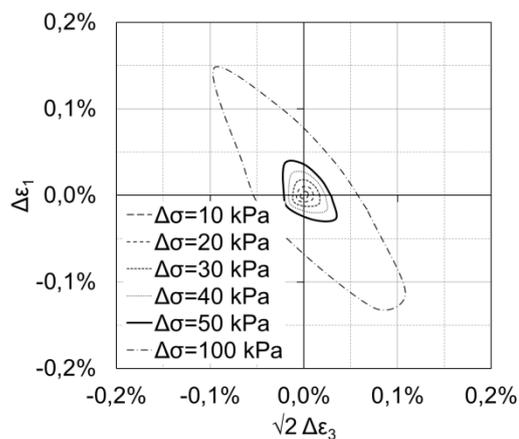
In Bild 8.3 sind die an dem isotropen Spannungsausgangspunkt I experimentell und numerisch ermittelten Antwortellipsen bei dichter Ausgangslagerung dargestellt.



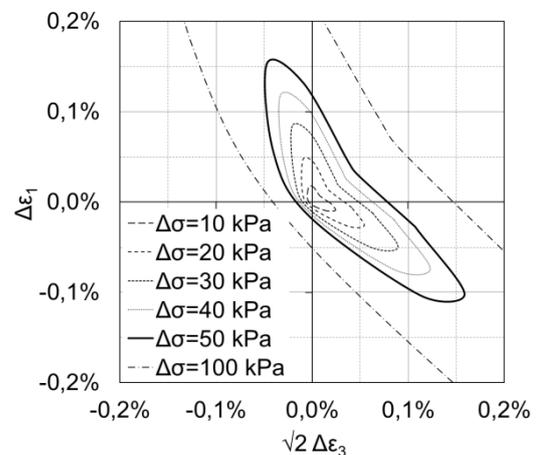
a) Versuchsergebnisse



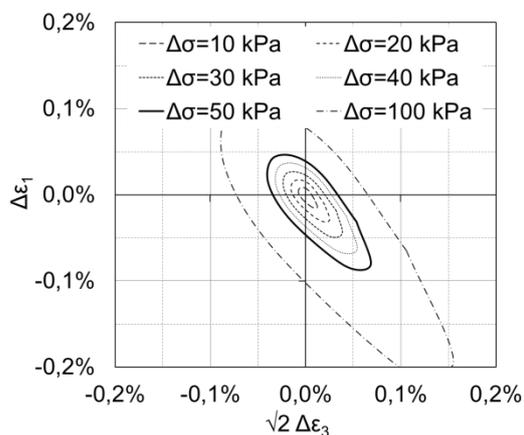
b) Hardening Soil



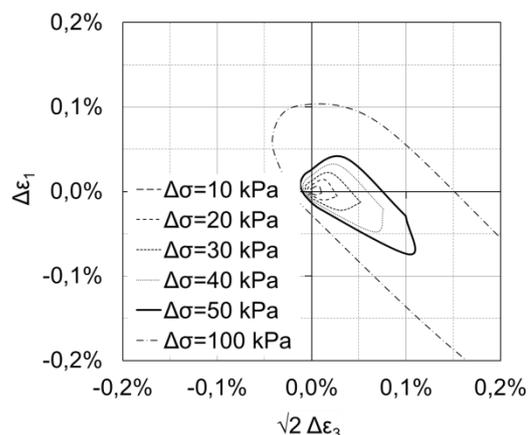
c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA

Bild 8.3: Vergleich der Antwortellipsen infolge monotoner Belastung für Spannungsausgangspunkt I bei dichter Ausgangslagerung

Wie die Versuchsergebnisse sind diese bis auf die mit dem hypoplastischen und mit dem ISA-Modell ermittelten Ellipsen zu ihrer längsten Hauptachse annähernd symmetrisch. Beim hypoplastischen und beim ISA-Modell in Bild 8.3d und f ergeben sich wie schon im Kompressionsbereich signifikante Unterschiede zwischen den Dehnungen infolge isotroper Kompression mit positiven Radial- und Axialdehnungen und isotroper Extension mit negativen Radial- und Axialdehnungen.

Vergleicht man die Dehnungen infolge des Spannungsinkrementes  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$  bei allen Modellen miteinander – in Bild 8.1 als fett gedruckte Linie dargestellt – so ergeben sich bezüglich der Größe der Dehnungen beim Sanisand- und beim HS-Modell die größten Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen. Beim ISA- und beim TPM-Modell sind die Dehnungen in diesem Fall durchweg zu gering. Bei der Hypoplastizität und dem ISA-Modell fällt wieder auf, dass der Bereich der deviatorischen Entlastung, der zu positiven Radial- und negativen Axialdehnungen führt, nicht zutreffend abgebildet wird, da die Ellipsen bzw. die Dehnungen hier zu klein sind d.h. die Steifigkeit zu groß ist. Beim hypoplastischen Modell ist wieder eine „Beule“ in der Ellipse erkennbar, die sich in etwa im Bereich des Dehnungspfad bei isotroper Kompression ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ ) befindet, vgl. hierzu auch Bild 7.28.

Ein Vergleich wie in Abschnitt 8.1.1 führt zu den Ergebnissen in Bild 8.4.

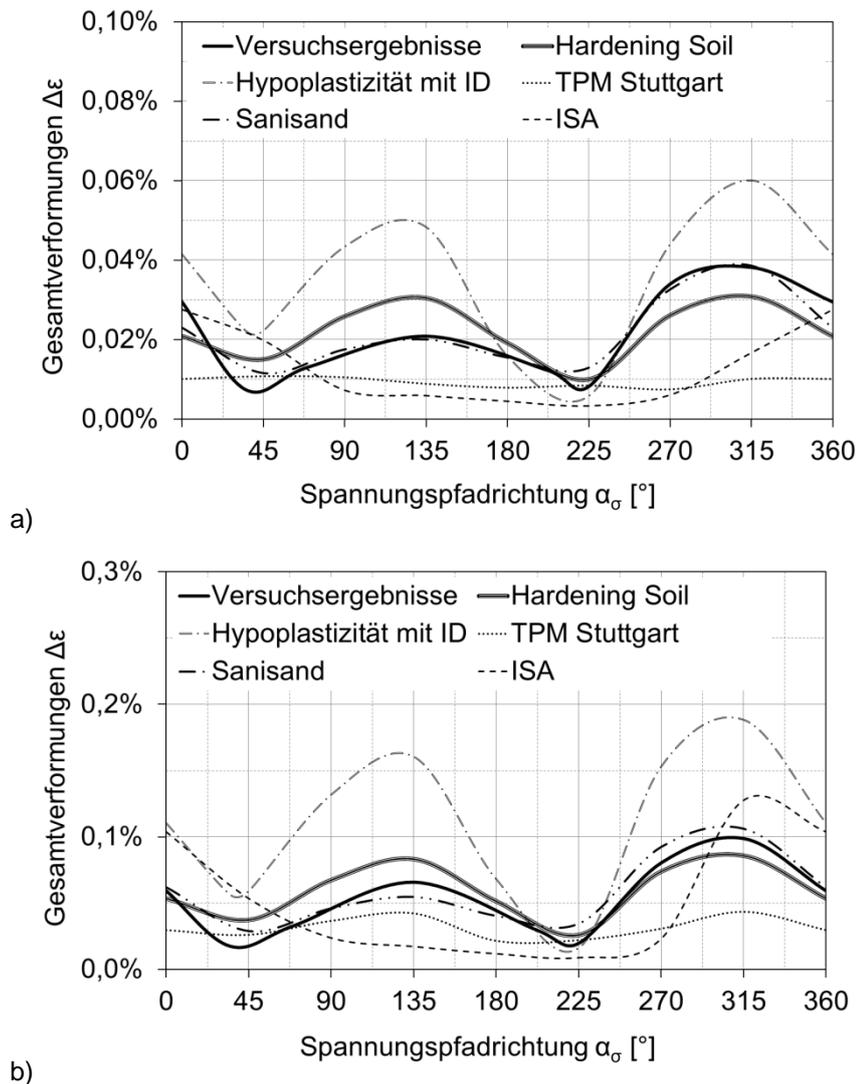


Bild 8.4: Betrag der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon$  bei monotoner Belastung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung am Spannungsausgangspunkt I bei dichter Ausgangslagerung:  
a)  $\Delta\sigma = 20 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

Es wird noch einmal deutlich, dass das ISA-Modell quali- und quantitativ die geringsten Übereinstimmungen mit den Versuchen, aber auch mit den anderen Stoffmodellen liefert. Für beide Spannungsinkremente können die mit dem HS-Modell ermittelten Dehnungen am besten abgebildet werden. Dies gilt nicht für den Bereich mit überwiegend deviatorische Entlastung; hier sind die mit dem Sanisand-Modell und der Hypoplastizität ermittelten Dehnun-

gen am größten und damit am zutreffendsten. Bei deviatorischer Belastung sind die mit der Hypoplastizität ermittelten Verformungen fast dreimal größer als in den Versuchen.

Die für die dichte Lagerung gemachten Aussagen gelten qualitativ auch für lockere Lagerung, vgl. Anhang A.5.

### 8.1.3 Extensionsbereich

In Bild 8.5 sind die an dem im Extensionsbereich liegenden Spannungsausgangspunkt J experimentell und numerisch ermittelten Antwortellipsen bei dichter Ausgangslagerung zusammengestellt.

Es fällt auf, dass hier die Übereinstimmungen der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen geringer sind als im Kompressionsbereich. Die Versuche führen tendenziell zu relativ schmalen Antwortumhüllenden, die bei allen untersuchten Modellen deutlich breiter ausfallen. Wie im vorangegangenen Abschnitt sind die mit der Hypoplastizität ermittelten Dehnungen am größten, gefolgt von den mit dem ISA-Modell ermittelten. Beim HS-Modell kann – genau wie bei den Laborversuchen – das Spannungsinkrement  $\Delta\sigma = 100$  kPa nicht in alle Richtungen vollständig aufgebracht werden, da es vorher zu einem Versagen kommt.

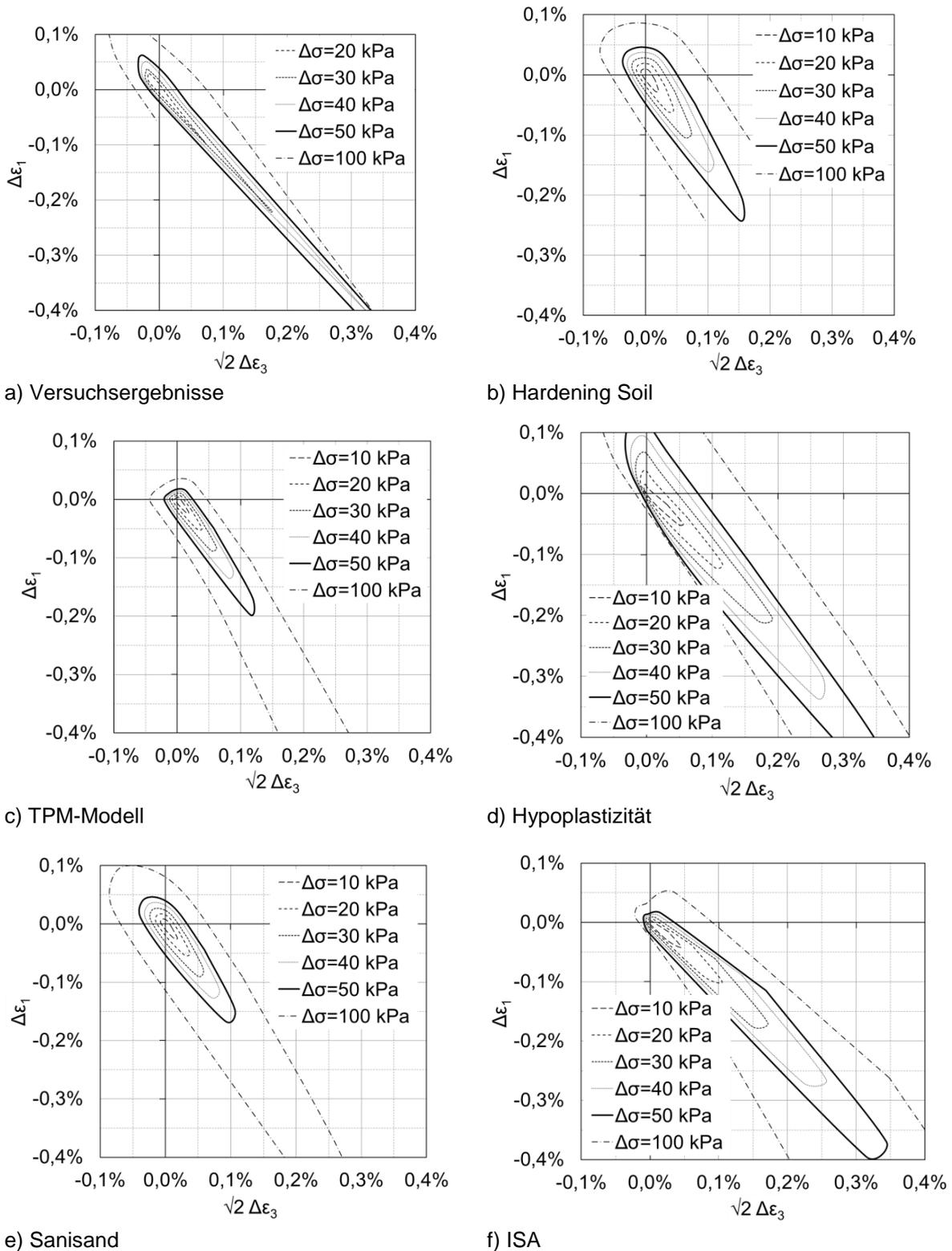


Bild 8.5: Vergleich der Antwortellipsen infolge monotoner Belastung für Spannungsausgangspunkt  $J$  bei dichter Ausgangslagerung

Ein Vergleich wie in Abschnitt 8.1.1 führt zu den Ergebnissen in Bild 8.6.

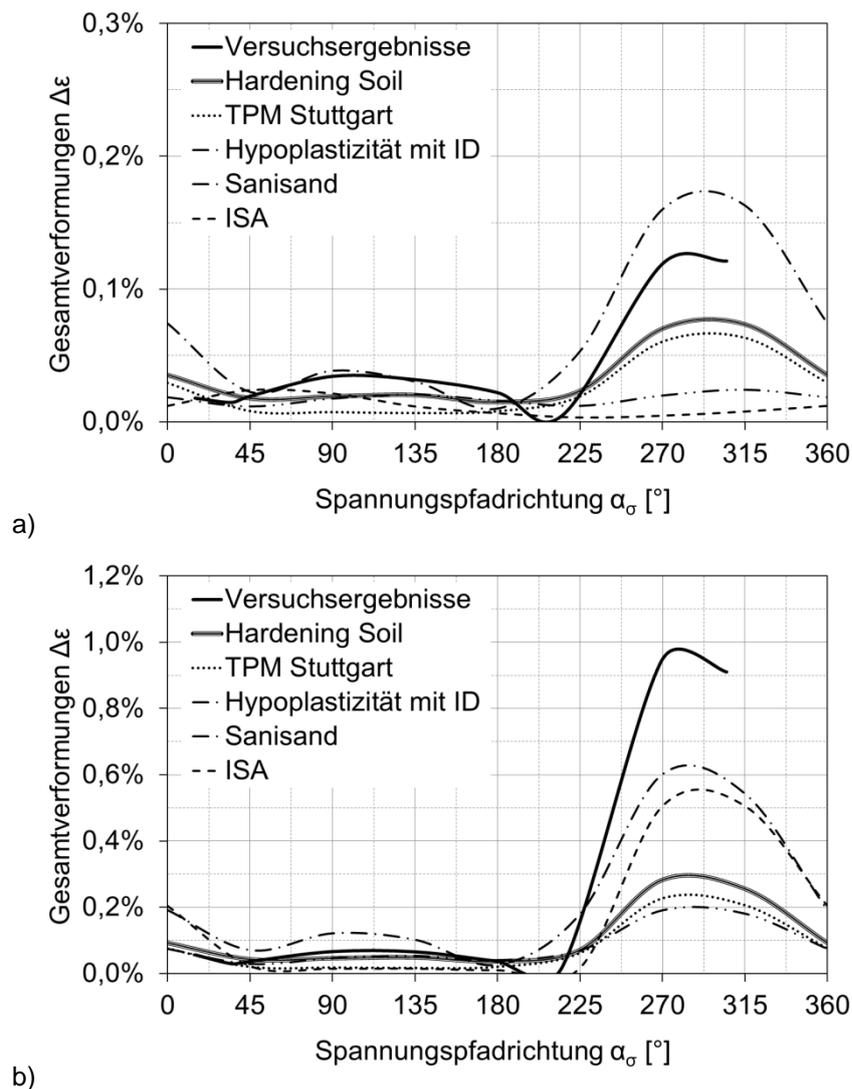


Bild 8.6: Betrag der Gesamtdehnung  $\Delta\varepsilon$  bei monotoner Belastung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung am Spannungsausgangspunkt J bei dichter Ausgangslagerung:  
a)  $\Delta\sigma = 20 \text{ kPa}$ , b)  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

In Bild 8.6 führen Belastungen in Richtung der CSL im Extensionsbereich zu sehr großen Dehnungen und die Steifigkeit mit allen Stoffmodellen in diesem Bereich unterschätzt wird. Zwischen den Belastungsrichtungen  $\alpha_\sigma = 35^\circ \dots 180^\circ$  machen sich die Abweichungen kaum noch bemerkbar; die ermittelten Dehnungen liegen hier in einer vergleichbaren Größenordnung. Diese Tendenz ist auch bei lockerer Lagerung erkennbar, siehe Anhang A.8.

## 8.2 Niederzyklische Belastung

### 8.2.1 Akkumulationsverhalten

Das Akkumulationsverhalten bei niederzyklischer Belastung mit zwei unterschiedlich großen deviatorischen Spannungsamplituden ist zusammen mit den dazugehörigen Versuchsergeb-

nissen in Bild 8.7 für  $\Delta q = +50$  kPa und Bild 8.8 für  $\Delta q = +200$  kPa für eine dichte Lagerung dargestellt. Der Zuwachs der bleibenden Verformungen ist dabei als gestrichelte Linie kenntlich gemacht.

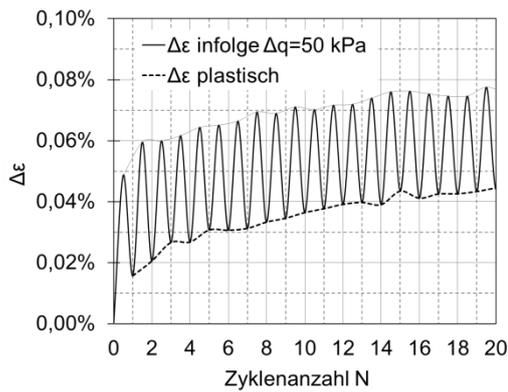
Grundsätzlich kann der experimentell ermittelte logarithmische Verlauf nur mit dem empirischen, logarithmischen Ansatz realitätsnah beschrieben werden. Bei allen anderen Stoffmodellen liegt entweder nach der ersten Entlastung elastisches Verhalten vor oder die plastischen Verformungen steigen linear an. Beides entspricht nicht dem tatsächlichen Verhalten des Bodens.

Bei den kleineren Spannungszyklen mit  $\Delta q = +50$  kPa in Bild 8.7 ist dieser lineare Anstieg beim Sanisand-, ISA- und bei dem hypoplastischen Modell relativ gering, sodass die plastischen Verformungen nach 20 Belastungszyklen bei fast allen Stoffmodellen zumindest in einer annähernd realistischen Größenordnung liegen. Die experimentell ermittelten Verformungen betragen nach der niederzyklischen Belastung mit 20 Zyklen ca.  $\Delta \varepsilon^{pl} \approx 0,045\%$  und liegen damit genau zwischen den mit dem hypoplastischen Stoffmodell und den mit den übrigen Stoffmodellen ermittelten Werten  $\Delta \varepsilon^{pl} \approx 0,01 \dots 0,10\%$ , Bild 8.7. Bemerkenswert ist, dass die plastischen Dehnungen nach der ersten Entlastung bei den beiden elastoplastischen Modellen fast exakt mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen  $\Delta \varepsilon^{pl, N=1} \approx 0,018\%$ . Durch das elastische Verhalten dieser Modelle im weiteren Verlauf und bei gleichzeitiger Verdreifachung der experimentell ermittelten Dehnungen im Laufe der zyklischen Belastung auf  $\Delta \varepsilon^{pl, N=20} \approx 0,043\%$ , entstehen die Abweichungen von den Versuchsergebnissen.

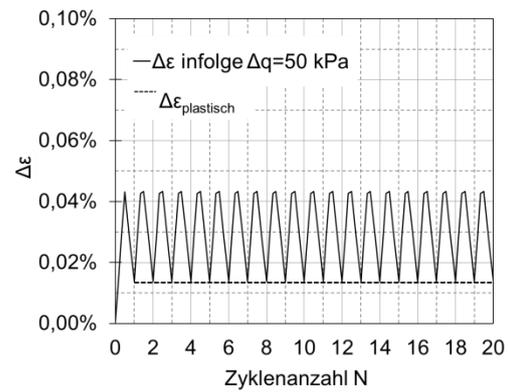
Betrachtet man das Akkumulationsverhalten infolge größerer deviatorischer Spannungszyklen mit  $\Delta q = +200$  kPa in Bild 8.8, ergibt sich bei gleichem Parametersatz insbesondere für die Hypoplastizität und das ISA-Modell ein unrealistischer Verformungszuwachs („Ratcheting“), sodass die Dehnungen am Ende der niederzyklischen Belastung um ein Vielfaches größer sind als bei den Versuchen, vgl. auch Bild 7.25. Die mit den übrigen Stoffmodellen ermittelten Gesamtdehnungen am Ende der zyklischen Belastung liegen zwischen  $\Delta \varepsilon^{pl, N=20} \approx 0,1 \dots 0,5\%$  und damit in etwa in derselben Größenordnung wie die experimentell ermittelte Dehnung  $\Delta \varepsilon^{pl, N=20} \approx 0,35\%$ .

Die Versuche mit niederzyklischer Belastung durch isotrope Spannungszyklen mit  $\Delta q = 0$  sind in den Anhängen B.1 bis B.4 und B.9 bis B.12 zusammengestellt. Grundsätzlich fällt die Akkumulation bei dieser Belastungsrichtung geringer aus, was zu besseren Übereinstimmungen der Versuchsergebnisse mit den elastoplastischen Berechnungen führt, vgl. z.B. Anhang B.1a, b und c.

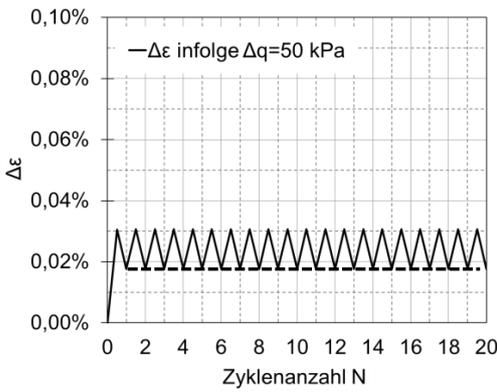
Im Anhang B befinden sich auch Versuchsergebnisse mit lockerer Ausgangslagerung für beide Belastungsrichtungen, siehe Anhang B.2, B.4, B.6, B.8, B.10, B.12, B.14 und B.16. Die Zunahme der plastischen Verformungen fällt überall größer aus, grundsätzlich treffen die für dichte Lagerung gemachten Feststellungen hier ebenfalls zu.



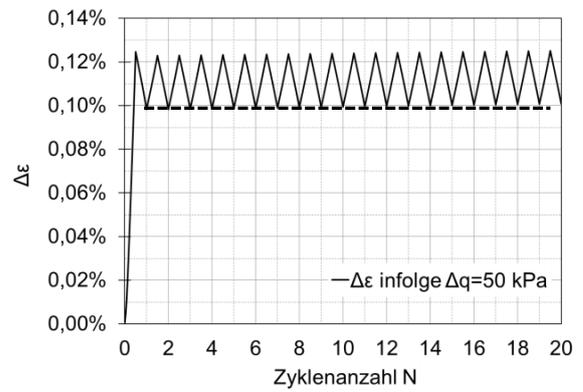
a) Versuchsergebnisse



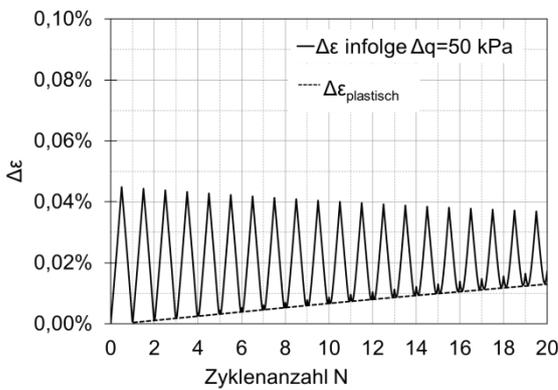
b) Hardening Soil



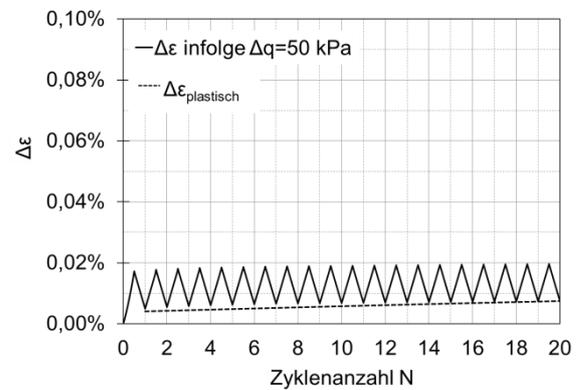
c) TPM-Modell



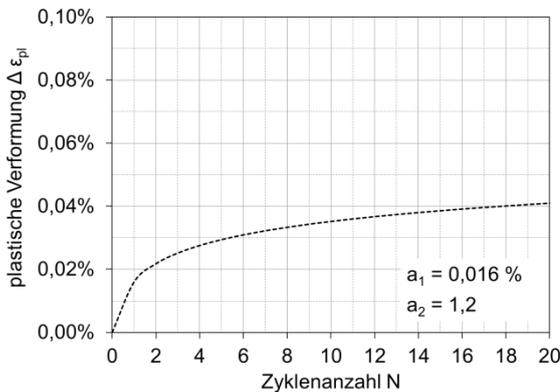
d) Hypoplastizität



e) Sanisand

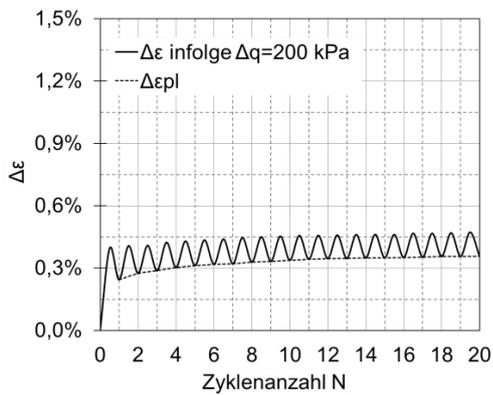


f) ISA

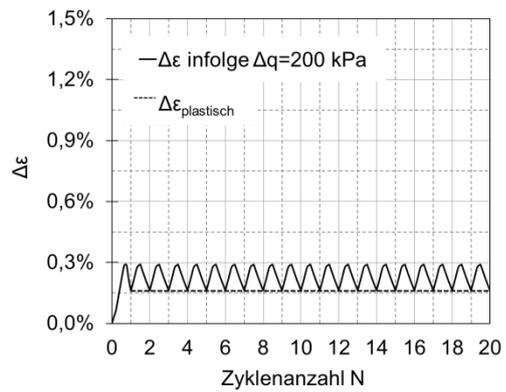


e) logarithmischer empirischer Ansatz

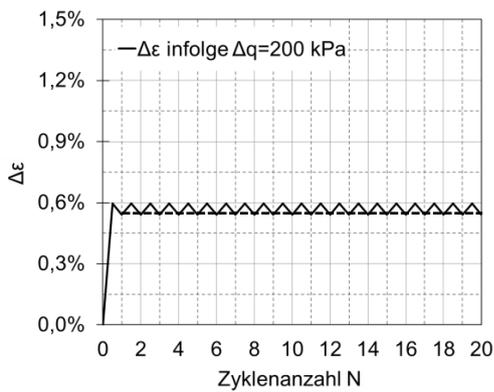
Bild 8.7: Verformungsakkumulation  $\Delta\varepsilon$  infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = +50 \text{ kPa}$  bei Punkt I,  $I_D \approx 0,75$ : Vergleich der Stoffmodelle mit den Versuchsergebnissen



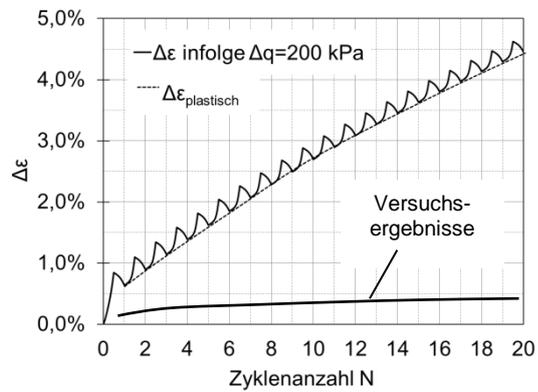
a) Versuchsergebnisse



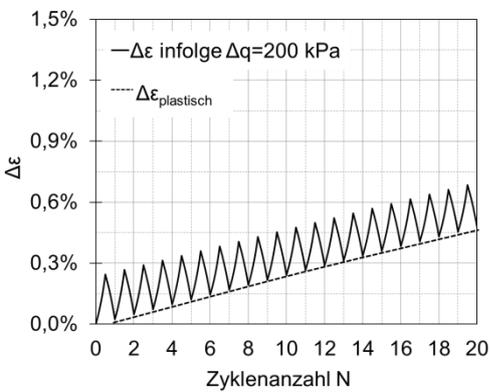
b) Hardening Soil



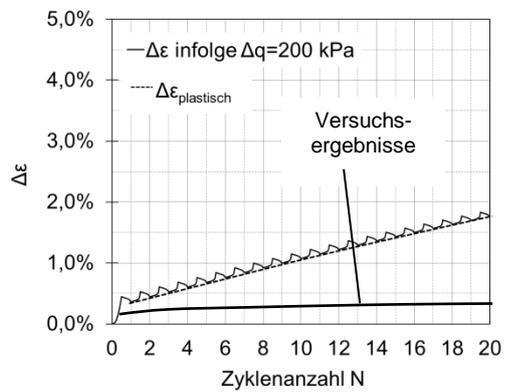
c) TPM-Modell



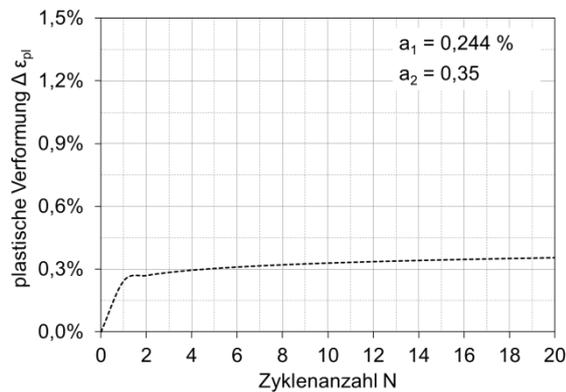
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA



g) logarithmischer empirischer Ansatz

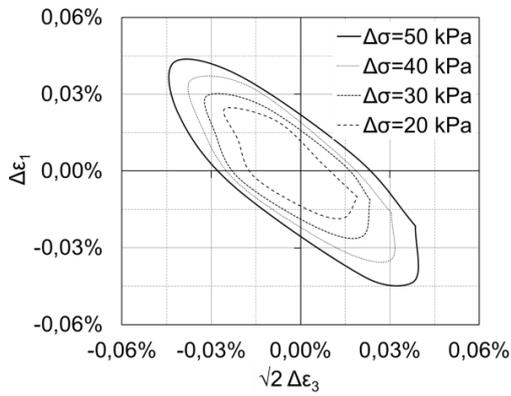
Bild 8.8: Verformungsakkumulation  $\Delta\epsilon$  infolge 20 rein deviatorischer Belastungszyklen  $\Delta q = +200 \text{ kPa}$  bei Punkt I,  $I_D \approx 0,75$ : Vergleich der Stoffmodelle und der empirischen Ansätze mit den Versuchsergebnissen

### 8.2.2 Quasi-elastische Verformungsanteile

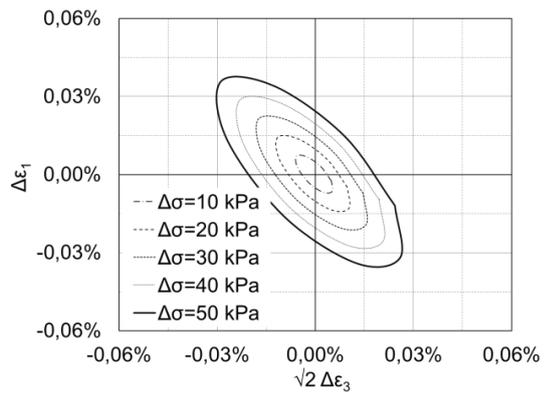
Die quasi-elastischen Verformungsanteile wurden mit Ausnahme des Spannungsausgangspunktes A experimentell nur an der dichten Ausgangslagerung bestimmt. Darauf beziehen sich die Zusammenfassungen in diesem Abschnitt.

Die numerischen Elementversuche wurden für lockere und dichte Lagerung durchgeführt. Die Versuchsergebnisse für die lockere Lagerung finden sich in Anhang C.2, C.4, C.6 und C.9.

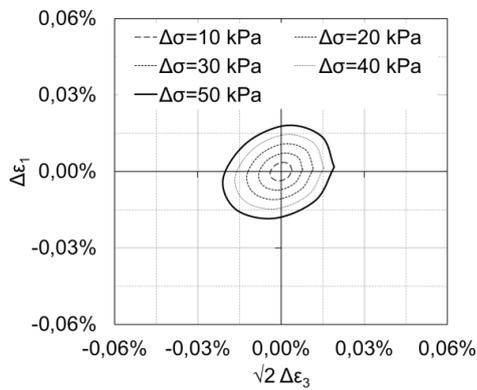
In Bild 8.9 sind die Antwortellipsen für den im Kompressionsbereich liegenden Spannungsausgangspunkt A dargestellt. Beim TPM- und beim ISA-Modell sind diese durchweg zu klein bzw. die quasi-elastischen Dehnungen zu gering. Beim TPM-Modell kommt hinzu, dass deren Form eher einem Kreis als einer Ellipse ähnelt, vgl. Abschnitt 7.4.3.2. Während die mit dem hypoplastischen Stoffmodell ermittelten Dehnungen bei monotoner Belastung tendenziell zu groß sind, sind die quasi-elastischen Dehnungen eher zu gering. Diese große Steifigkeit wird vor allem bei isotroper Kompression und Extension der Fall.



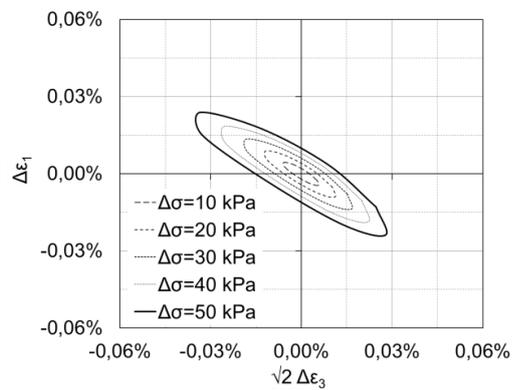
a) Versuchsergebnisse



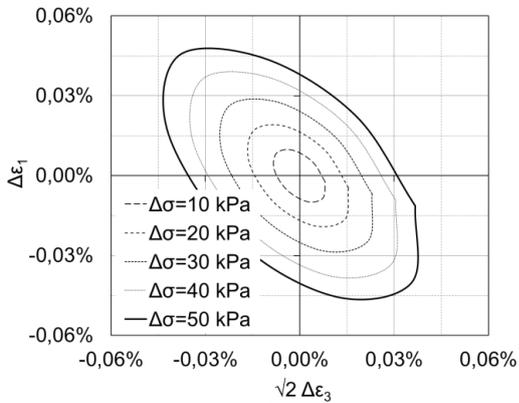
b) Hardening Soil



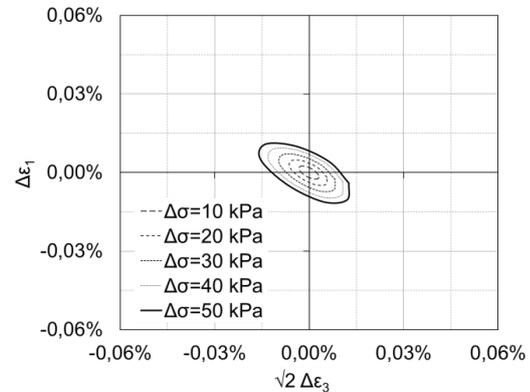
c) TPM-Modell



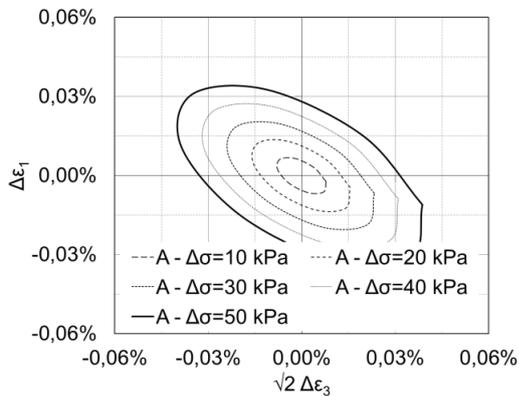
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA



g) linear-elastische Cross-Anisotropie

Bild 8.9: Quasi-elastische Antwortellipsen bei niederzyklischer Belastung bei Punkt A,  $I_D \approx 0,75$ : Vergleich der Stoffmodelle mit den Versuchsergebnissen

Durch die Darstellung des Betrags der quasi-elastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung ergeben sich die die in Bild 8.10 dargestellten Kurven.

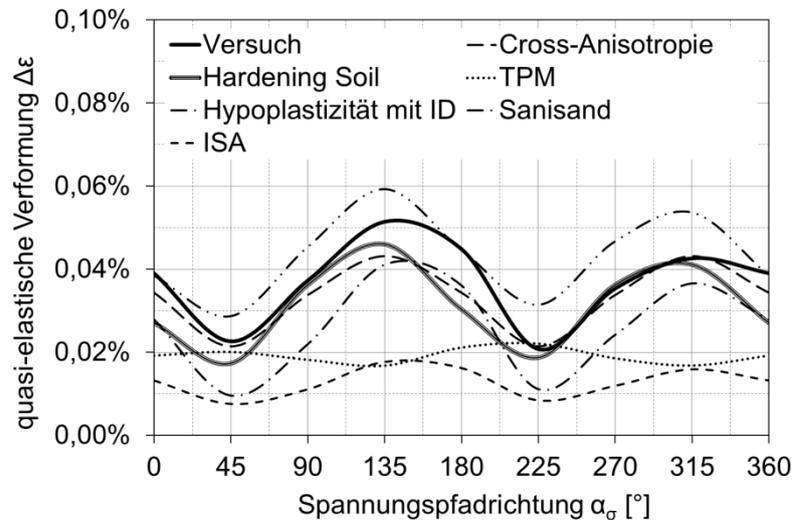
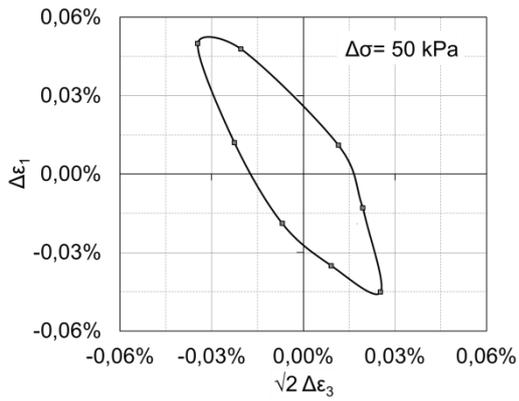


Bild 8.10: Betrag der quasi-elastischen Dehnung  $\Delta\varepsilon$  in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung am Spannungsausgangspunkt A bei dichter Ausgangslagerung und einem Spannungsincrement von  $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

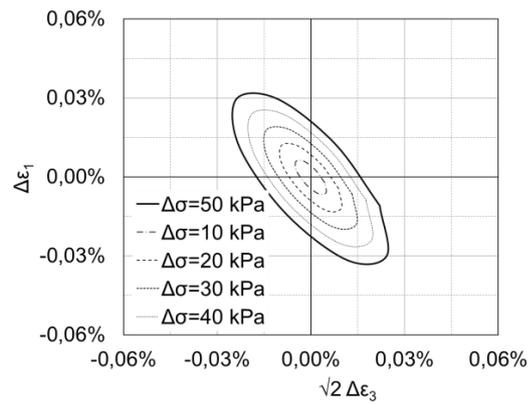
In Bild 8.10 wird noch einmal deutlich, dass die mit dem elastoplastischen TPM-Modell ermittelten Dehnungen mit keiner Kurve übereinstimmen. Für alle anderen Modelle stimmen zumindest die Belastungsrichtungen mit den größten bzw. kleinsten Dehnungen gut überein. Hinsichtlich der Größe der Dehnungen liegen mit Ausnahme des elastoplastischen TPM-Modells und des ISA-Modells alle untersuchten Modelle annähernd in derselben Größenordnung.

Weitere Versuchsergebnisse mit niederzyklischer Belastung zur Auswertung der quasi-elastischen Verformungsanteile für andere Spannungsausgangspunkte im Kompressionsbereich sind im Anhang C.2 (Punkt A lockere Lagerung), C.7 (Punkt G, dichte Lagerung) und C.8/9 (Punkt F, lockere und dichte Lagerung) zusammengestellt. Die qualitativen Feststellungen für dichte Lagerung können für lockere Lagerung übertragen werden.

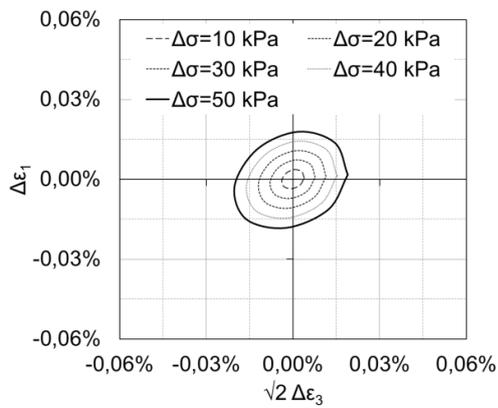
Die quasi-elastischen Antwortellipsen von dem Ausgangsspannungspunkt auf der isotropen Achse in Bild 8.11 weisen relativ unterschiedliche Formen und Größen auf. Die Form der versuchstechnisch ermittelten Ellipse kann mit dem TPM- und dem ISA-Modell gar nicht abgebildet werden; hier sind weder Form noch Größe zutreffend.



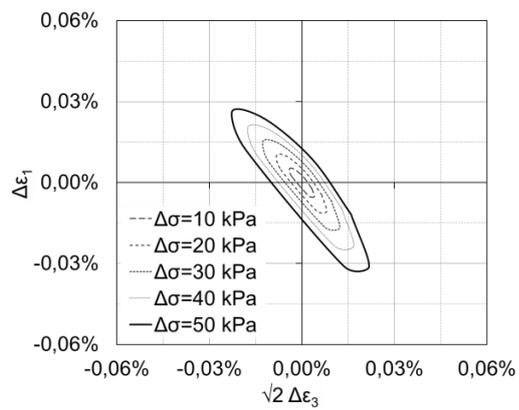
a) Versuchsergebnisse



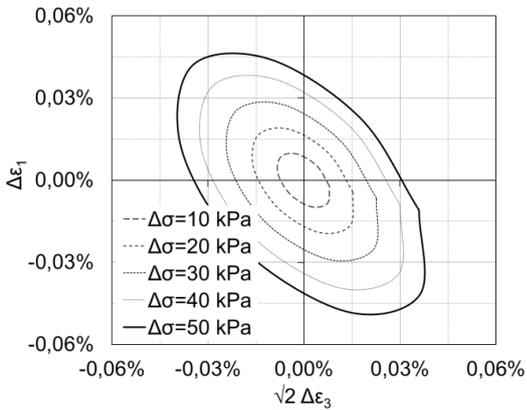
b) Hardening Soil



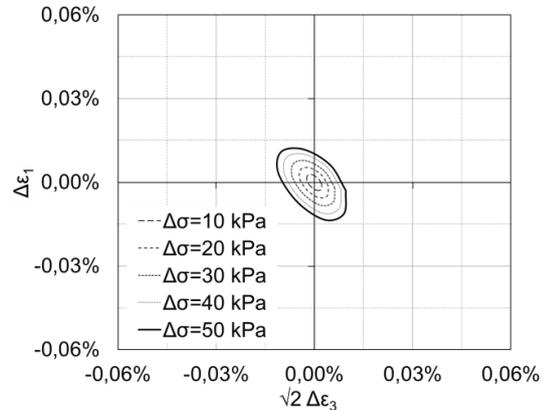
c) TPM-Modell



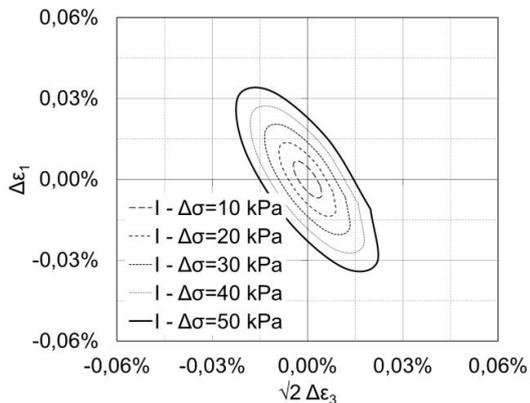
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA



g) linear-elastic Cross-Anisotropie

Bild 8.11: Quasi-elastische Antwortellipsen bei niederzyklischer Belastung bei Punkt I,  $I_D \approx 0,75$ : Vergleich der Stoffmodelle mit den Versuchsergebnissen

Für ein Spannungskrement von 50 kPa ist die Größe der quasi-elastischen Dehnung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung Bild 8.12 dargestellt.

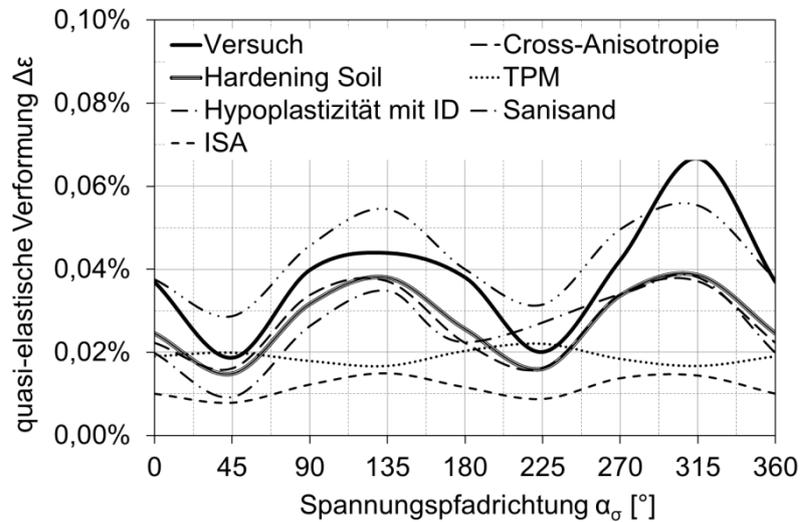
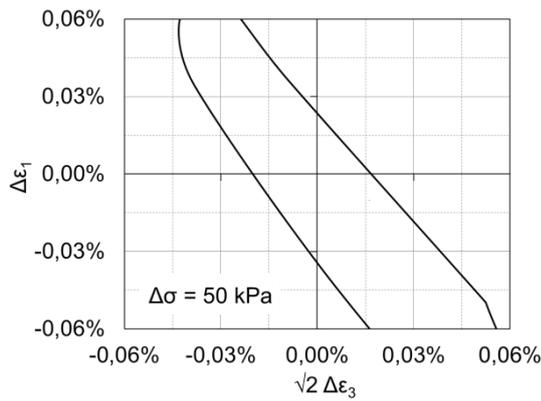


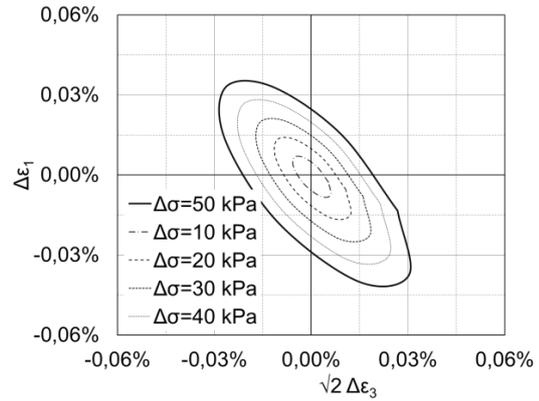
Bild 8.12: Betrag der quasi-elastischen Dehnung  $\Delta\epsilon$  in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung am Spannungsausgangspunkt I bei dichter Ausgangslagerung und einem Spannungskrement von  $\Delta\sigma = 50$  kPa

Bei allen Modellen sind die Dehnungen bei deviatorischer Be- und Entlastung und bei isotroper Be- und Entlastung jeweils gleichgroß. Dies ist bei den Versuchsergebnissen nicht der Fall; hier sind die Dehnungen bei deviatorischer Entlastung größer als bei Belastung. Die Kurven für das HS-Modell und die Cross-Anisotropie sind fast identisch, liegen jedoch insgesamt unterhalb der versuchstechnisch ermittelten Kurve.

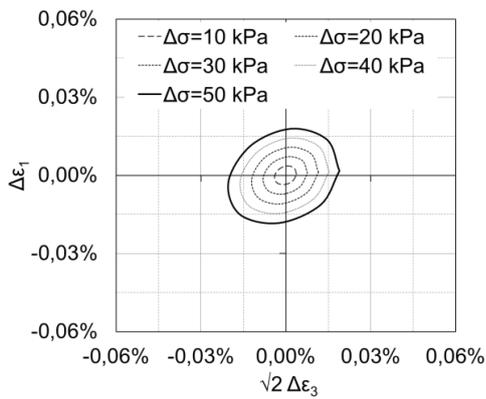
Für den Spannungsausgangspunkt J sind die quasi-elastischen Antwortellipsen in Bild 8.13 darstellt. Die experimentell ermittelten Dehnungen sind in diesem Fall mit Abstand am größten.



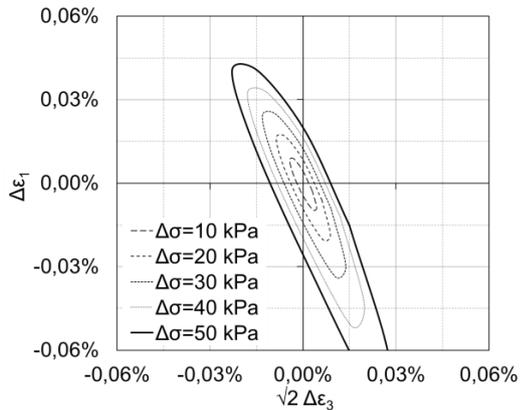
a) Versuchsergebnisse



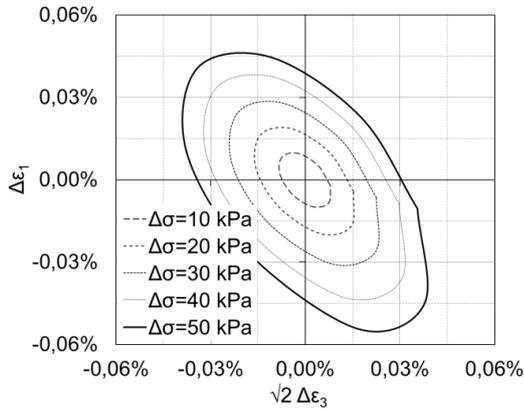
b) Hardening Soil



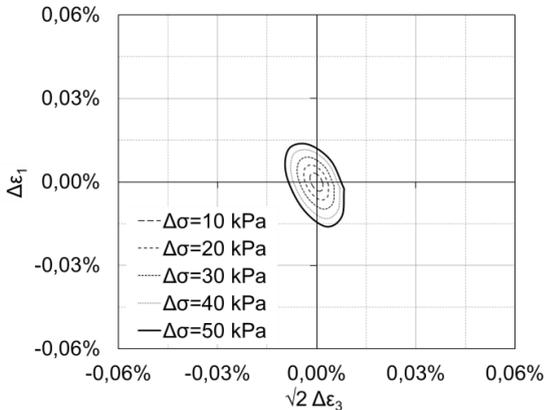
c) TPM-Modell



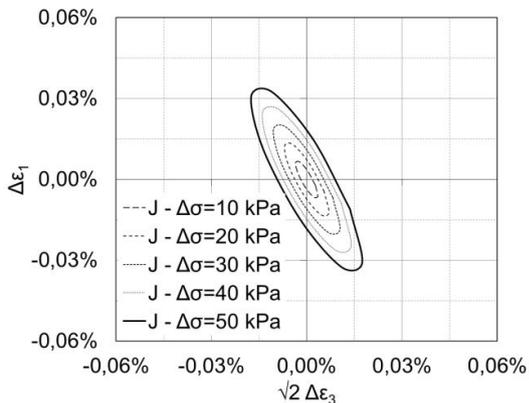
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA



g) linear-elastische Cross-Anisotropie

Bild 8.13: Quasi-elastische Antwortellipsen bei niederzyklischer Belastung bei Punkt J,  $I_D \approx 0,75$ : Vergleich der Stoffmodelle mit den Versuchsergebnissen

Für das Spannungskrement von 50 kPa ist der Betrag der quasi-elastischen Dehnung in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung in Bild 8.14 dargestellt.

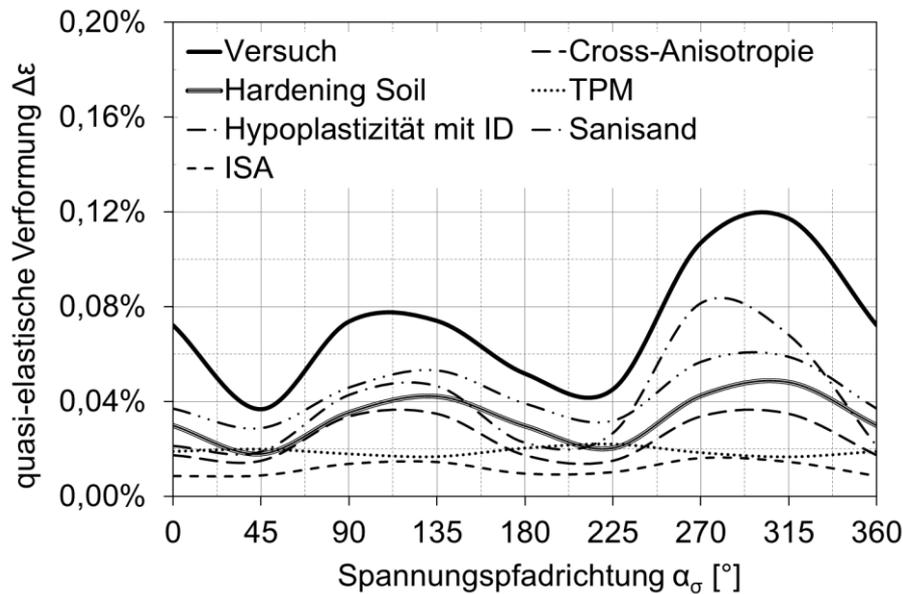


Bild 8.14: Betrag der quasi-elastischen Dehnung  $\Delta\varepsilon$  in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung am Spannungsausgangspunkt J bei dichter Ausgangslagerung und einem Spannungskrement von  $\Delta\sigma = 50$  kPa

Die durchgeführten Triaxialversuche führen bei allen Belastungsrichtungen zu den größten quasi-elastischen Dehnungen, gefolgt vom Sanisand-Modell und der Hypoplastizität. Als einziges Modell kann die Hypoplastizität zumindest qualitativ größere quasi-elastische Dehnungen bei deviatorischer Entlastung als bei Wiederbelastung wiedergeben.

Numerische Elementversuche bei lockerer Lagerung für den Spannungsausgangspunkt im Extensionsbereich sind für die Hypoplastizität, das Sanisand- und das ISA-Modell im Anhang C.6 zusammengestellt.

### 8.3 Zusammenfassende Gegenüberstellung

Die Ergebnisse der Vergleiche in Abschnitten 8.1 und 8.2 sind Tabelle 8.1 tabellarisch zusammengestellt.

Tabelle 8.1: Zusammenfassender Vergleich der Stoffmodelle (Teil 1)

Stoffmodell	vereinfachte Cross-Anisotropie	Hardening Soil	TPM Stuttgart	Hypoplastizität mit intergr. Dehnung	Sanisand	ISA-Modell	log. Ansatz
beschrieben in Abschnitt	7.2	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8
entwickelt von	Graham & Houlsby	Schanz	Ehlers & Avci	Wolffers- dorff/ Niemunis & Herle	Da- falias	Fuen- tes	Hettler
Jahr	1983	1998	2011	1996/ 1997	1975	2014	1981
Typ	linear- elastisch	elasto- plastisch	elasto- plastisch	hypo- plastisch	Bound.- Surface	Bound.- Surface	empi- risch
Grenzbedingung		Mohr- Coulomb	MC abge- rundet	Matsuo- ka-Nakai		Mats.- Nakai	
Verfestigung		isotrop	isotrop	-	isotrop	doppelt isotrop	
verwendetes Programm	Matlab	Plaxis	Pandas/ Abaqus	Incremental Driver			Excel
Anzahl der Parameter	3	8	29	8+5=13	14	16	2
<b>Monotone Belastung</b>							
<b>Steifigkeit...</b>							
...bei isotroper Belastung ( $\alpha_\sigma=35^\circ$ )		+	+	- zu groß	+	- zu groß	
...bei isotroper Entlastung ( $\alpha_\sigma=215^\circ$ )		+	+	+	+	- zu klein	
...bei deviatorischer Belas- tung ( $\alpha_\sigma=125^\circ$ )		- zu klein	+	++	- zu klein	- zu klein	
...bei deviatorischer Ent- lastung ( $\alpha_\sigma=305^\circ$ )		+	+	- zu groß	+	- zu klein	

Tabelle 8.1: Zusammenfassender Vergleich der Stoffmodelle (Teil 2)

Stoffmodell	vereinfachte Cross-Anisotropie	Hardening Soil	TPM Stuttgart	Hypoplastizität mit intergr. Dehnung	Sanisand	ISA-Modell	log. Ansatz
<b><u>Niederzyklische Belastung</u></b>							
<b>Verformungsakkumulation bei 20 Zyklen...</b>							
<b>...mit kleinen Spannungszyklen</b>							
Größe der plast. Dehnungen nach 20 Zyklen		- zu klein	- zu klein	-- zu groß	- zu klein	-- zu klein	++
Größe der elastischen Dehnungen		++	++	++	+	- zu klein	
Zunahme/Verlauf des Dehnungszuwachses		-- (elast.)	-- (elast.)	- geringer Anstieg	- geringer Anstieg	- geringer Anstieg	++
<b>...mit großen Spannungszyklen</b>							
Größe der plast. Dehnungen nach 20 Zyklen		- zu klein	- zu groß	-- zu groß	+	-- zu groß	++
Größe der elastischen Dehnungen		++	- zu klein	- zu klein	- zu klein	- zu klein	
Zunahme/Verlauf des Dehnungszuwachses		-- (elast.)	-- (elast.)	-- linear	-- linear	-- linear	++ logar.
<b>Quasi-elastische Dehnungsanteile</b>							
Größe der Ellipsen	++	++	-- zu klein	- zu schmal	++	-- zu klein	
quasi-elast. Steifigkeit	++	++	-- zu groß	-	+	-- zu groß	
Form der Antwortellipsen	++	++	-- Kreis ↺	- zu schmal	+	++	
Berücksichtigung einer Anisotropie	++	-	-	++	--	+	
Berücksichtigung einer Barotropie	++	++	-	++	++	++	
Berücksichtigung einer Pyknotropie	++*	++*	++*	++	++	++	

+(+) (sehr) gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen

-(-) (sehr) schlechte Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen

\* für eine andere Lagerungsdichte mit anderem Parametersatz

keine Aussage/Ermittlung möglich (da kein vollständiges Stoffmodell)

Kein Stoffmodell kann für alle Belastungsarten und -richtungen die Versuchsergebnisse gleichermaßen zufriedenstellend abbilden.

Empfehlungen für die Anwendung können aus Tabelle 8.1 nur bedingt abgeleitet werden, da die Ergebnisse lediglich mithilfe von Elementversuchen, nicht aber anhand von Randwertproblemen ermittelt werden.

Betrachtet man die Untersuchung von Grenzzuständen wie z.B. GEO-2 und GEO-3 nach EC 7-1 mit sehr großen Verformungen oder Bruch im Baugrund, bei dem die Festigkeit des Baugrunds entscheidend ist, ist der klassische elastisch ideal-plastische Ansatz z.B. mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb, oftmals ausreichend, vgl. auch Schanz (2006).

Geht es um den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, also um zutreffende Verformungsprognosen, z.B. bei Untersuchung des Einflusses von Baugruben auf Nachbarbauwerke, wird auf FE-Berechnungen zurückgegriffen und die Auswahl eines geeigneten Stoffmodells hat einen großen Einfluss auf die Qualität der Berechnungsergebnisse. Spielen bei einem Randwertproblem zyklische Belastungen keine bzw. eine untergeordnete Rolle, können – nach den Ergebnissen der Elementversuche dieser Arbeit – fast alle untersuchten Modelle mit der ein oder anderen Einschränkung verwendet werden.

Sobald zyklische Belastungen hinzukommen, muss die Auswahl eines geeigneten Modells differenziert erfolgen. Zunächst ist zu beachten, dass es bei einem Randwertproblem mit zyklischer Belastung nicht – wie bei den Elementversuchen – sofort zu einem zyklischen Spannungsfeld kommt. Dieses tritt dort in der Regel erst nach einigen Zyklen ein („Shake-down“).

Bei einer hochzyklischen Belastung kann die Verwendung von bereits zitierten „hochzyklischen Akkumulationsmodellen“ sinnvoll sein. Zu beachten ist, dass diese Modelle zumeist nur bei nichtbindigen Böden anwendbar sind und oftmals die zulässige Größe der auftretenden Dehnungen begrenzt ist. Außerdem muss im Vorfeld der Spannungs- und Verformungszustand, bei dem die hochzyklische Belastung einsetzt, zutreffend erreicht werden.

Bei niederzyklischer Belastung – aber auch wenn die infolge der zyklischen Belastung auftretenden Verformungen größer als die bei den hochzyklischen Modellen zulässigen Werte sind – müssen andere Stoffmodelle verwendet werden.

Bei betragsmäßig großen Spannungsamplituden und entsprechend großen Verformungen erscheint nach den in dieser Arbeit gemachten Feststellungen der Einsatz von Modellen, bei denen Effekte eines Ratchetings auftreten, ohne Modifikation der Parameter nicht günstig. Wenn sich bei einem Randwertproblem Betrag und Richtung der Spannungsamplitude nicht nennenswert ändert, besteht mithilfe geeigneter Elementversuche die Möglichkeit, die Stoffparameter dieser Modelle so zu optimieren, dass Ratcheting-Effekte minimiert werden und die prognostizierten Verformungen in einer realistischen Größenordnung liegen. Die elastoplastischen Modelle sind für diese Belastungsart weniger geeignet, da durch das elastische Verhalten nach der ersten Entlastung die vergleichsweise deutliche Verformungsakkumulation nicht abgebildet werden kann. Denkbar ist bei diesen Modellen eine Ergänzung bzw. Erweiterung mit einem empirischen logarithmischen Ansatz im Fall einer niederzyklischen Belastung wie z.B. von Hettler oder Achmus.

Bei niederzyklischer Belastung mit vergleichsweise kleinen Spannungsamplituden und damit geringerer Verformungsakkumulation ist von der Verwendung elastoplastischer Stoffmodelle nach den Ergebnissen der durchgeführten Elementversuche nicht grundsätzlich abzuraten, da die bleibenden Verformungen nach einer geringen Zyklenanzahl grundsätzlich geringer sind und so die berechneten Verformungen oft in einer akzeptablen bzw. realistischen Größenordnung liegen können. Eine Modifikation der quasi-elastischen Steifigkeit zum Beispiel in Form eines cross-anisotropen linear-elastischen Ansatzes zur Abbildung einer spannungsinduzierten Anisotropie, kann sinnvoll sein.

Zusammenstellungen wie in Tabelle 8.1 und einige grundsätzliche Vorüberlegungen zum Randwertproblem können eine Hilfestellung für den Anwender sein, das optimale Stoffmodell für die Berechnung von Verformungen auszuwählen. Eine Sensitivitätsanalyse, bei der der Einfluss der Modellparameter auf die Berechnungsergebnisse identifiziert werden kann, ist ebenfalls sinnvoll und hilfreich, siehe Saltelli, Ratto M., F., J., & D. (2008), Miro, Hartmann, & Schanz (2014).



## 9. Zusammenfassung und Ausblick

### 9.1 Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit können einige Fragen zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von nichtbindigen Böden bei monotoner und niederzyklischer Belastung beantwortet werden.

Dabei werden zunächst einige für das Verständnis der Versuchsauswertung relevante Grundlagen erläutert. Es folgt eine Zusammenstellung einiger Beiträge über experimentelle und numerische Untersuchungen zum spannungspfadabhängigen Verformungsverhalten zum einen und zum Akkumulationsverhalten bei zyklischer Belastung zum anderen. Hierbei wird eine Lücke bei der Untersuchung niederzyklischer Belastungsvorgänge erkennbar, da bei den meisten Autoren das Bodenverhalten bei einer großen Zyklenanzahl im Mittelpunkt steht.

Grundsätzliche Anforderungen an Stoffmodelle zur zutreffenden Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens bei niederzyklischer Beanspruchung werden zusammengestellt und daraus ein umfassendes, systematisches Versuchsprogramm abgeleitet. Nach der Beschreibung der Versuchsgrundlagen und der Identifikation möglicher Fehlerquellen und Ungenauigkeiten werden die zahlreichen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten dränierten Triaxialversuche an einem enggestuften Feinsand vorgestellt und systematisch hinsichtlich der verschiedenen Anforderungen bzw. Einflussfaktoren ausgewertet.

Der Fokus der experimentellen Versuche liegt auf der Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens infolge monotoner und niederzyklischer Beanspruchung nichtbindiger Böden unter dränierten Bedingungen. Grundsätzlich zeigen die Untersuchungen eine deutliche Abhängigkeit der Dehnungen von der bei allen Versuchen variierten Belastungsrichtung, die mit Hilfe von Antwortellipsen verdeutlicht werden kann. Bei *monotoner Belastung* nimmt die Steifigkeit mit steigender Ausgangslagerungsdichte und mittlerem Druck zu. Infolge *niederzyklischer Belastung* kommt es zu einem überwiegend logarithmischen Anstieg der plastischen Verformungen mit zunehmender Zyklenanzahl. Der Anstieg ist umso größer, je höher der Betrag der Spannungsamplitude und je geringer die Lagerungsdichte und der mittlere Druck sind. Je größer der deviatorische Anteil der aufgebrachten Spannungsamplitude ist, desto deutlicher fällt der Anstieg der plastischen Verformungen aus. Dies gilt auch für die Erhöhung des Ausgangsspannungsverhältnisses. Eine zyklische oder monotone Vorbelastung führt i.d.R. zu geringeren plastischen Verformungen. Auf die quasi-elastischen Verformungsanteile hat die Zyklenanzahl so gut wie keinen Einfluss, auch der Einfluss der Lagerungsdichte ist gering. Die quasi-elastischen Verformungen sind annähernd proportional zur Spannungsamplitude, fallen aber bei einer Vorbelastung und bei der Erhöhung des mittleren Drucks etwas geringer aus. Eine spannungsinduzierte und eine inhärente Anisotropie ist bei allen Versuchen festgestellt worden.

Alle experimentellen Versuche werden mit ausgewählten Stoffmodellen und einem empirischen logarithmischen Ansatz nachgerechnet und ausgewertet. Die benötigten Parameter werden dabei entweder selbst ermittelt oder aus vorhandenen Versuchen anderer Institute zur Bestimmung dieser Parameter übernommen. Bei der Auswertung der numerischen Berechnungen fallen die unterschiedlichen Ergebnisse bzw. die Leistungsfähigkeit der untersuchten Stoffmodelle auf. Schließlich werden die experimentellen und numerischen Ergebnisse miteinander verglichen. Unter Zuhilfenahme von Antwortellipsen können Unterschiede und Gemeinsamkeiten quanti- und qualitativ beschrieben und bewertet werden. Es kann kein Stoffmodell identifiziert werden, das alle Versuchsergebnisse gleichermaßen zutreffend beschreibt. Vielmehr wird gezeigt, dass die untersuchten, zum Teil bekannten, zum Teil relativ neuen Stoffmodelle insbesondere bei der Verformungsprognose bei niederzyklischer Belastung einige Defizite aufweisen, da sich der experimentell beobachtete Verformungszuwachs nur mit einem empirischen Ansatz beschreiben lässt. Die Defizite zeigen sich bei großen Spannungsamplituden, bei denen der deviatorische Anteil überwiegt bzw. große Verformungen auftreten, am deutlichsten.

Am Schluss der Arbeit wird versucht, mit Hilfe des Vergleichs der Stoffmodelle mit den Versuchsergebnissen einige Empfehlungen für die Anwendung abzuleiten. Dies ist anhand von Elementversuchen, deren Ergebnisse nicht ohne weiteres auf Randwertprobleme übertragen werden können, nur eingeschränkt möglich. Dennoch lassen sich gewisse Stärken und Schwächen der Modelle identifizieren. Damit und durch geeignete Sensitivitätsanalysen kann eine erste Bewertung der Eignung eines bestimmten Modells für den Anwender besser erkennbar werden.

## 9.2 Schlussfolgerungen und Ausblick

In dieser Arbeit kann kein Stoffmodell identifiziert werden, das alle experimentellen Elementversuche realitätsnah beschreibt.

Grundsätzlich gilt bei der Auswahl eines geeigneten Stoffmodells „so komplex wie nötig aber so einfach wie möglich“, Schanz (2006). Gerade sogenannte „höherwertige Stoffmodellen“ werden vom Anwender oftmals nicht vollständig durchschaut („black box“) und ihm ist zudem unklar und nicht bewusst, welche mit der Anwendung eines bestimmten Stoffmodells verbundenen Annahmen er trifft. Daher erscheint es sinnvoll, dem Ingenieur eine Sensitivitätsanalyse mit einfachen Elementversuchen beispielsweise in Form von Antwortellipsen zur Verfügung zu stellen, aus der hervor geht, welche Parameter einen großen und welche einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Dies ist besonders bei Stoffmodellen mit einer großen Anzahl von benötigten Parametern und/oder falls nicht alle Parameter einen Bezug zu den bodenmechanischen Eigenschaften haben, sinnvoll.

Trotz der umfangreichen Untersuchungen wird in dieser Arbeit nur ein Teil der möglichen Einflüsse auf das Spannungs-Dehnungsverhalten eines nichtbindigen Bodens untersucht. Weitere Einflüsse, z.B. der Kornverteilung und -form, einer inhärenten Anisotropie, etc. werden nicht betrachtet. Eine Ergänzung der niederzyklischen Versuche durch eine weitere Variation der Spannungsamplituden und des Ausgangsspannungsverhältnisses erscheint ebenfalls sinnvoll.

Außerdem ist zu beachten, dass sich alle Untersuchungen lediglich auf nichtbindige Böden unter dränierten Bedingungen beziehen. Somit bleiben die zahlreichen Besonderheiten unter

undrÄnirten Bedingungen oder bei bindigen B6den, die bei der Betrachtung von Randwertproblemen meistens ebenso eine Rolle spielen, unberücksichtigt.

SchlieÙlich handelt es sich bei allen dokumentierten Versuchen um Elementversuche, bei denen aufgrund ihrer rotationssymmetrischen Form eine Scherbeanspruchung und das dazugehörige Spannungs-Dehnungsverhalten nicht untersucht werden konnte.

Im Rahmen weiterer Forschung sollten demnach weitere Einflussfaktoren variiert bzw. untersucht werden. Auch die Auswahl der Stoffmodelle kann im Rahmen vertiefter Forschungsarbeiten ergÄnzt werden. AuÙerdem sollte der Einfluss der Parameter im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse für die durchgeführten Versuche herausgearbeitet werden. In jedem Fall erscheint auch zukünftig die Darstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse mithilfe von Antwortellipsen sinnvoll, da hierbei viele verschiedene Aspekte gleichzeitig dargestellt und Stoffmodelle bzw. Versuchsergebnisse gut miteinander verglichen werden können.

Die Überlegungen von Gudehus (1990) in den 1990er Jahren sind immer noch aktuell: „Jedes Stoffmodell ist eine mathematische Abstraktion der Wirklichkeit. Es ist ratsam, sich die zur Abstraktion föhrenden Annahmen vor Augen zu halten, damit man ein Stoffmodell nicht mit der Wirklichkeit verwechselt. [...] Die Vielfalt von Formulierungen ergibt sich daraus, dass es ein universelles Stoffmodell für Erdstoffe nicht gibt und wohl auch nie geben wird. [...]“. Trotz der fortwährenden Entwicklung von Stoffmodellen, die zum Teil mit modernen numerischen Berechnungsverfahren in umfangreiche und komplexe Programmsysteme eingeflossen sind, wird bis heute immer wieder darauf hingewiesen, „dass es das richtige Stoffmodell nicht gibt. Vielmehr stellen alle entwickelten Formulierungen Näherungen dar, und häufig kann mit unterschiedlichen Ansätzen das reale Verhalten des Bodens in ähnlicher Qualität beschrieben werden.“, Schanz (2006).

Auch bei Kolymbas & Herle (2009) wird betont, dass die Wahl eines geeigneten Stoffmodells schwierig ist und „ausreichende Fachkenntnisse nicht nur auf dem Gebiet der Stoffmodelle voraus[setzt], sondern [...] auch genügend Wissen über das Bodenverhalten und die Grundlagen der numerischen Verfahren“ verlangt. „Berechnungen mit hochwertigen Stoffmodellen können die Qualität von numerischen Prognosen in der Geotechnik auf ein hohes Niveau bringen, sie bleiben jedoch anspruchsvolle Aufgaben für qualifizierte Experten. Praktische Empfehlungen (wie zum Beispiel diejenigen des Arbeitskreises 1.6 DGGT) sind hilfreich, ersetzen aber nicht die notwendige Ausbildung.“



## Literaturverzeichnis

- [1] Achmus, M., Abdel-Rahman, K., & Kuo, Y.-S. (2007). Numerical Modelling of Large Diameter Steel Piles under Monotonic and Cyclic Horizontal Loading. *10th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X)*. Rhodes, Greece.
- [2] Achmus, M., Abdel-Rahman, K., Kuo, Y.-S., & Peralta, P. (2007). Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopilegründungen unter zyklischer Belastung. *Pfahl-Symposium*. Braunschweig.
- [3] Alonso-Marroquín, F., Herrmann, H. J., & Luding, S. (2006). Analysis of the elastoplastic response of a polygonal packing. *Proceedings of the International Mechanical Engineering Congress & Exposition*, (S. 337-342). New Orleans, LA; United States.
- [4] Anandarajah, A., Sobhan, K., & Kuganenthira, N. (1995). Incremental stress-strain behaviour of granular soil. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 121(1), S. 57-68.
- [5] AnhDan, L., & Koseki, J. (Juni 2005). Small strain behaviour of dense granular soils by true triaxial test. *Soils and Foundations*, 45(3).
- [6] Atkinson, J. H., & Sallfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE)*. 3, S. 915–956. Florence: A. A. Balkema Publishers.
- [7] Avci, O. (2013). *Coupled Deformation and Flow Processes of Partially Saturated Soil: Experiments, Model Validation and Numerical Investigations*. (W. Ehlers, Hrsg.) Universität Stuttgart, Lehrstuhl für Kontinuumsmechanik: Der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung, Institut für Mechanik (Bauwesen) der Universität Stuttgart.
- [8] Baeßler, M. (2008). *Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen* (Bd. 83). Berlin: von der Fakultät VI - Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin genehmigte Dissertation.
- [9] Baldi, G., & Nova, R. (1984). Membrane Penetrations Effect in Triaxial Testing. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 110(3), S. 403-420.
- [10] Becker, P., & Kempfert, H.-G. (2010). Baugrubenverformungen in weichen Böden bei spannungspfadabhängigem Materialverhalten. *Bautechnik*, 87(10), S. 593-603.
- [11] Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D., & O'Neill, D. (1996). Anisotropy of small strain stiffness in ticino sand. *Géotechnique*, 46(1), S. 115-131.
- [12] Benoot, J., Haegeman, W., François, S., & Degrande, G. (2015). Dynamic behavior of silica sand under repeated cyclic loading. *Proceedings of the 16th European*

- Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development ECSMGE* (S. 3111-3116). Edinburgh, Scotland: ICE Publishing.
- [13] Benz, T., Schwab, R., & Vermeer, P. (November 2007). Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen. *Bautechnik*, 84(11), S. 749-761.
- [14] Calvetti, F., Viggiani, G., & Tamagnini, C. (2003). A numerical investigation of the incremental behavior of granular soils. *Revista di Italiana Geotecnica*, S. 11-29.
- [15] Costanzo, D., Viggiani, G., & Tamagnini, C. (November 2006). Directional response of a reconstituted fine-grained soil - Part I: Experimental investigation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(13), S. 1283-1301.
- [16] Cudny, M., & Popielski, P. (2010). Analysis of Excavation-induced deformation with different soil-models. In *Task Quarterly* (Bd. 14 (4), S. 339-362).
- [17] Dafialas, Y., & Popov, E. (1975). A model of nonlinear hardening materials for complex loading. *Acta Mechanica*, S. 173-192.
- [18] Danne, S., & Hettler, A. (2013). Verhalten von nichtbindigen Böden bei niederzyklischer Belastung. *Geotechnik*, 36(1), S. 19-29.
- [19] Datta, M., Rao, G. V., & Gulhati, S. K. (1980). Development of pore water pressure in a dense calcareous sand under repeated compressive stress cycles. *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, (S. 33-47). Swansea.
- [20] di Benedetto, H. (2010). Anisotropy characterization using triaxial test with cyclic and dynamic measurements. *Dynamic soil properties seminar at the Imperial College, Imperial College*. London.
- [21] Dyaljee, V., & Raymond, G. (1982). Repetitive load deformation of cohesionless soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 10, S. 1215-1229.
- [22] Doanh, T. (2000). Strain Response Envelope: A complementary tool for evaluating hypoplastic constitutive equations. In D. Kolymbas, *Constitutive Modelling of Granular Materials* (S. 375-396). Berlin: Springer Verlag.
- [23] Ehlers, W. (1996). Grundlegende Konzepte in der Theorie poröser Medien. *Technische Mechanik*, 16(1), S. 63-76.
- [24] Ehlers, W. (2008). Teilgesättigte Böden unter dynamischer Beanspruchung: eine Untersuchung im Rahmen der Numerischen Mechanik stark gekoppelter Probleme. *Antrag des Teilprojekts 2 im Rahmen der DFG-Forschergruppe FOR 1136: Modellierung von geotechnischen Herstellungsvorgängen mit ganzheitlicher Erfassung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im Boden (GeoTech)*. Stuttgart.
- [25] Ehlers, W., & Avci, O. (2011). Stress-dependent hardening and failure surfaces of dry sand. (J. W. Sons, Hrsg.) *International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomechanics*, S. 1-23.
- [26] Ezaoui, A., & Di Benedetto, H. (2009). Experimental measurements of the global anisotropic elastic behaviour of dry hostun sand during triaxial tests, and effect of sample preparation. *Géotechnique*, 59(7), S. 621-635.

- [27] Festag, G. (2003). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung. *Mitteilung des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik*, 66.
- [28] Froiio, F., & Roux, J.-N. (2009). Incremental response of granular materials: DEM results. *6th International Conference on Micromechanics of Granular Media, Powders and Grains*, 1145, S. 385-388. USA.
- [29] Frydman, S., Zeitlen, J., & Alpan, I. (1973). The Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils. *Journal of Testing and Evaluation*, 1, S. 37-41.
- [30] Fuentes Lacouture, W. M. (2014). *Contributions in Mechanical Modelling of Fill Materials* (Bd. 179). Karlsruhe: der Fakultät Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften (KIT) vorgelegte Dissertation.
- [31] Fuentes, W., & Triantafyllidis, T. (2015). ISA: A constitutive model for deposited sand. In T. Schanz, & A. Hettler (Hrsg.), *Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik - Tagungsband zur 2. Deutschen Bodenmechanik-Tagung* (Bd. 2, S. 169-187). Bochum: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [32] Goldscheider, M. (1977). Shakedown and incremental collapse of structures in dry sand bodies. *Proceedings of Dynamical Methods Soil and Rock Mechanics - Plastic and Long-Term Effects*. Balkema, Rotterdam.
- [33] Goldscheider, M. (1982). True triaxial tests on dense sand. In G. Gudehus, Darve, & Vardoulakis (Hrsg.), *Results of the international workshop on constitutive relations for soils Grenoble* (S. 11–54). Rotterdam, Niederlande: A. A. Balkema Publishers.
- [34] Gotschol, A. (2002). *Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung* (Bd. 12). (H.-G. Kempfert, Hrsg.) Universität Kassel: Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel.
- [35] Grisso, R. J. (1984). Influences of Soil Sample Geometry on Hydrostatic Compaction. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 6, S. 1650-1653.
- [36] Gudehus, G. (1977). Stability of saturated granular bodies under cyclic load. In G. Gudehus (Hrsg.), *Plastic and longterm effects in soils*. Karlsruhe: Balkema.
- [37] Gudehus, G. (1979). A comparison of some constitutive laws for soils under radially symmetric loading and unloading. In A. Balkema (Hrsg.), *Proceedings of the 3rd Conference of Numerical Methods in Geomechanics*, (S. 1309–1323). Aachen.
- [38] Gudehus, G., & Masín, D. (Juli 2008). Graphical representation of constitutive equations. *Géotechnique*.
- [39] Hain, S. (1980). An application of cyclic triaxial testing to field model test. *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading* (S. 23-31). Swansea: Balkema, Rotterdam.
- [40] Henkel, D. J., & Gilbert, G. C. (1952). The effect of rubber on the measured triaxial compression strength of clay samples. *Géotechnique*, 2, S. 20-29.
- [41] Herle, I. (2008). Stoffgesetze für Böden. In K. J. Witt, *Grundbautaschenbuch Band 1: Geotechnische Grundlagen* (Bd. 1, S. 243-285). John Wiley & Sons.
- [42] Herle, I., & Gudehus, G. (September 1999). Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 5(4), S. 461-486.

- [43] Hettler, A. (1981). *Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Beanspruchung* (Bd. 90). (G. Gudehus, Hrsg.) Karlsruhe: Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe.
- [44] Hettler, A. (1987). Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf. *Eisenbahntechnische Rundschau*, 6, 399-405.
- [45] Hettler, A., & Vardoulakis, I. (Juni 1984). Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus. *Geotechnique*, 34(2), S. 183-198.
- [46] Hinz, P. (2009). *Beurteilung des Langzeitverhaltens zyklisch horizontal belasteter Monopile-Gründungen* (Bd. 37). Essen: VGE (Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik).
- [47] Holler, S. (2006). *Dynamisches Mehrphasenmodell mit hypoplastischer Materialformulierung der Feststoffphase*. Aachen: Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen genehmigte Dissertation.
- [48] Hoque, E., & Tatsuoka, F. (1998). Anisotropy in elastic deformation of granular materials. *Soils and Foundations*, 38(1), S. 163-179.
- [49] Hoque, E., & Tatsuoka, F. (September 2004). Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing. *Géotechnique*, 54(7), S. 429-439.
- [50] Houlby, G., & Graham, J. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, 33(2), S. 165-180.
- [51] Huurman, M. (1996). Development of traffic induced permanent strain in concrete block pavements. *HEON*, 1, S. 29-52.
- [52] Iwashita, K., & Oda, M. (1999). *Mechanics of Granular Materials: An Introduction*. Saitama, Japan: A.A. Balkema, Rotterdam.
- [53] Jiang, G.-L., Tatsuoka, F., Flora, A., & Koseki, J. (1997, August). Inherent and stress-state induced anisotropy in very small stiffness of a sandy gravel. *Geotechnique*, 47(3), pp. 509-521.
- [54] Kempfert, H. G., & Hu, Y. (1999). *Unterbau- und Untergrundbeanspruchung infolge Eisenbahnverkehrslasten sowie Langzeitverhalten von gering tragfähigen Böden. 2. Zwischenbericht zum DFG-Schwerpunktprogramm Systemdynamik und Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund*.
- [55] Kiekbusch, M., & Schuppener, B. (November 1977). Membrane Penetration and its effect on pore pressures. *ASCE J Geotech Eng Div*, 103(11), S. 1267-1279.
- [56] Kolymbas, D., & Herle, I. (2009). Stoffgesetze für Böden. In K.-J. Witt, *Grundbautaschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen* (7. Auflage Ausg., Bd. 1, S. 243-287). Berlin: John Wiley & Sons.
- [57] Kondner, R., & Zelasco, J. (1963). Hyperbolic stress-strain formulation for sands. *Proceedings of the 2nd Panamerican on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume I*. Brazil.
- [58] Konietzky, H. (2013). *Numerische Berechnungsverfahren in der Geotechnik (Skript)*. Freiberg: TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik.

- [59] Kudla, W., & Szczyrba, S. (2010). Verformungen und Erddruck bei Widerlagerhinterfüllungen von integralen Brücken – neueste Messergebnisse und Ausführungsempfehlungen. *31. Baugrundtagung* (S. 155-161). München: DGGT.
- [60] Kuwano, R., Connolly, T., & Jardine, R. (2000). Anisotropic Stiffness Measurements in a Stress-Path Triaxial Cell. *Geotechnical Testing Journal*, 23(2), S. 141-157.
- [61] Le, V. H. (2015). *Zum Verhalten von Sand unter zyklischer Beanspruchung mit Polarisationswechsel im Einfachscherversuch* (Bd. 66). (S. A. Savidis, Hrsg.) Berlin: Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin.
- [62] Lentz, R. W., & Baladi, G. Y. (1981). Constitutive Equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading. *Transportation Research Record*, 50-54.
- [63] Lewin, P., & Burland, J. (1970). Stress-probe experiments on saturated normally consolidated clay. *Géotechnique*, 1, S. 38–56.
- [64] Loges, I., & Niemunis, A. (2015). Neohypoplasticity - Estimation of Small Strain Stiffness. In T. Triantafyllidis, & T. Triantafyllidis (Hrsg.), *Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes - Numerical and Physical Modelling (in: Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics)* (Bd. 77, S. 163-180). Springer International Publishing.
- [65] Masín, D. (2006). *Hypoplastic models for fine-grained soils (dissertation submitted for the PhD)*. Prague: Institute of Hydrogeology, Engineering Geology and Applied Geophysics, Charles University, Prague.
- [66] Matsuoka, H., & Nakai, T. (1974). Stress-deformation and strength characteristics of soil under different principal stresses. (J. S. Engineers, Hrsg.) *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 232, S. 59-70.
- [67] Miro, S., Hartmann, D., & Schanz, T. (2014). Global sensitivity analysis for subsoil parameter estimation in mechanized tunnelling. *Computers and Geotechnics*, S. 80–88.
- [68] Müllerschön, H. (2000). *Spannungs-Verformungsverhalten granularer Materialien am Beispiel von Berliner Sand*. (Institut für Mechanik der Universität Stuttgart, Hrsg.) Universität Stuttgart: Von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Abhandlung.
- [69] Nicholson, P., Seed, R., & Anwar, H. (1993). Elimination of membrane compliance in undrained triaxial testing: I Measurement and evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, S. 727-738.
- [70] Niemunis, A. (2011). *IncrementalDriver - a program for testing of constitutive routines*. Universidad de los Andes. Bogotá: Präsentation.
- [71] Niemunis, A., & Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 2(2), S. 279-299.
- [72] Niemunis, A., Grandas Tavera, C. E., & Wichtmann, T. (2016). Peak Stress Obliquity in Drained and Undrained Sands. Simulations with Neohypoplasticity. In T. Triantafyllidis, & T. Triantafyllidis (Hrsg.), *Holistic simulation of geotechnical installation processes: Benchmarks and Simulations - Numerical and physical modelling, in: Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics* (Bd. 80, S. 85-105). Switzerland: Springer International Publishing.

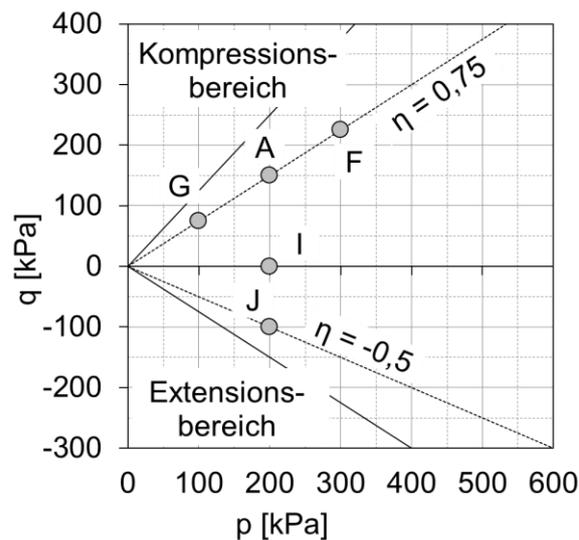
- [73] Ohde, J. (1939). Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. *Der Bauingenieur*, 20, S. 451-459.
- [74] Poblete, M., Wichtmann, T., Niemunis, A., & Triantafyllidis, T. (2011). Accumulation of residual deformations due to cyclic loading with multidimensional strain loops. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Santiago, Chile.
- [75] Rackwitz, F. (2006). Einfluss der Endflächenreibung bei triaxialen Kompressionsversuchen mit Berliner Sand. *Entwicklung in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*.
- [76] Richart, F., Hall, J., & Woods, R. (1970). *Vibrations of Soils and Foundations*. Michigan, USA: Department of Civil Engineering, University of Michigan, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- [77] Saltelli, A., Ratto M., A. T., F., C., J., C., & D., G. (2008). *Global sensitivity analysis*. The primer. John Wiley & Sons Ltd.
- [78] Schädlich, B. (2012). *A Multilaminate Constitutive Model for stiff soils* (Bd. 47). (M. Dietzel, S. Kieffer, R. Marte, W. Schubert, & H. Schweiger, Hrsg.) Graz, Schweiz: Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz.
- [79] Schanz, T. (1998). *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. (P. Vermeer, Hrsg.) Stuttgart: Habilitationsschrift am Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- [80] Schanz, T. (2006). Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. *Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 4*.
- [81] Scharinger, F., & Schweiger, H. (2004). Response envelopes of a multilaminate model for soils. In *Numerical Models in Geomechanics NUMOG IX, Computational Geotechnics Group* (S. 151-156). London: Pande, Gyan; Pietruszczak.
- [82] Schenke, M., & Ehlers, W. (2011). On the Analysis of Soils using an Abaqus-PANDAS Interface. *Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics*, 1, S. 431–432.
- [83] Shenton, M. J. (1975). Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. In Kerr (Hrsg.), *Railroad Track Mechanics and Technology* (S. 387-404). Princeton, USA: Proceedings of a symposium held at Princeton University.
- [84] Skempton, A. (Dezember 1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, 4, S. 143-147.
- [85] Stewart, H. (1986). Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings. (ASCE, Hrsg.) *Journal of Geotechnical Engineering*, S. 646-660.
- [86] Stoecker, T. (2002). *Zur Modellierung von granularen Materialien bei nicht ruhenden Lasteinwirkungen* (Bd. 13). (P. D.-I.-G. Kempfert, Hrsg.) Universität Kassel.
- [87] Tamagnini, C., Masín, D., Costanzo, D., & Viggiani, G. (2006). soil, An evaluation of different constitutive models to predict the directional response of a reconstituted fine-grained soil. (W. W.-S. Yu, Hrsg.) *Modern Trends in Geomechanics*, 106.
- [88] Tasan, H. E. (2011). *Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen*. Berlin: Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin.

- [89] Triantafyllidis, T., Wichtmann, T., & Fuentes Lacoture, W. (2013). Zustände der Grenztragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Böden unter zyklischer Belastung. In T. Schanz, A. Hettler, T. Schanz, & A. Hettler (Hrsg.), *Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik - Tagungsband zur 1. Deutschen Bodenmechanik-Tagung* (S. 147-176). Bochum: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [90] Vermeer, P.-A. (1985). A Five Constant Model Unifying well Established Concepts. (Balkema, Hrsg.) *Constitutive Relations of Soils*, S. 175-197.
- [91] von Wolffersdorff, P.-A. (July 1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3), S. 251-271.
- [92] von Wolffersdorff, P.-A. (2004). Ausgewählte Probleme bei der Berechnung von Stützkonstruktionen mit der Methode der Finiten Elemente. *Geotechnical Innovations, Festschrift für Prof. P.A. Vermeer zum 60. Geburtstag und Tagungsband zum Symposium* (S. 697-699). Verlag Glückauf Essen.
- [93] von Wolffersdorff, P.-A. (2012). *Praxisorientierte Ermittlung von Parametern moderner bodenmechanischer Stoffgesetze*. Universität Innsbruck, Institut für Infrastrukturu, Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau. Innsbruck: 10. Tiroler Geotechnik- und Tunnelbautag.
- [94] Wegener, D. (2013). *Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren* (Bd. 17). (I. Herle, Hrsg.) Technische Universität Dresden: Mitteilungen des Instituts für Geotechnik.
- [95] Wegener, D., & Herle, I. (2012). Zur Steifigkeit bei kleinen Dehnungen im Rahmen der Hypoplastizität. *Geotechnik*, 35, S. 229-235.
- [96] Wei, W. (1992). Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe. *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik*(129).
- [97] Wichtmann, T. (2005). *Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung*. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum.
- [98] Wichtmann, T. (4. April 2011). Zyklische Versuche an Feinsand, Kaolin und Onsøy-Ton. *Geotechnische Vortragsreihe am IBF*. Karlsruhe: Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF).
- [99] Wichtmann, T. (2015). New findings regarding the behaviour of soils under cyclic loading. In T. Schanz, & A. Hettler (Hrsg.), *Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik - Tagungsband zur 2. Deutschen Bodenmechanik-Tagung* (Bd. 2, S. 47-67). Bochum: Springer Verlag.
- [100] Wichtmann, T. (2016). *Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications*. (T. Triantafyllidis, Hrsg.) Karlsruhe: Habilitationsschrift am Institut für Boden- und Felsmechanik am KIT.
- [101] Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2005). Über den Einfluß der Kornverteilungskurve auf das dynamische und das kumulative Verhalten nichtbindiger Böden. *Bautechnik*, 82(5), S. 378-386.
- [102] Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2011). Prognose der Langzeitverformungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen mit einem Akkumulationsmodell. *Bautechnik*, 88(11), S. 765-781.

- [103] Wichtmann, T., Niemunis, A., & Triantafyllidis, T. (Oktober 2009). Validation and Calibration of a high-cycle accumulation model based on cyclic triaxial tests on 8 sands. *Soils and Foundation*, 49(5), 711-728.
- [104] Youd, T. L. (Juli 1972). Compaction of sands by repeated shear straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers / Soil Mechanics and Foundation*, 98(7), S. 709-725.
- [105] Ziegler, M. (1987). *Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand* (Bd. 101). (G. Gudehus, Hrsg.) Karlsruhe: Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Fridericiana.

## Anhang A: Monotone Belastung

Untersuchungspunkte:

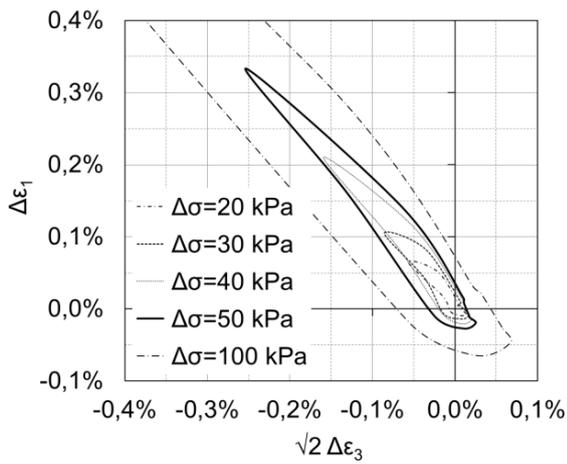


Zusammenstellung der Anlagen A:

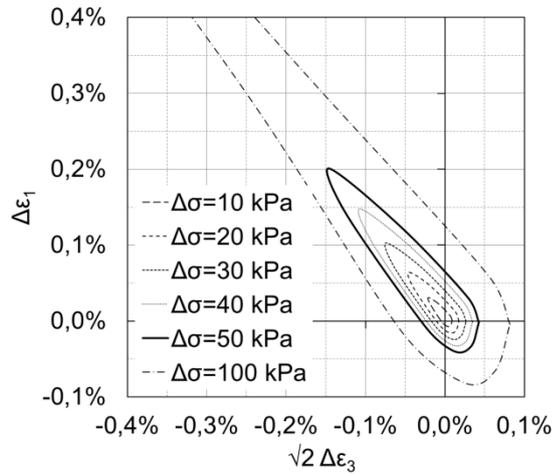
	Spannungsausgangspunkt									
	A		I		J		G		F	
<b>p</b>	200 kPa		200 kPa		200 kPa		300 kPa		300 kPa	
<b>q</b>	150 kPa		0 kPa		-100 kPa		225 kPa		225 kPa	
<b>η</b>	0,75		-		-0,5		0,75		0,75	
$\sqrt{2} \sigma_3$	212,1 kPa		283 kPa		330 kPa		318 kPa		318 kPa	
<b>σ<sub>1</sub></b>	300 kPa		200 kPa		133 kPa		450 kPa		450 kPa	
<b>I<sub>D0</sub></b>	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25
<b>Dehnungsantworten</b>	A.1	A.2	A.4	A.5	A.7	A.8	A.10	A.11	A.12	A.13
<b>Spannungspfade</b>	A.3		A.6		A.9				A.14	

Anmerkung: Die Parameter beim elastoplastischen TPM-Modell in Tabelle 7.3 wurden für eine dichte Ausgangslagerung ( $I_{D0} \approx 0,7$ ) bestimmt. Der entsprechende Parametersatz für eine lockere Lagerung liegt nicht vor und wird aufgrund der aufwändigen Versuche und zum Teil unklaren Bedeutung der Parameter nicht bestimmt.

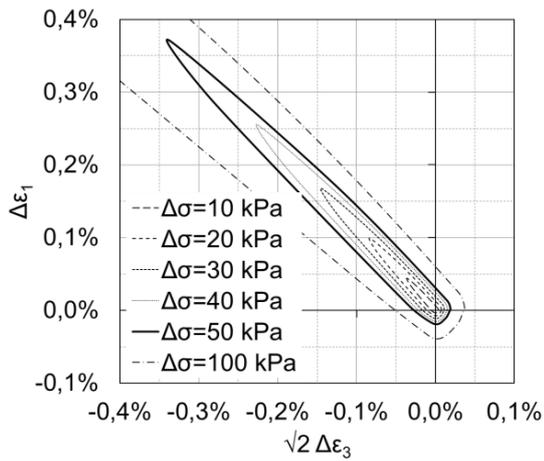
### A.1 Punkt A, dichte Lagerung



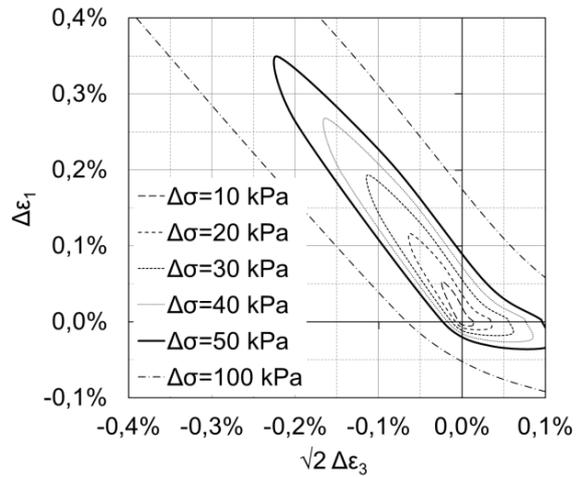
a) Versuchsergebnisse



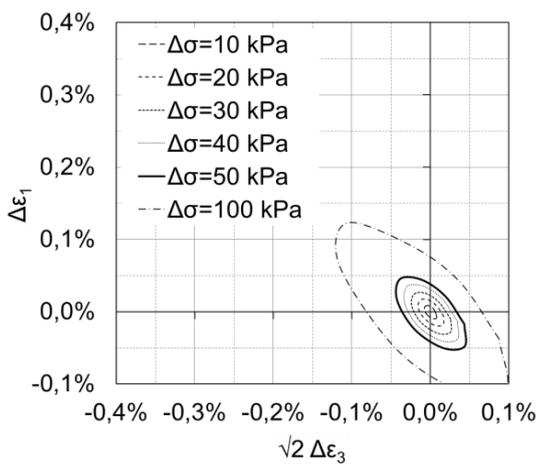
b) Hardening Soil



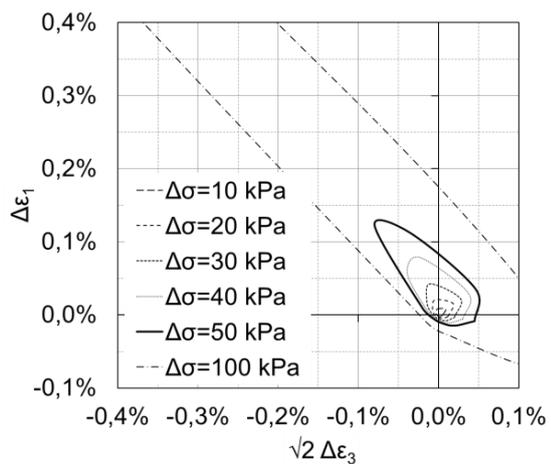
c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität

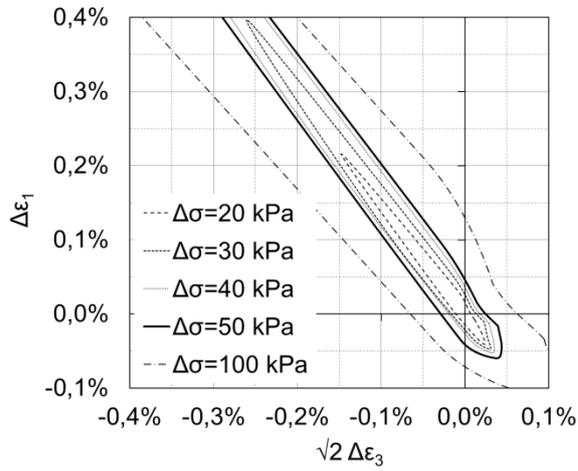


e) Sanisand

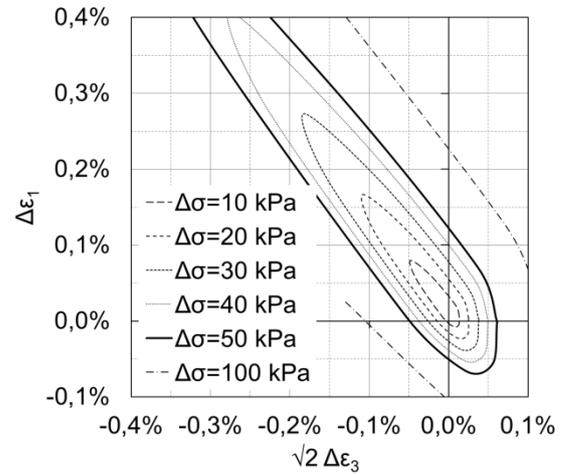


f) ISA

### A.2 Punkt A, lockere Lagerung

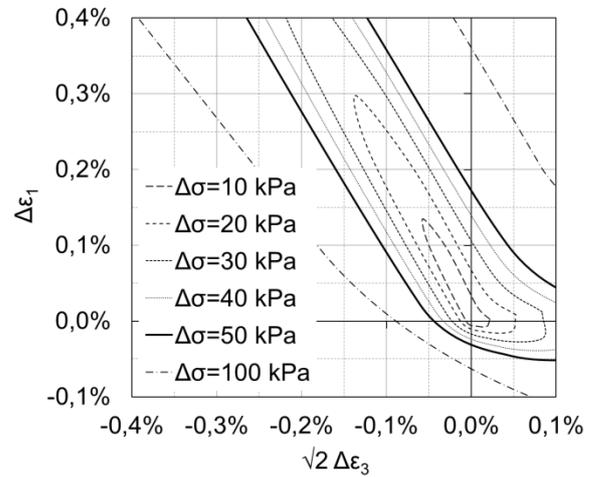


a) Versuchsergebnisse



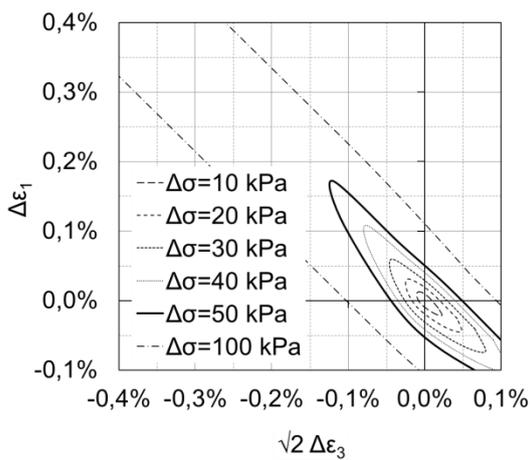
b) Hardening Soil

kein Versuch

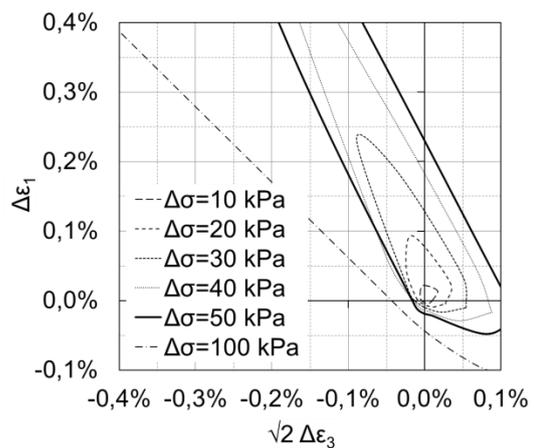


c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

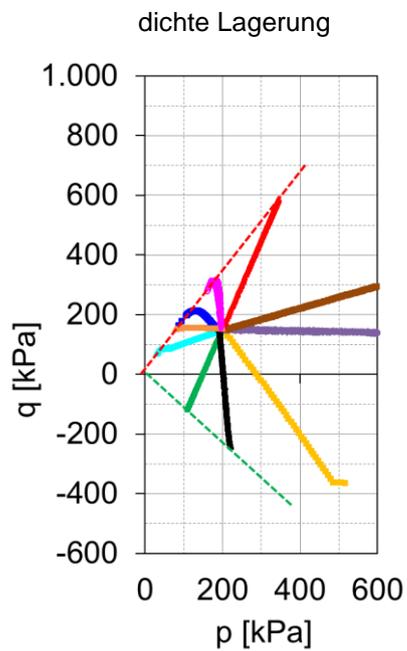


e) Sanisand



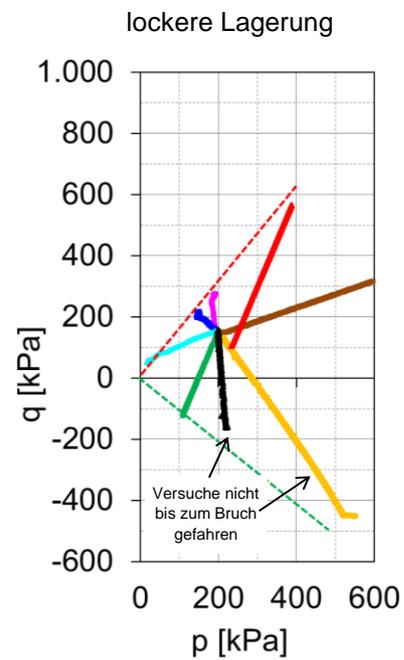
f) ISA

### A.3 Punkt A, Spannungspfade in der Deviatorebene (p-q-Diagramm)



$$M_{C,dicht} = 1,75 \rightarrow \varphi_{p,C} = 42,6^\circ$$

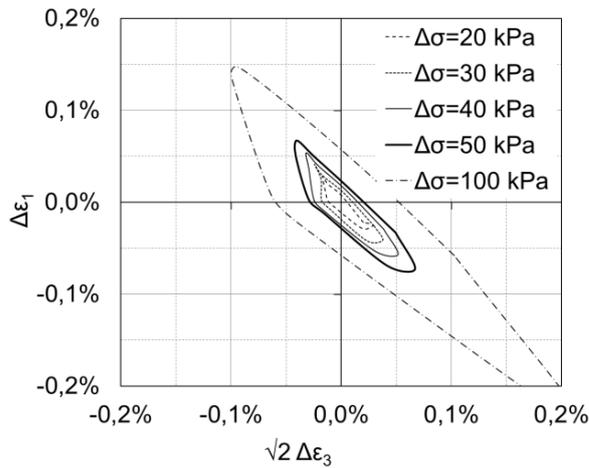
$$M_{E,dicht} = -1,17 \rightarrow \varphi_{p,E} = 45,3^\circ$$



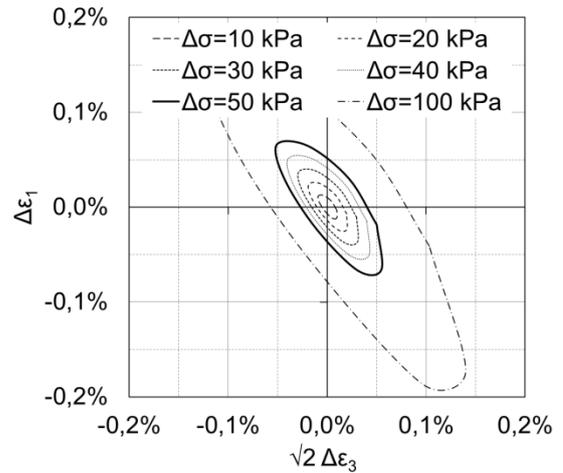
$$M_{C,locker} = 1,5 \rightarrow \varphi_{p,C} = 36,9^\circ$$

$$M_{E,locker} = -1,0 \rightarrow \varphi_{p,E} = 36,9^\circ$$

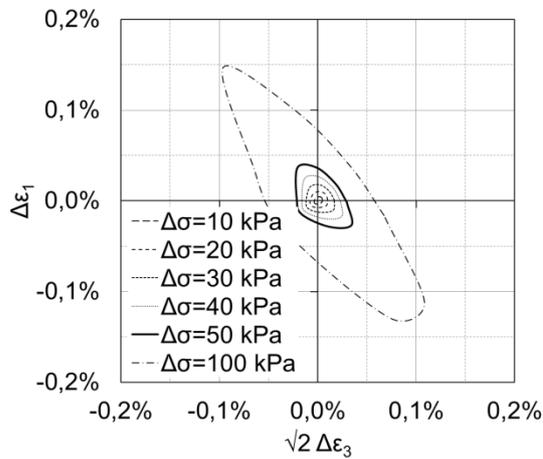
### A.4 Punkt I, dichte Lagerung



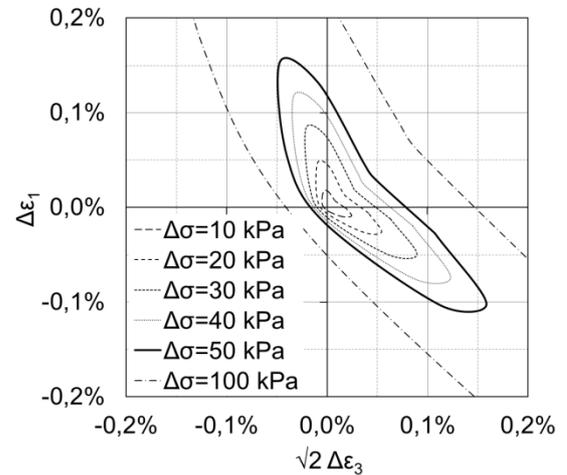
a) Versuchsergebnisse



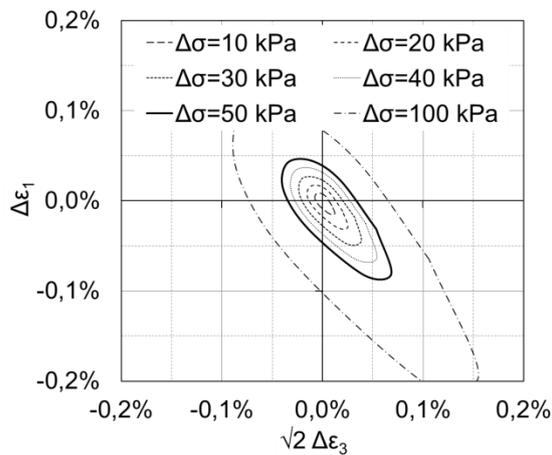
b) Hardening Soil



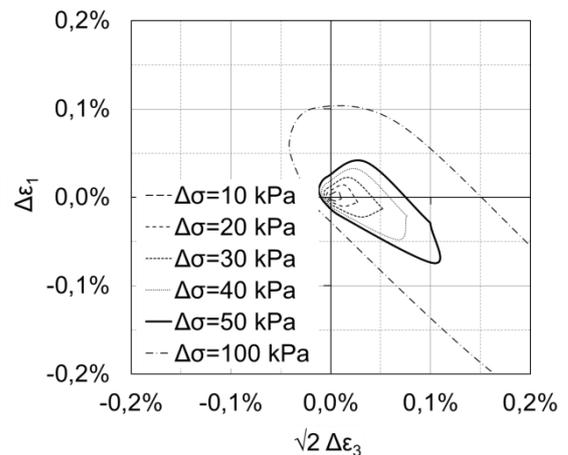
c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität

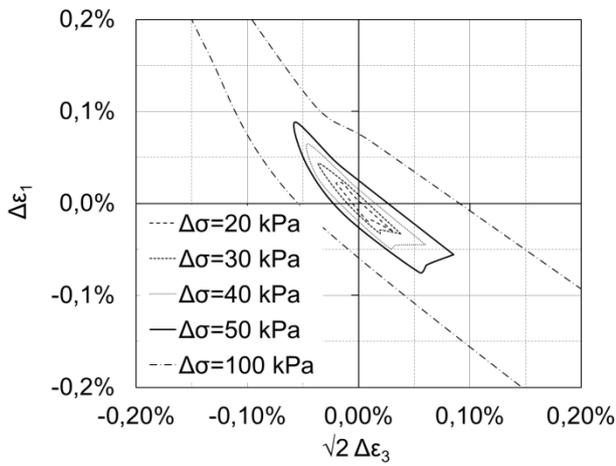


e) Sanisand

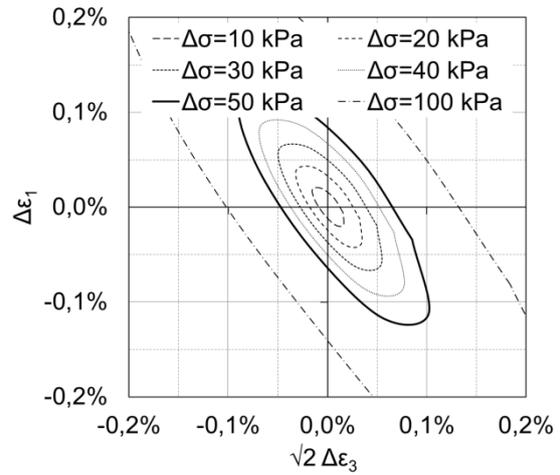


f) ISA

### A.5 Punkt I, lockere Lagerung

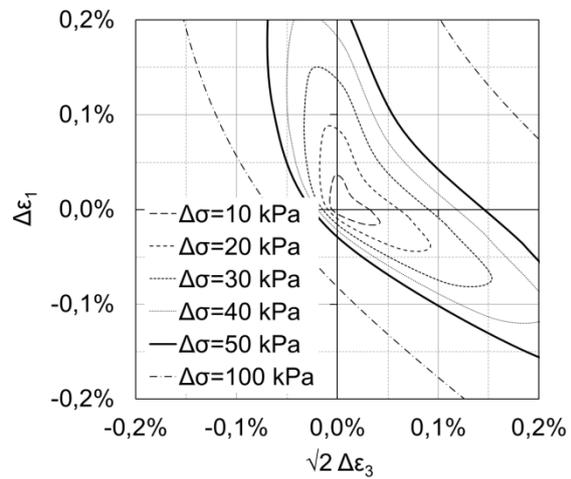


a) Versuchsergebnisse



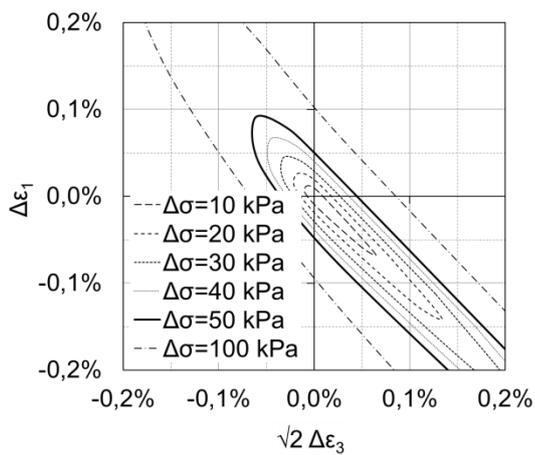
b) Hardening Soil

kein Versuch

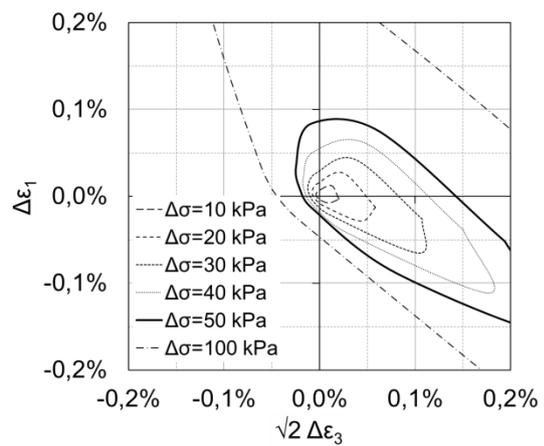


c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

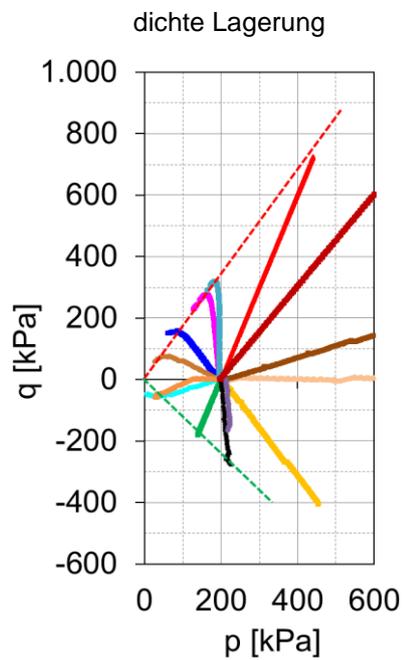


e) Sanisand



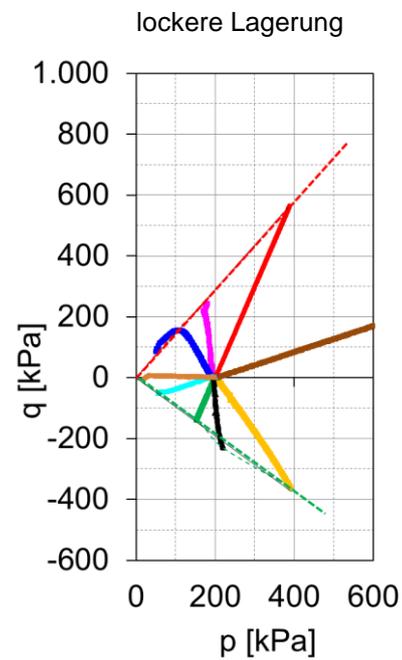
f) ISA

## A.6 Punkt I, Spannungspfade in der Deviatorebene (p-q-Diagramm)



$$M_{C,dicht} = 1,67 \rightarrow \varphi_{p,C} = 40,8^\circ$$

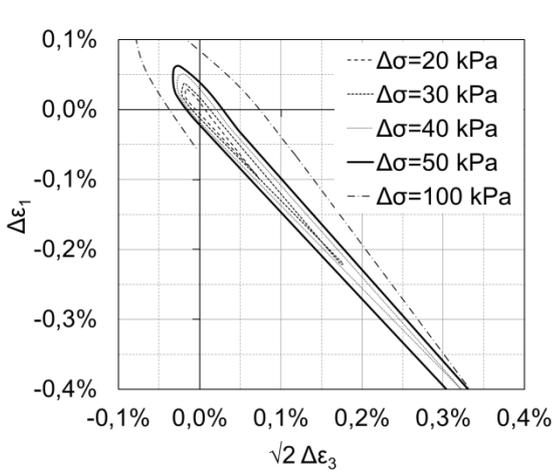
$$M_{E,dicht} = -1,17 \rightarrow \varphi_{p,E} = 46,6^\circ$$



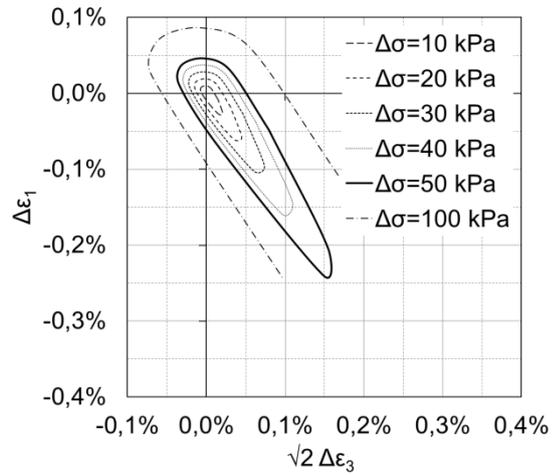
$$M_{C,locker} = 1,45 \rightarrow \varphi_{p,C} = 35,7^\circ$$

$$M_{E,locker} = -0,95 \rightarrow \varphi_{p,E} = 36,4^\circ$$

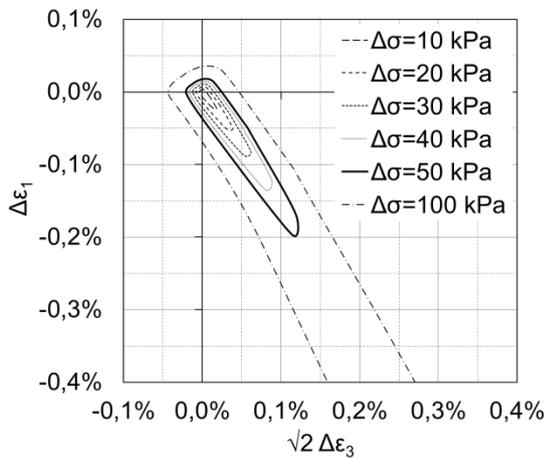
### A.7 Punkt J, dichte Lagerung



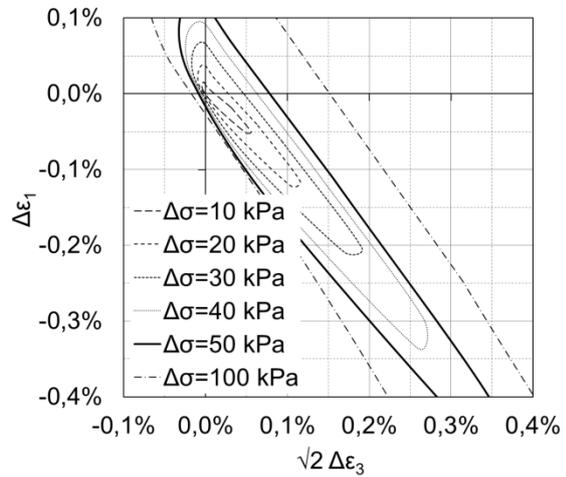
a) Versuchsergebnisse



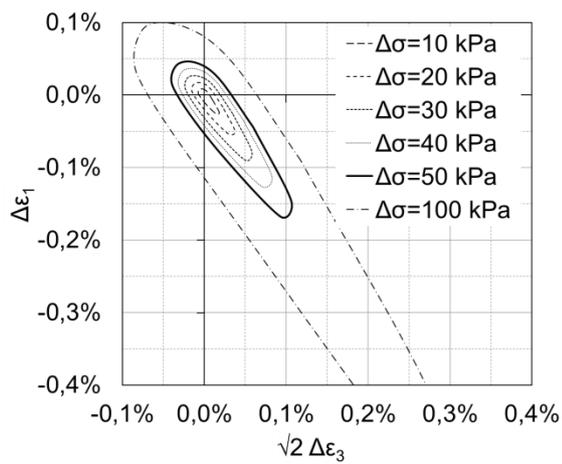
b) Hardening Soil



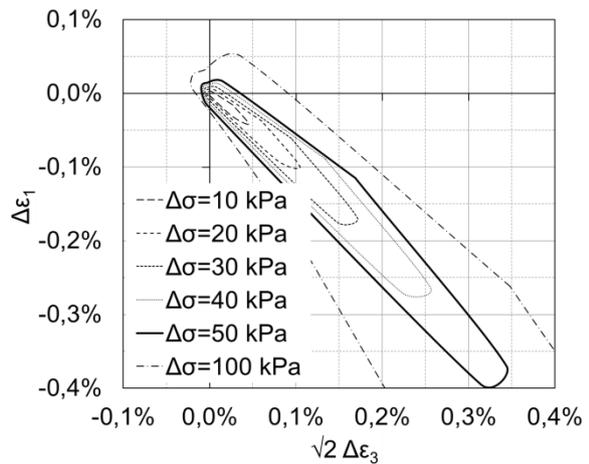
c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität

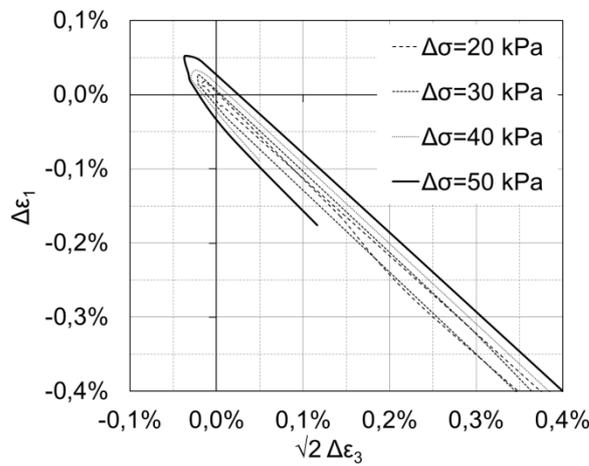


e) Sanisand

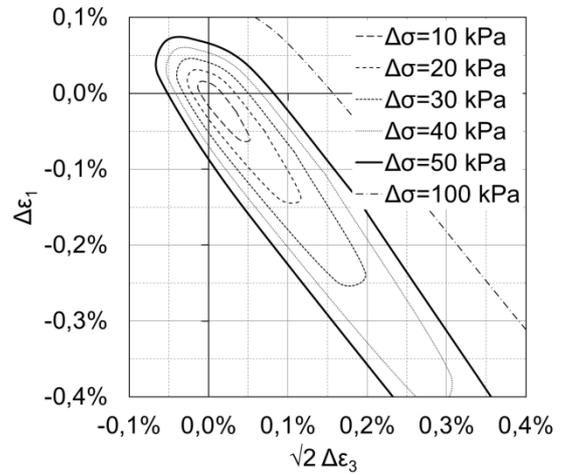


f) ISA

### A.8 Punkt J, lockere Lagerung

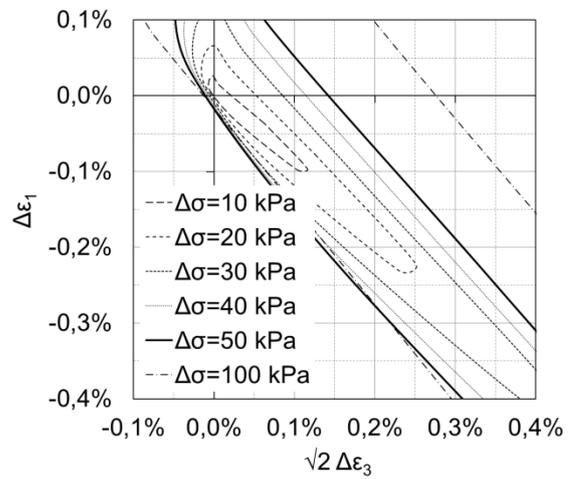


a) Versuchsergebnisse



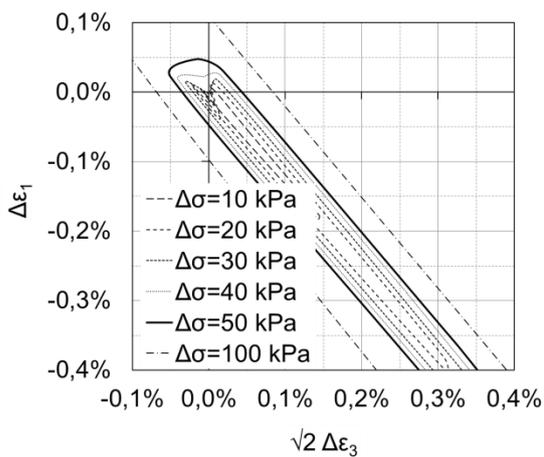
b) Hardening Soil

kein Versuch

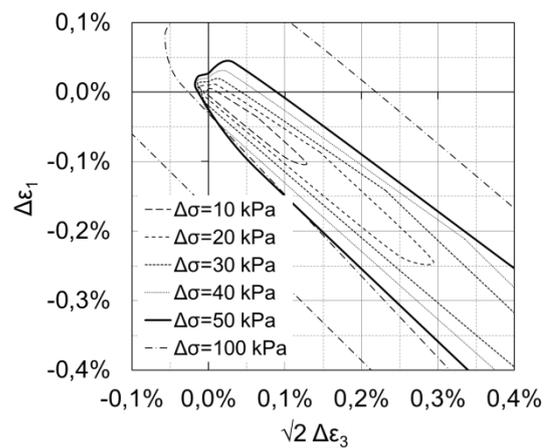


c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

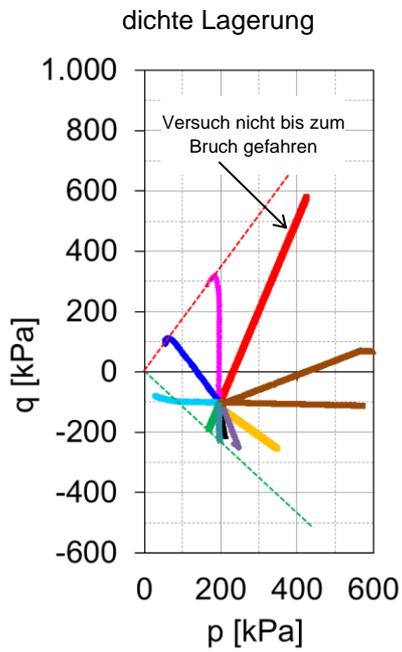


e) Sanisand



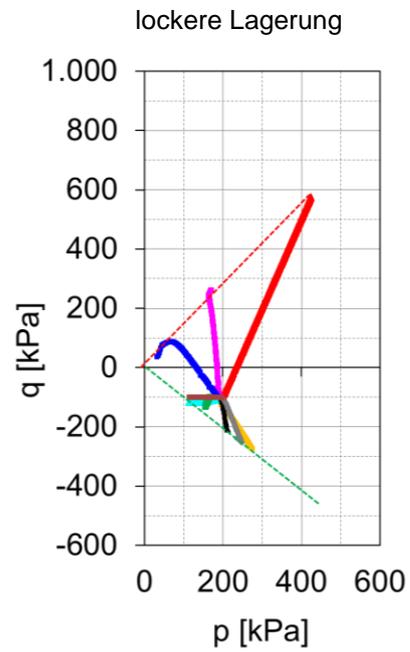
f) ISA

### A.9 Punkt J, Spannungspfade in der Deviatorebene (p-q-Diagramm)



$$M_{C,dicht} = 1,75 \rightarrow \varphi_{p,C} = 42,6^\circ$$

$$M_{E,dicht} = -1,17 \rightarrow \varphi_{p,E} = 45,3^\circ$$

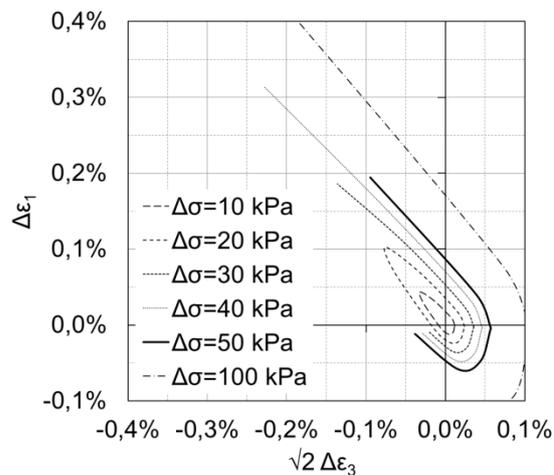


$$M_{C,locker} = 1,33 \rightarrow \varphi_{p,C} = 33,0^\circ$$

$$M_{E,locker} = -1,03 \rightarrow \varphi_{p,E} = 38,4^\circ$$

### A.10 Punkt G, dichte Lagerung

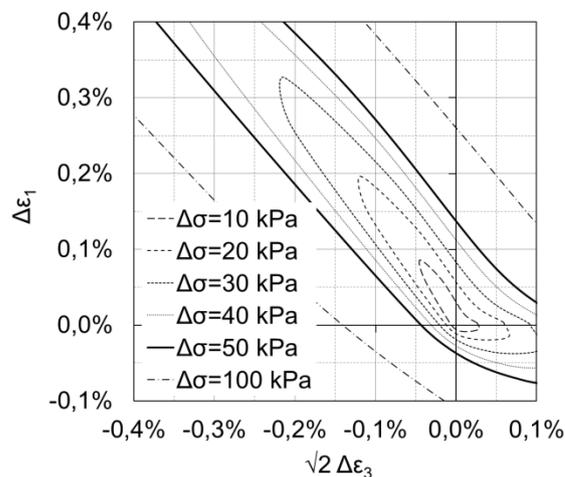
kein Versuch



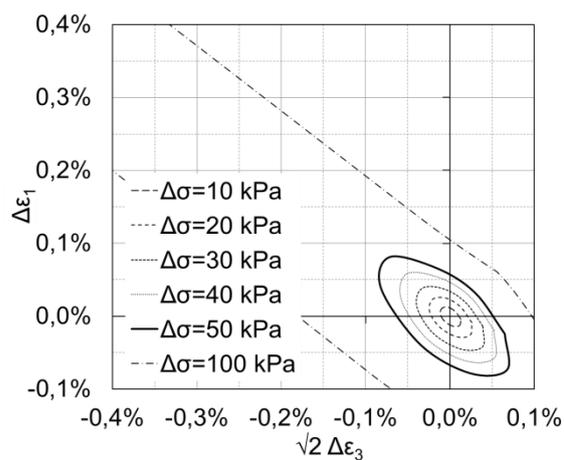
a) Versuchsergebnisse

kein Versuch

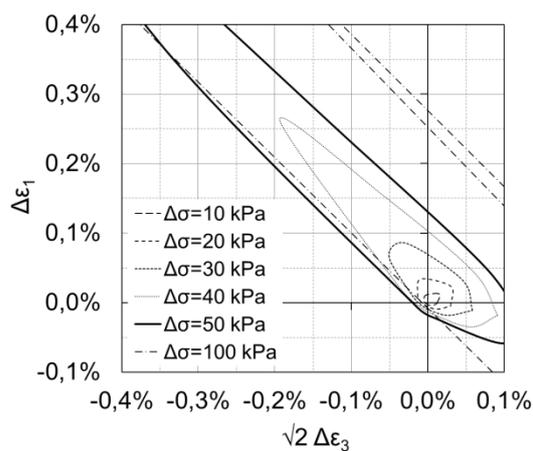
b) Hardening Soil



c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität

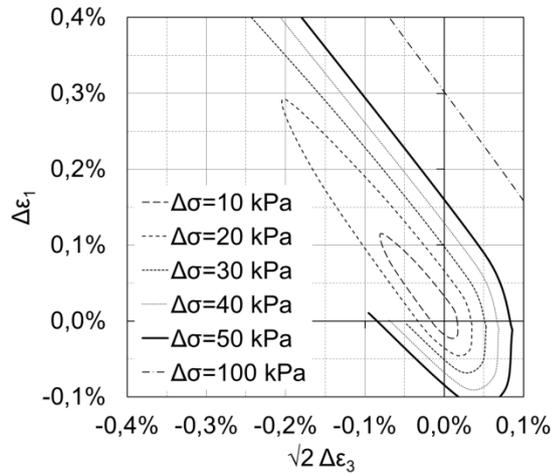


e) Sanisand

f) ISA

### A.11 Punkt G, lockere Lagerung

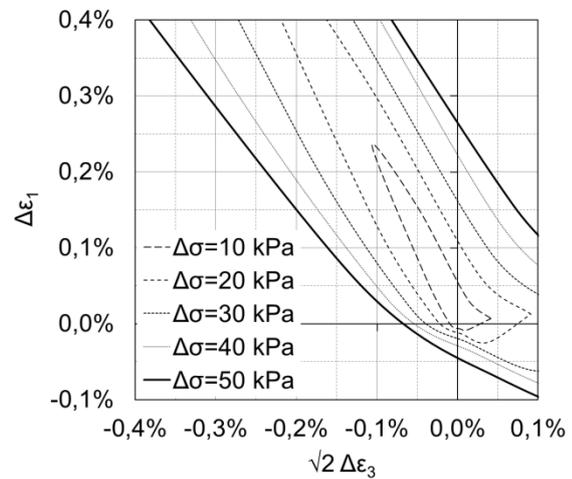
kein Versuch



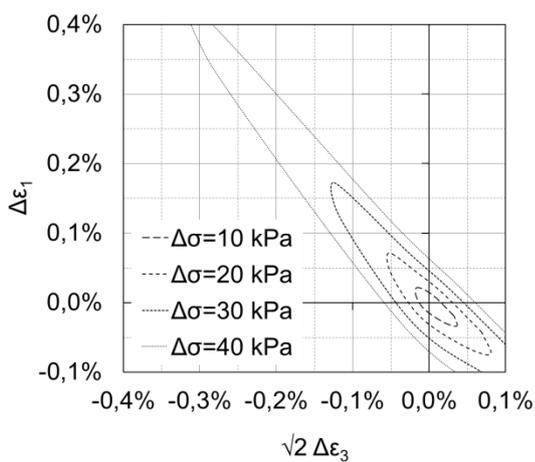
a) Versuchsergebnisse

kein Versuch

b) Hardening Soil

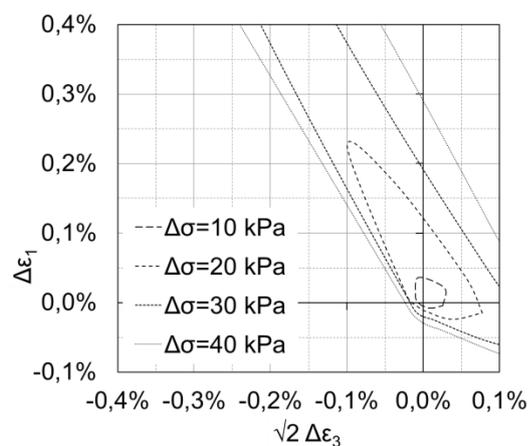


c) TPM-Modell



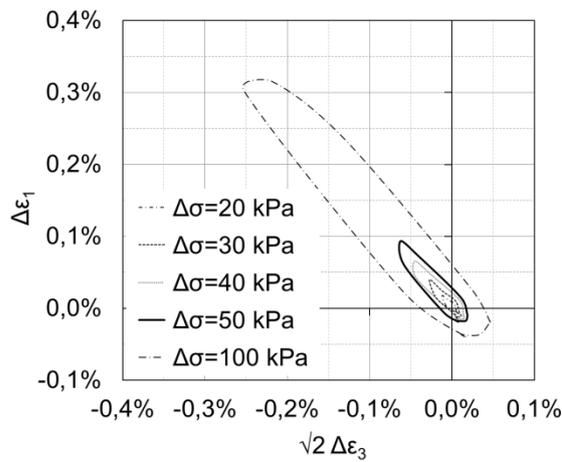
e) Sanisand

d) Hypoplastizität

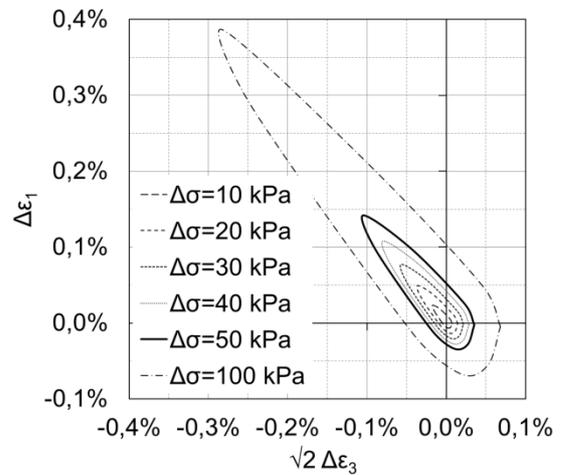


f) ISA

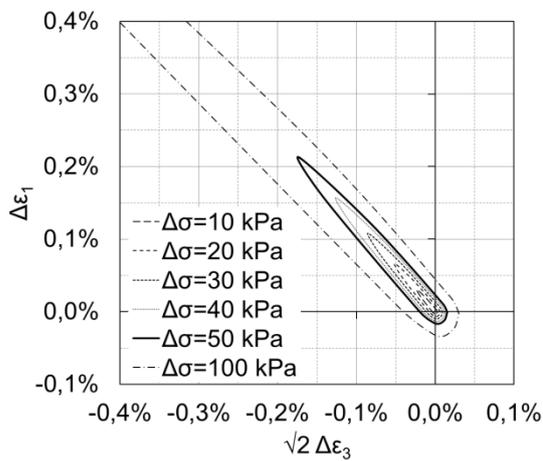
### A.12 Punkt F, dichte Lagerung



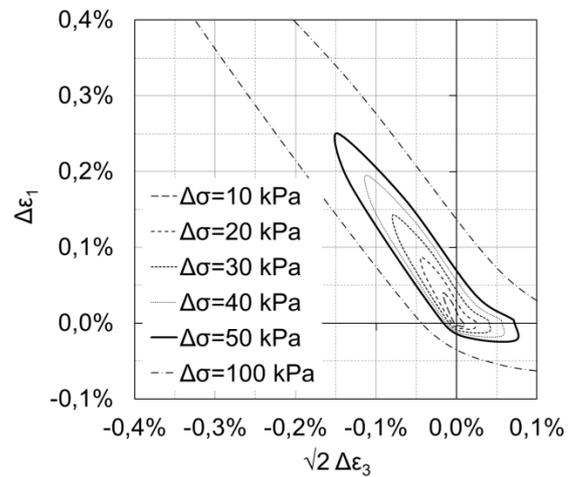
a) Versuchsergebnisse



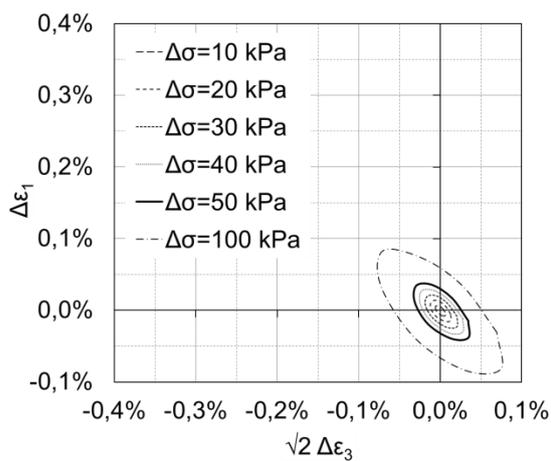
b) Hardening Soil



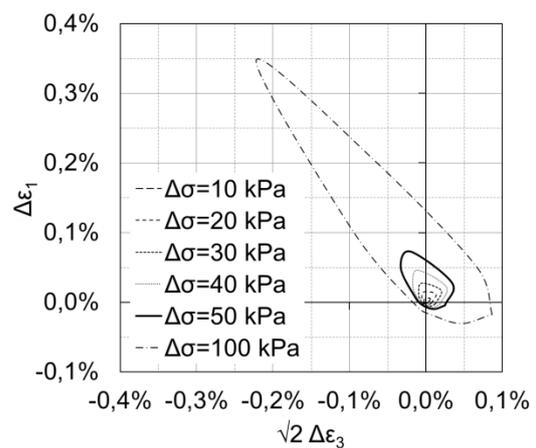
c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität

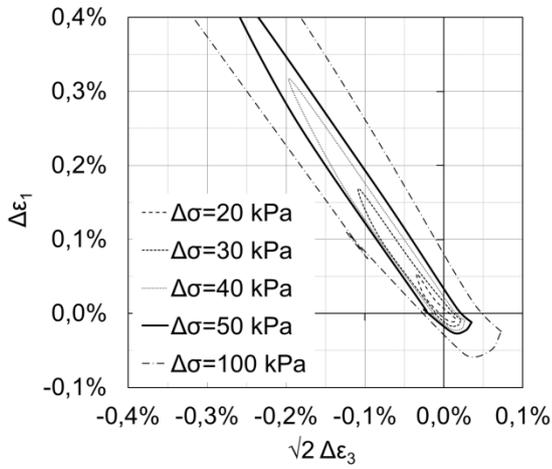


e) Sanisand

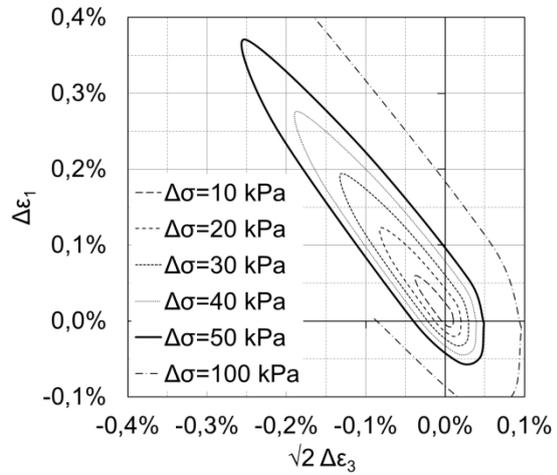


f) ISA

### A.13 Punkt F, lockere Lagerung

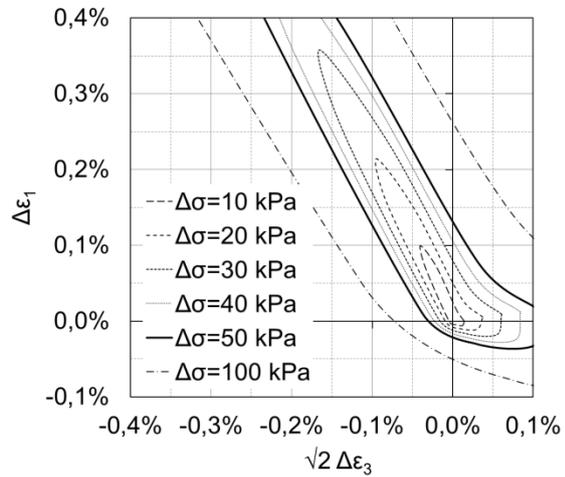


a) Versuchsergebnisse



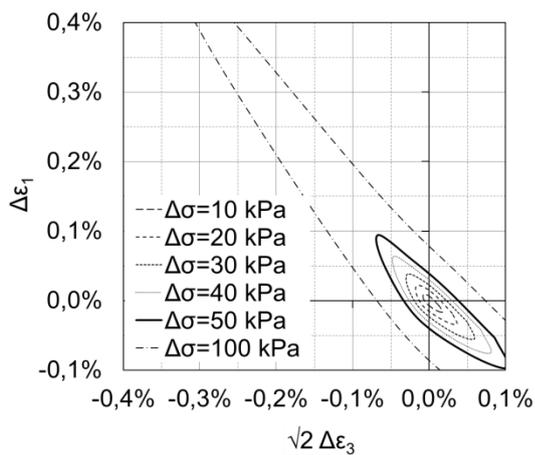
b) Hardening Soil

kein Versuch

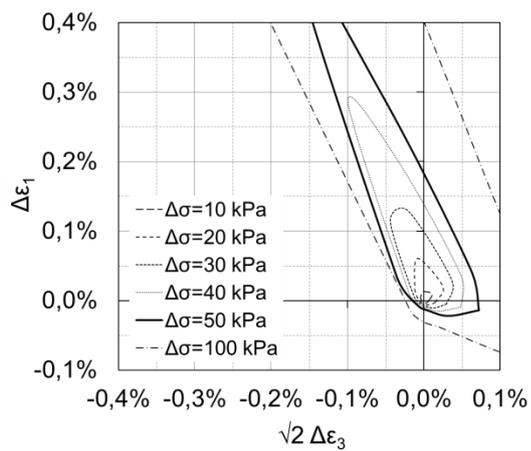


c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

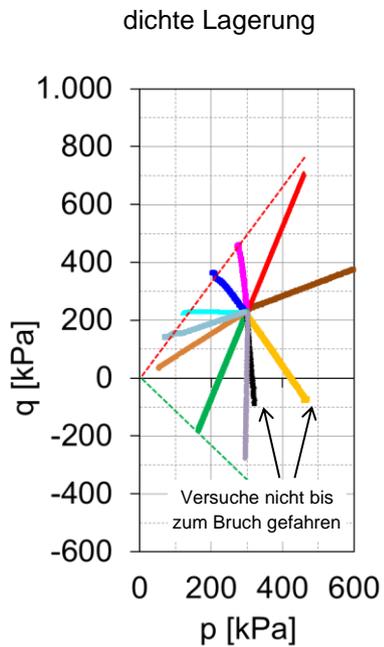


e) Sanisand



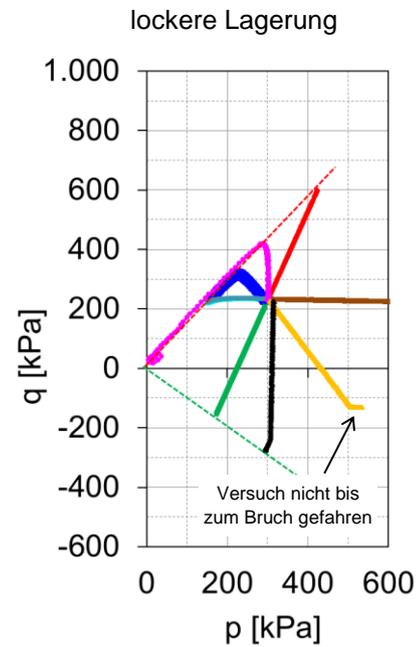
f) ISA

### A.14 Punkt F, Spannungspfade in der Deviatorebene (p-q-Diagramm)



$$M_{C,dicht} = 1,67 \rightarrow \varphi_{p,C} = 40,8^\circ$$

$$M_{E,dicht} = -1,14 \rightarrow \varphi_{p,E} = 44,7^\circ$$



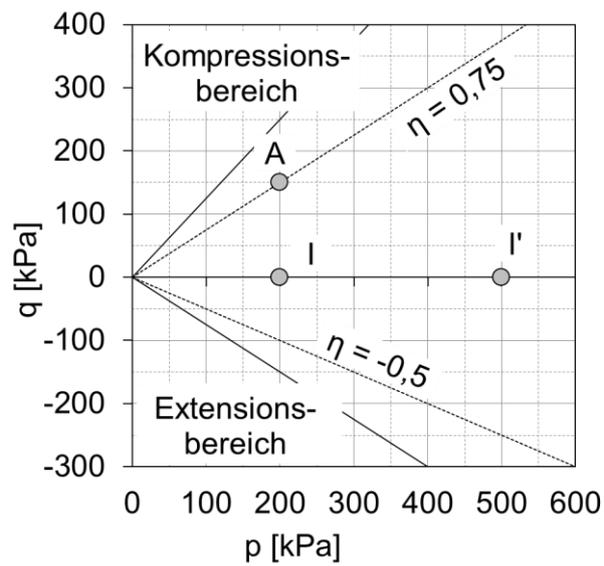
$$M_{C,locker} = 1,46 \rightarrow \varphi_{p,C} = 36,0^\circ$$

$$M_{E,locker} = -0,98 \rightarrow \varphi_{p,E} = 35,8^\circ$$



## Anhang B: Verformungsakkumulation bei niederzyklischer Belastung

Untersuchungspunkte:



Zusammenstellung der Anlagen B:

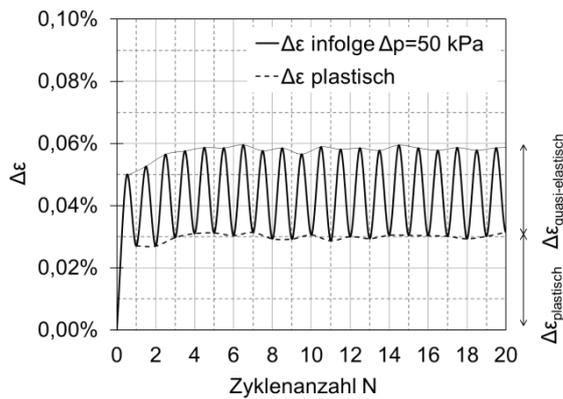
	Spannungsausgangspunkt					
	I				I'	A
<b>p</b>	200 kPa				500 kPa	200 kPa
<b>q</b>	0 kPa				0	150 kPa
<b><math>\eta</math></b>	-				-	0,75
<b><math>\sqrt{2} \sigma_3</math></b>	283 kPa				707 kPa	212,1 kPa
<b><math>\sigma_1</math></b>	200 kPa				500 kPa	300 kPa
<b>Richtung</b>	<b><math>\alpha_\sigma = 35^\circ</math></b>	<b><math>\alpha_\sigma = 125^\circ</math></b>	<b><math>\alpha_\sigma = 215^\circ</math></b>	<b><math>\alpha_\sigma = 305^\circ</math></b>	<b><math>\alpha_\sigma = 125^\circ</math></b>	<b><math>\alpha_\sigma = 125^\circ</math></b>

**„kleine“ Amplituden**

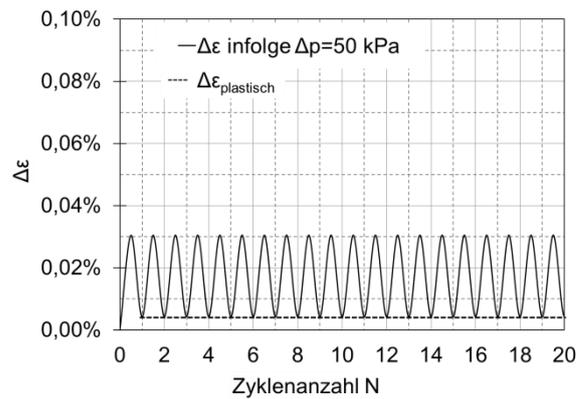
Amplitude [kPa]	$\Delta p=50$	$\Delta q=50$	$\Delta p=-50$	$\Delta q=-50$	$\Delta q=50$	$\Delta q=50$
$I_{D0} \approx 0,75$	<b>B.1</b>	<b>B.5</b>	<b>B.9</b>	<b>B.13</b>	<b>B.19</b>	<b>B.17</b>
$I_{D0} \approx 0,25$	<b>B.2</b>	<b>B.6</b>	<b>B.10</b>	<b>B.14</b>		<b>B.18</b>

**„große“ Amplituden**

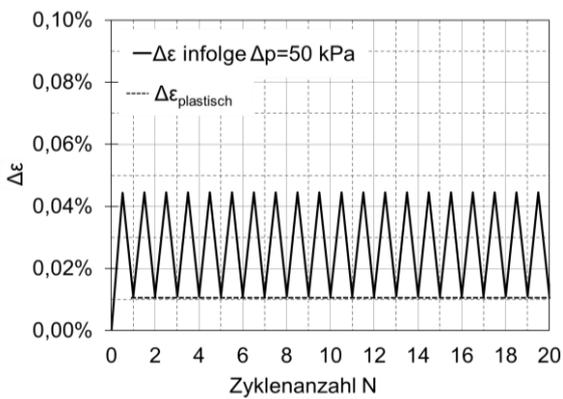
Amplitude [kPa]	$\Delta p=200$	$\Delta q=200$	$\Delta p=-150 \dots -200$	$\Delta q=-150 \dots -200$
$I_{D0} \approx 0,75$	<b>B.3</b>	<b>B.7</b>	<b>B.11</b>	<b>B.15</b>
$I_{D0} \approx 0,25$	<b>B.4</b>	<b>B.8</b>	<b>B.12</b>	<b>B.16</b>



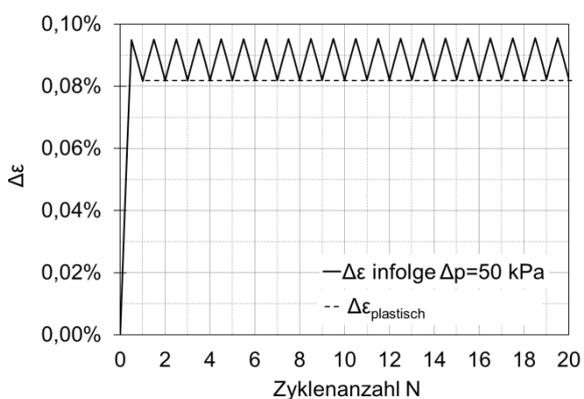
a) Versuchsergebnisse



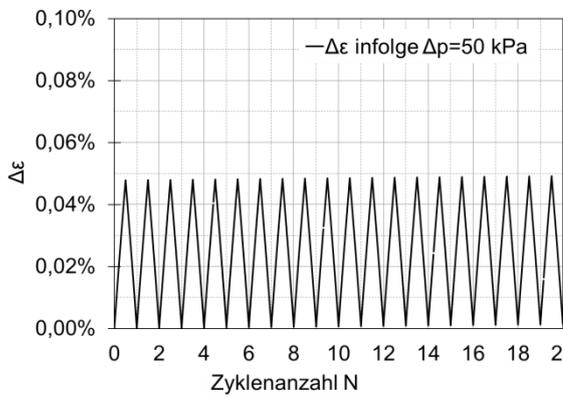
b) Hardening Soil



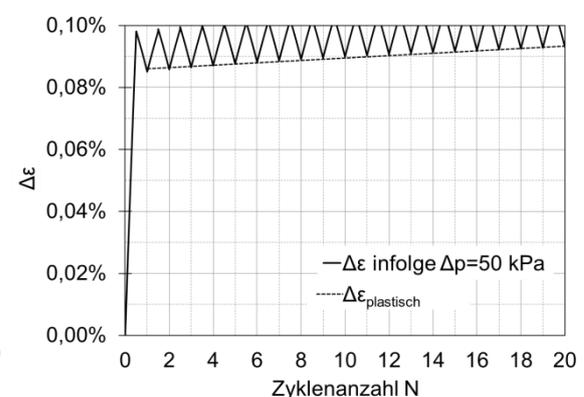
c) TPM-Modell



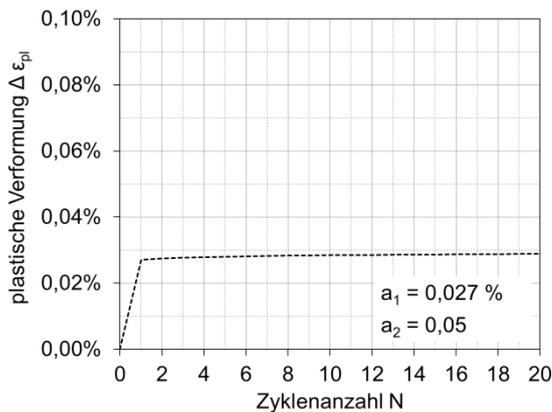
d) Hypoplastizität



e) Sanisand

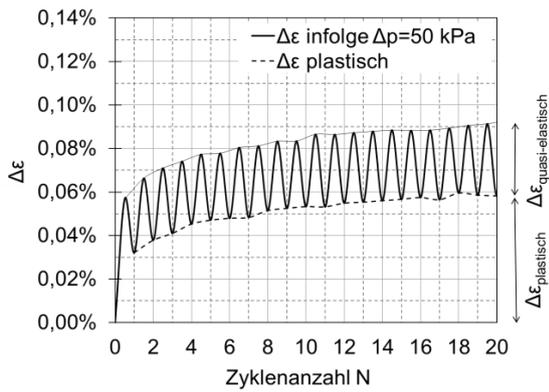


f) ISA



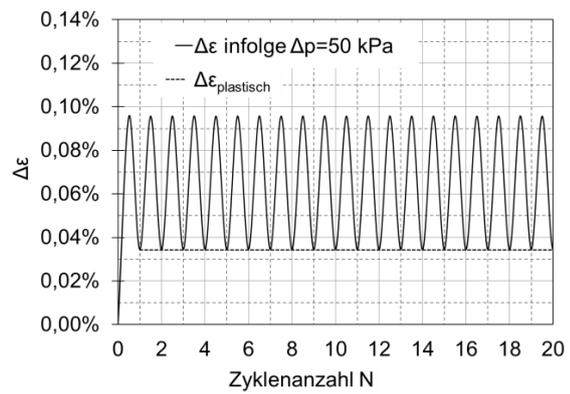
e) logarithmischer empirischer Ansatz

**B.1: Punkt I, dichte Lagerung**  
 **$\Delta p = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ )**

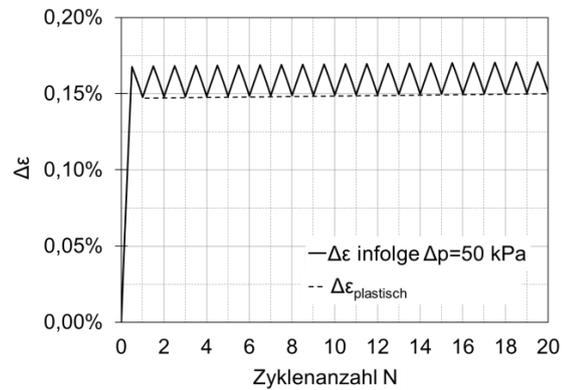


a) Versuchsergebnisse

kein Versuch durchgeführt



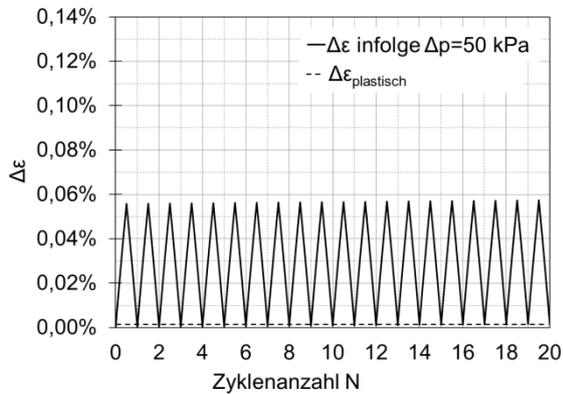
b) Hardening Soil



c) TPM-Modell

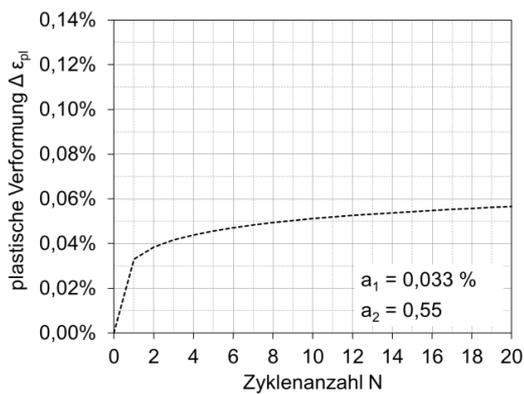
d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt



e) Sanisand

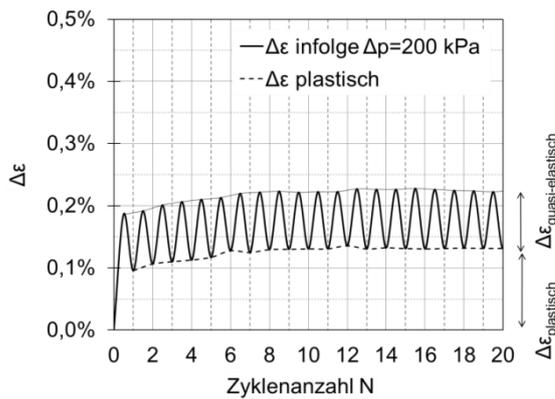
f) ISA



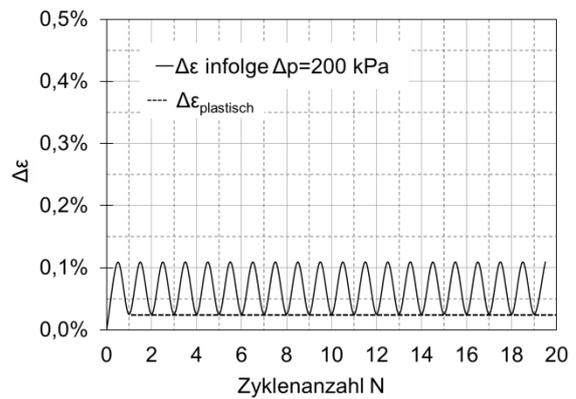
e) logarithmischer empirischer Ansatz

**B.2: Punkt I, lockere Lagerung**

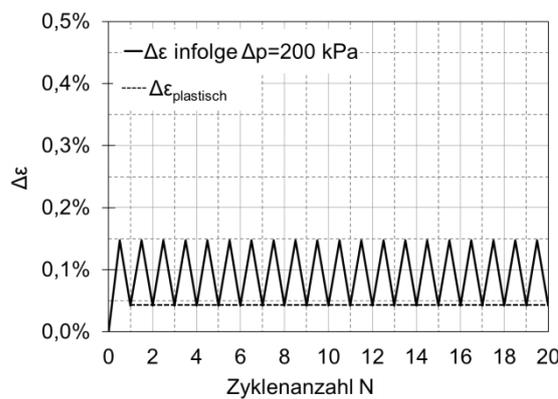
**$\Delta p = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ )**



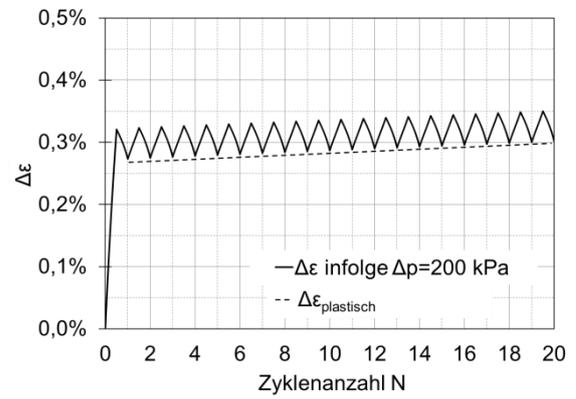
a) Versuchsergebnisse



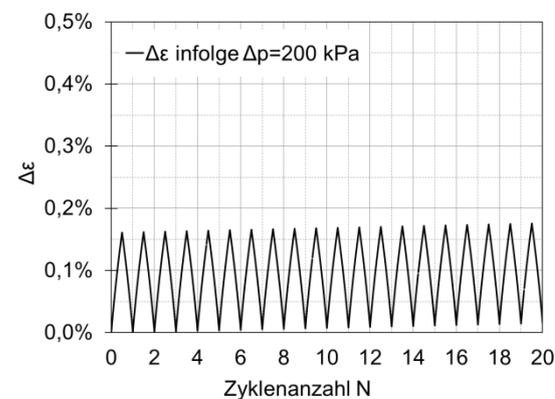
b) Hardening Soil



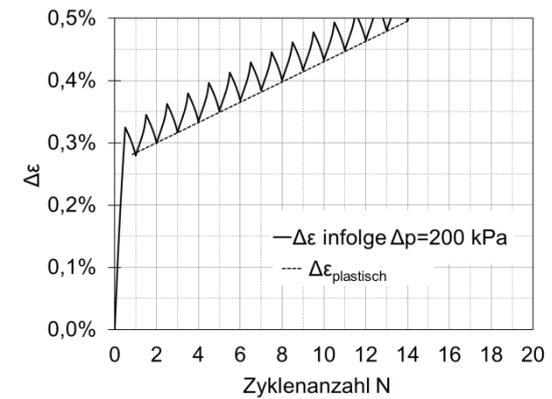
c) TPM-Modell



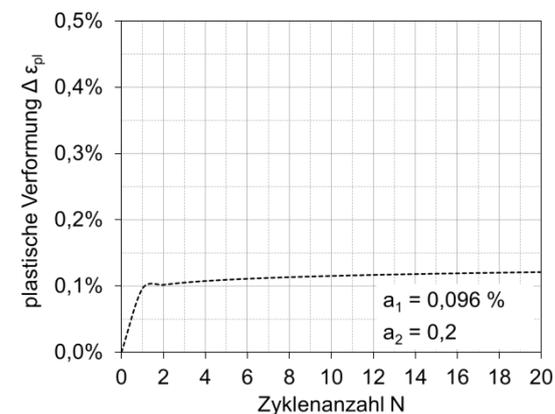
d) Hypoplastizität



e) Sanisand

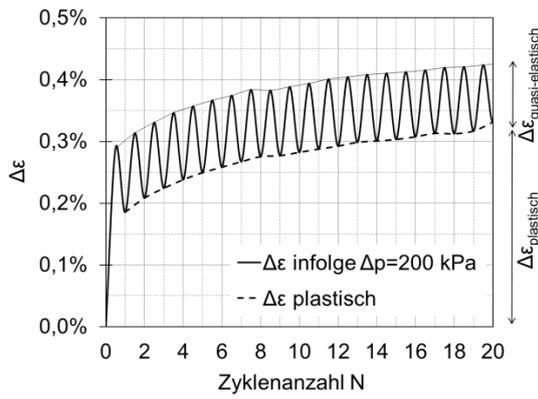


f) ISA



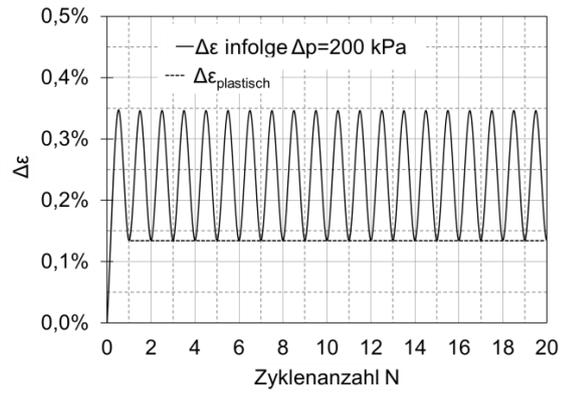
e) logarithmischer empirischer Ansatz

**B.3: Punkt I, dichte Lagerung**  
 **$\Delta p = 200 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ )**

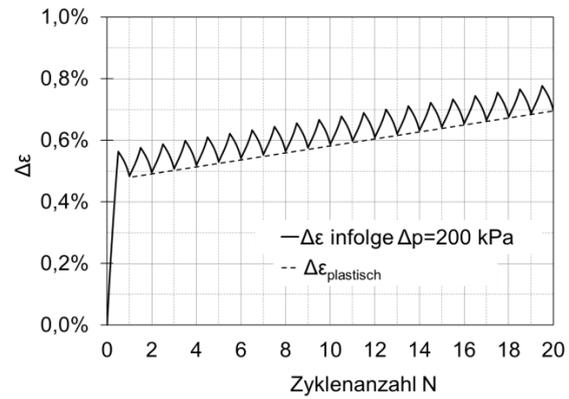


a) Versuchsergebnisse

kein Versuch durchgeführt



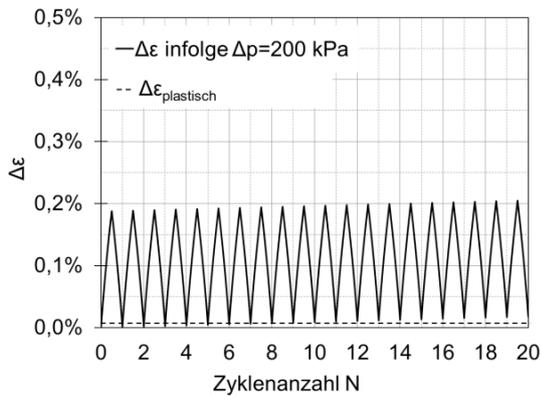
b) Hardening Soil



c) TPM-Modell

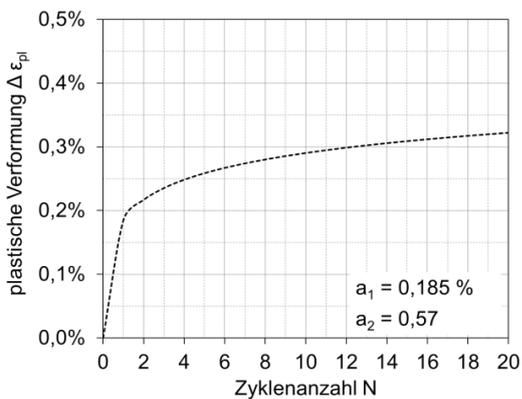
d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt



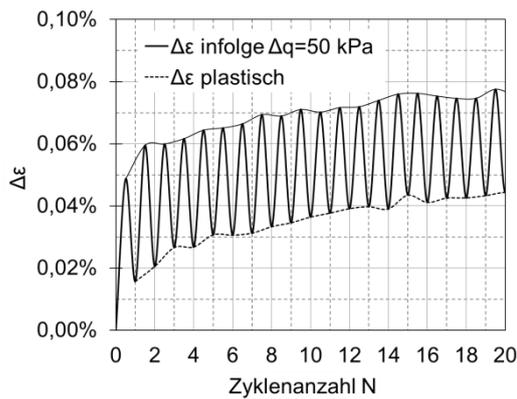
e) Sanisand

f) ISA

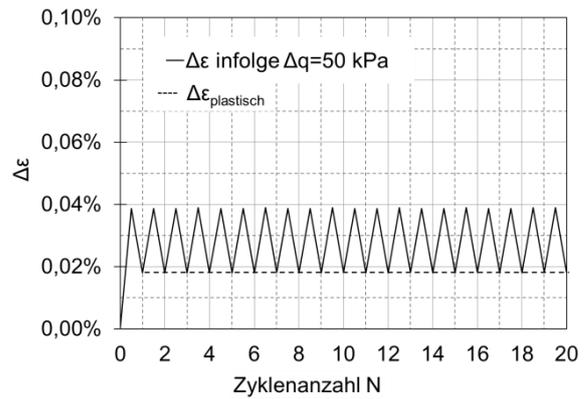


e) logarithmischer empirischer Ansatz

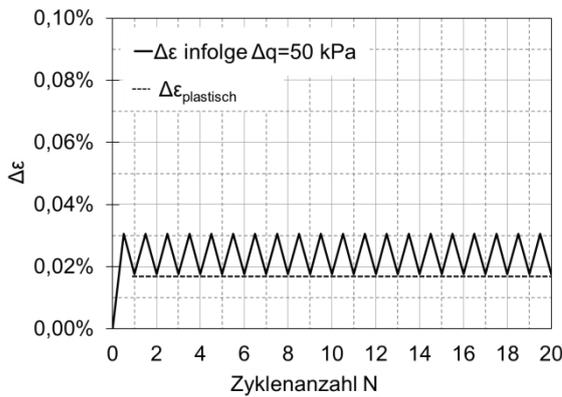
**B.4: Punkt I, lockere Lagerung**  
 **$\Delta p = 200 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 35^\circ$ )**



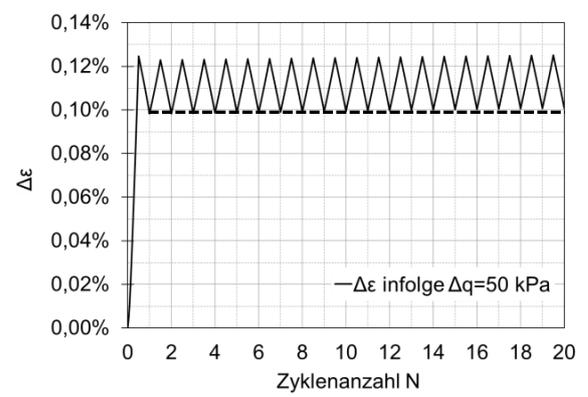
a) Versuchsergebnisse



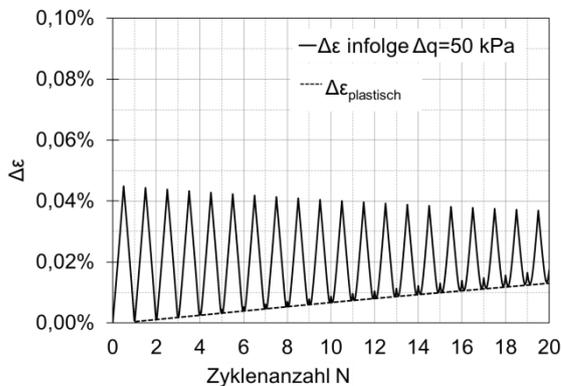
b) Hardening Soil



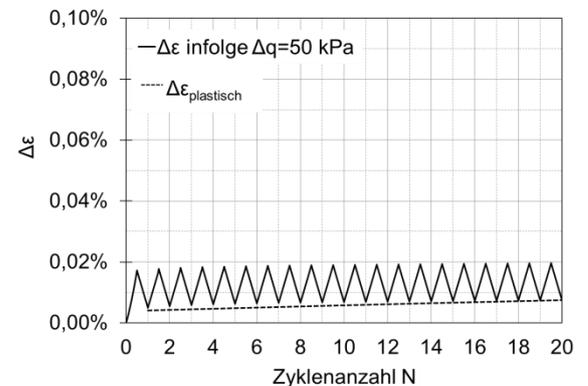
c) TPM-Modell



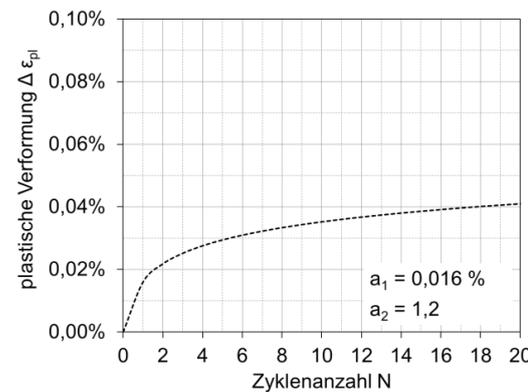
d) Hypoplastizität



e) Sanisand

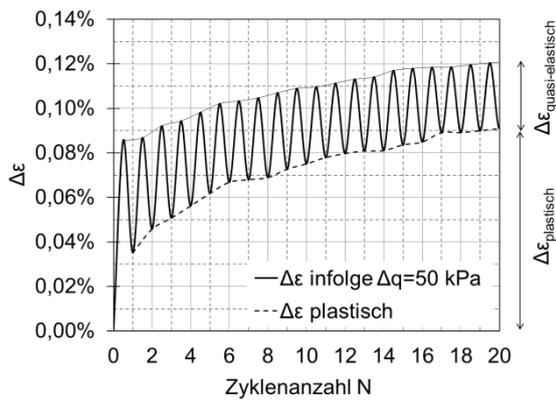


f) ISA

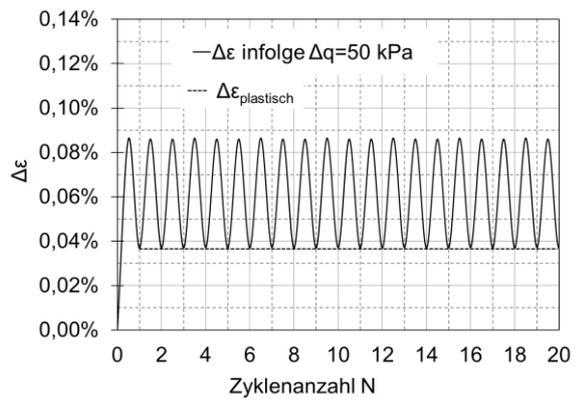


e) logarithmischer empirischer Ansatz

**B.5: Punkt I, dichte Lagerung**  
 **$\Delta q = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )**

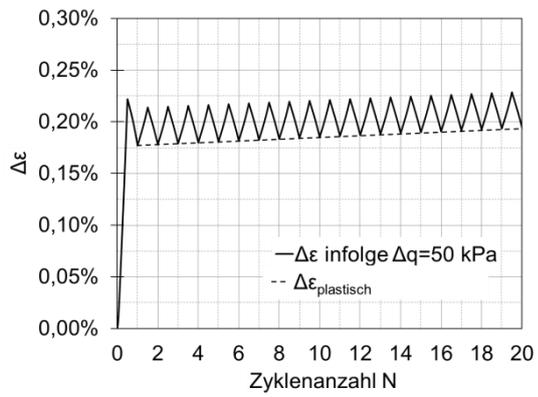


a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil

kein Versuch durchgeführt



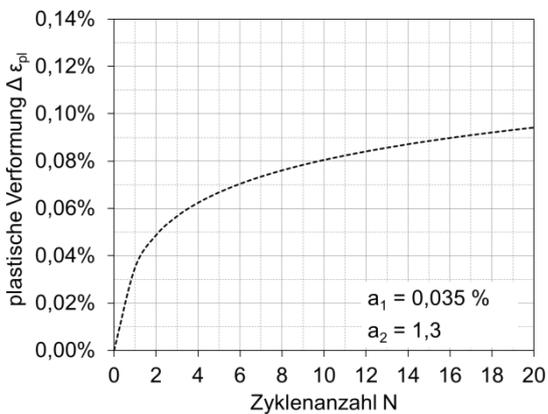
c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

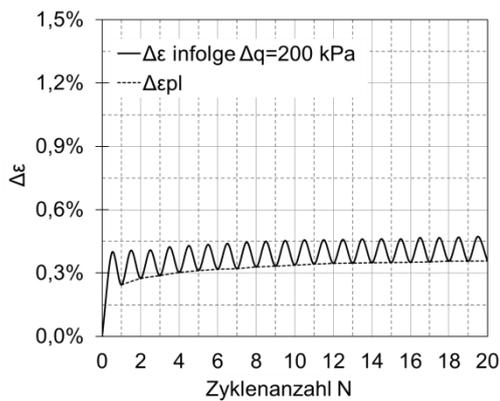
e) Sanisand



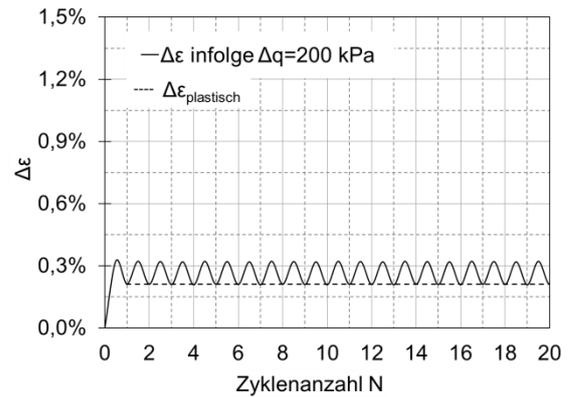
e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

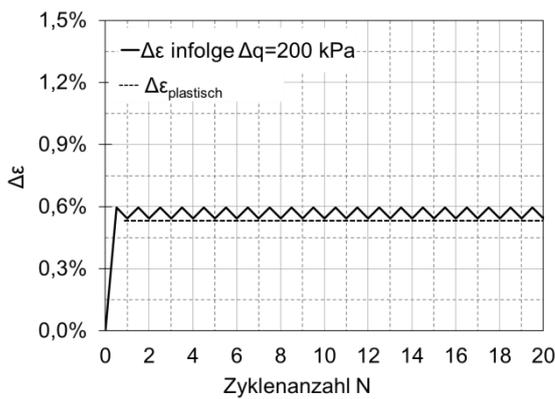
**B.6: Punkt I, lockere Lagerung**  
 $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )



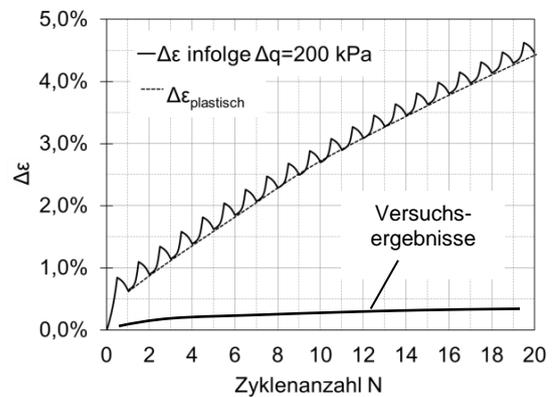
a) Versuchsergebnisse



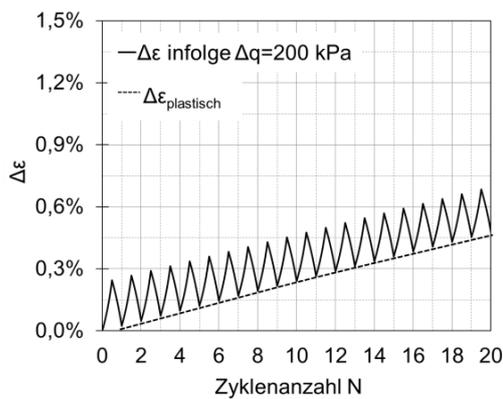
b) Hardening Soil



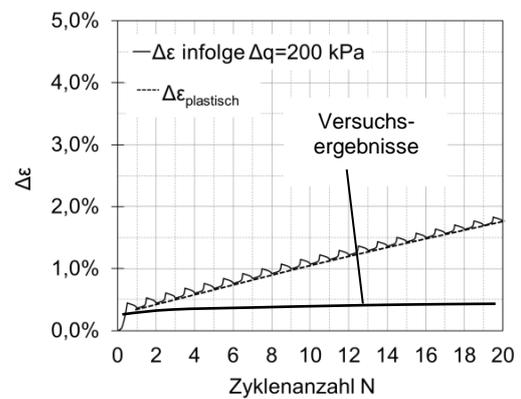
c) TPM-Modell



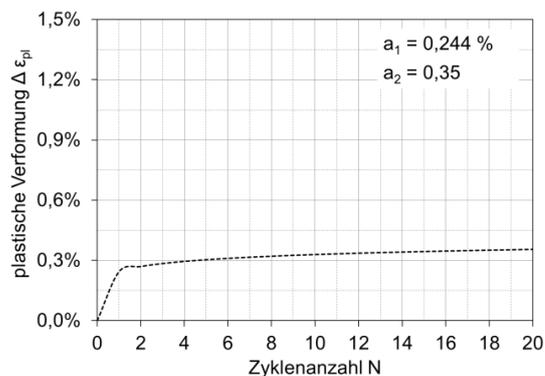
d) Hypoplastizität



e) Sanisand

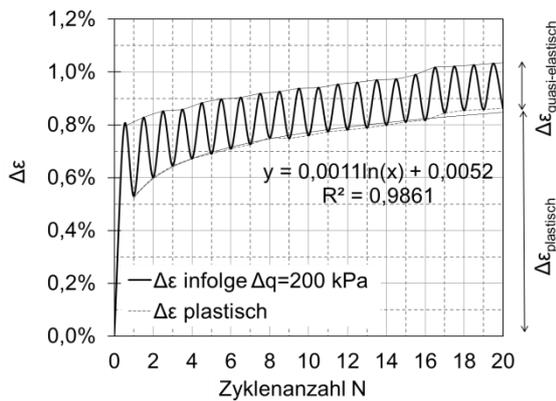


f) ISA

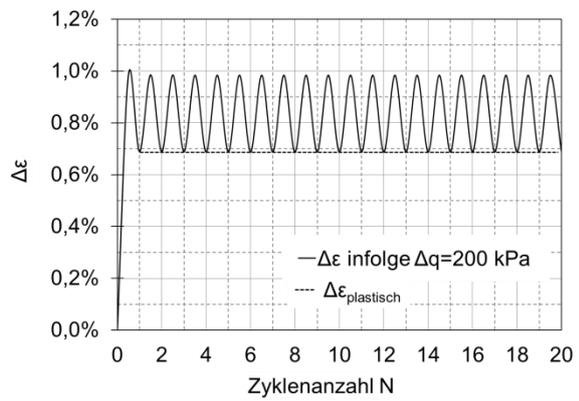


e) logarithmischer empirischer Ansatz

**B.7: Punkt I, dichte Lagerung**  
 **$\Delta q = 200 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )**

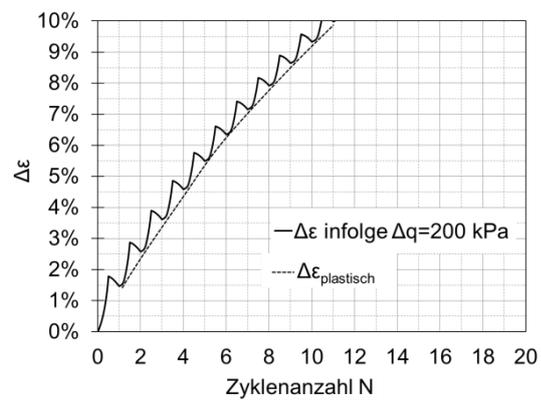


a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil

kein Versuch durchgeführt



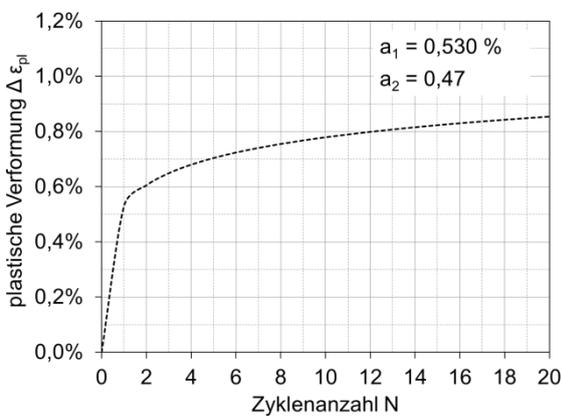
c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

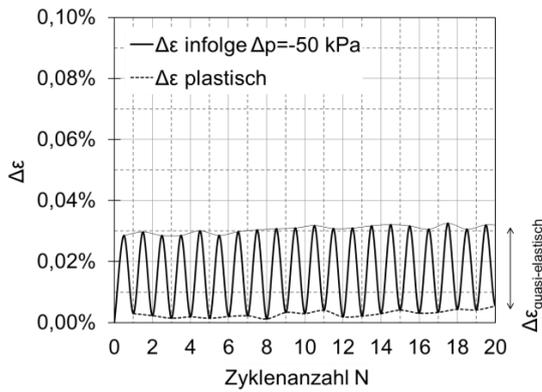
e) Sanisand



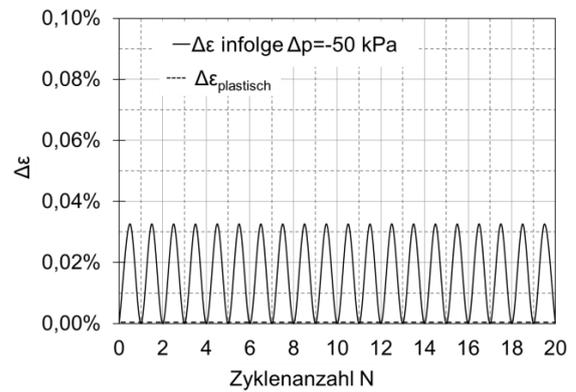
e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

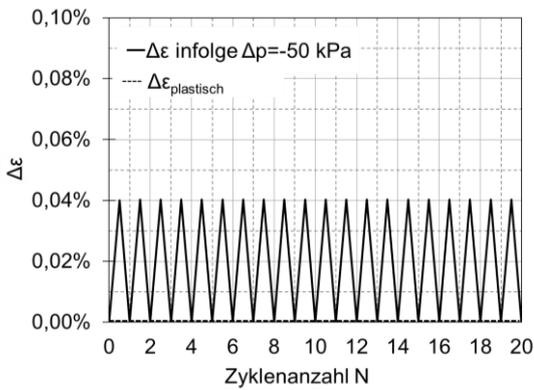
**B.8: Punkt I, lockere Lagerung**  
 **$\Delta q = 200 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )**



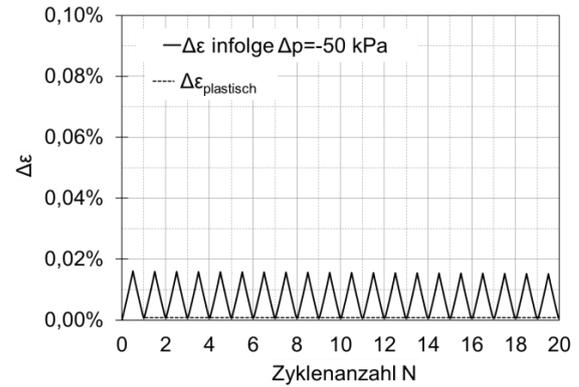
a) Versuchsergebnisse



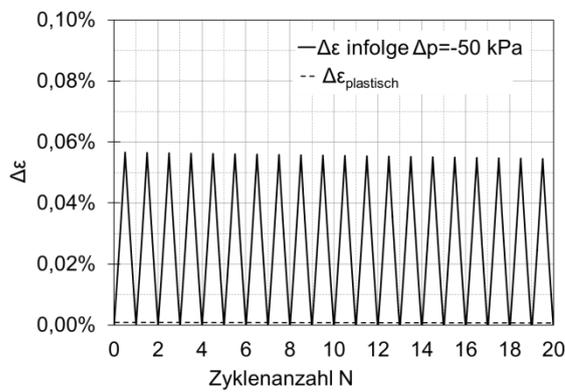
b) Hardening Soil



c) TPM-Modell



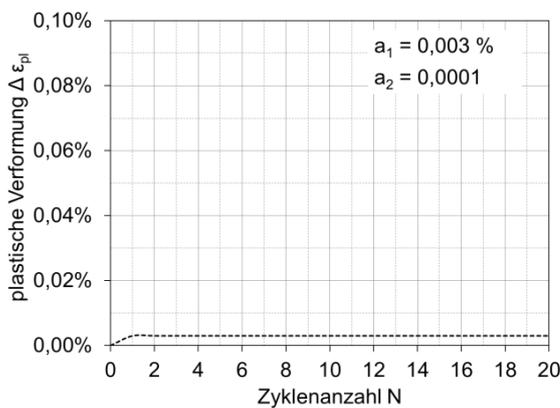
d) Hypoplastizität



e) Sanisand

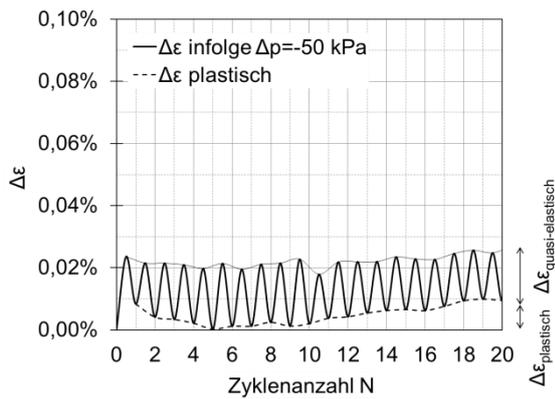
kein Versuch durchgeführt

f) ISA

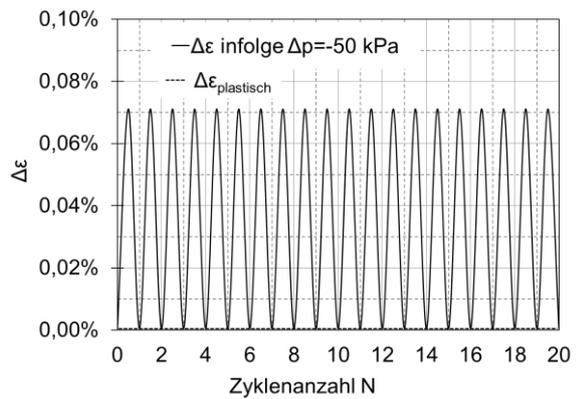


e) logarithmischer empirischer Ansatz

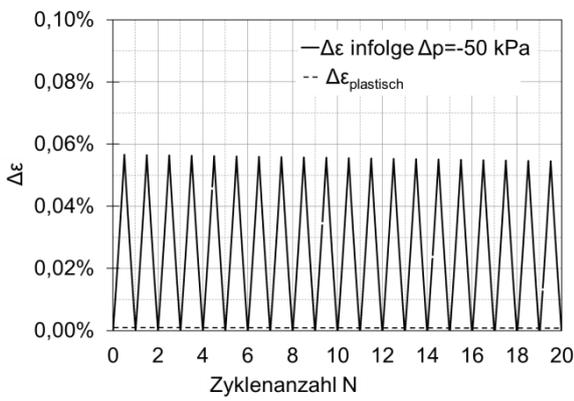
**B.9: Punkt I, dichte Lagerung**  
 **$\Delta p = -50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 215^\circ$ )**



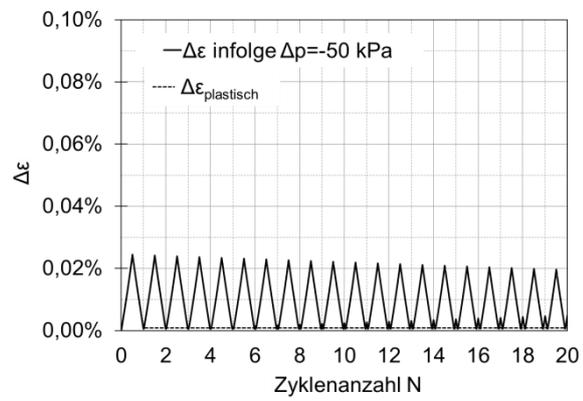
a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil



c) TPM-Modell

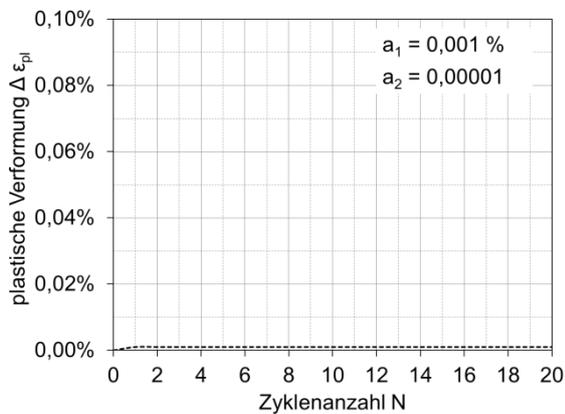


d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

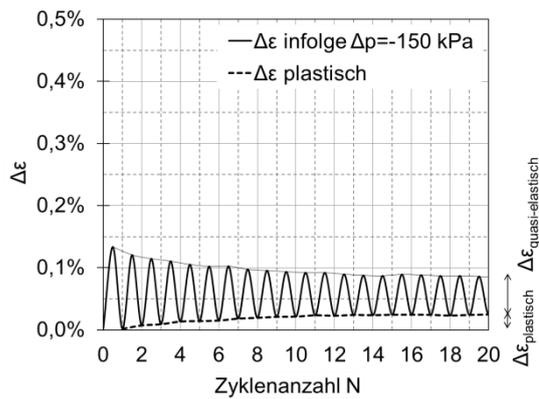
e) Sanisand



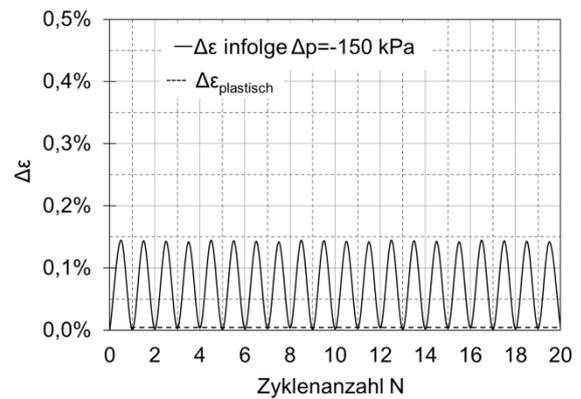
e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

**B.10: Punkt I, lockere Lagerung,  $\Delta p = -50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 215^\circ$ )**

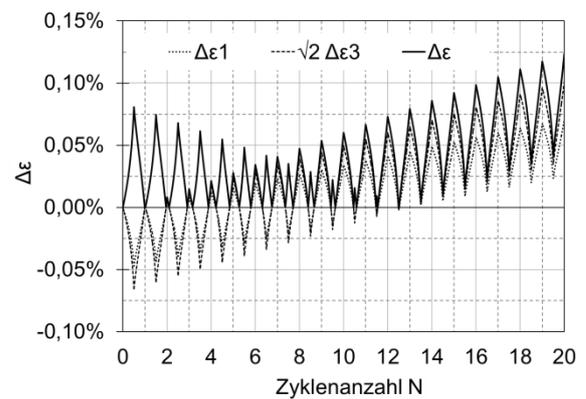


a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil

kein Versuch durchgeführt



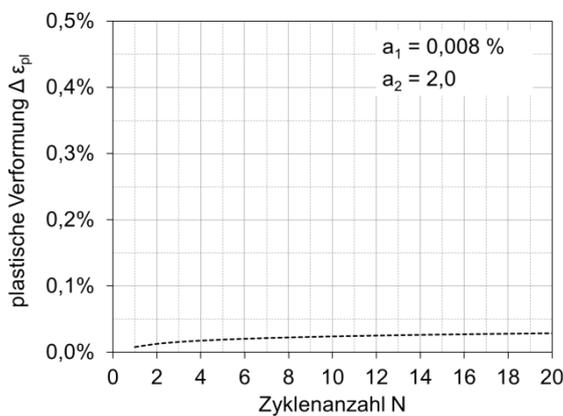
c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

e) Sanisand

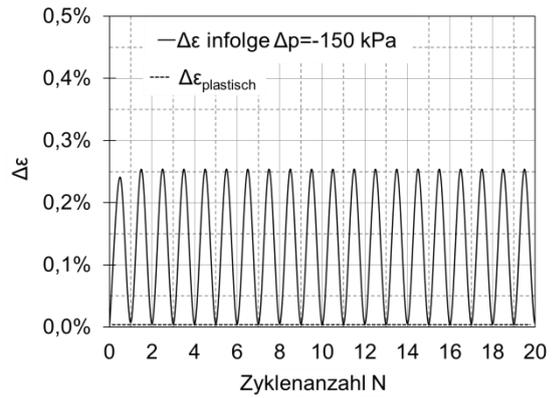


e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

**B.11: Punkt I, dichte Lagerung**  
 $\Delta p = -150 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 215^\circ$ )

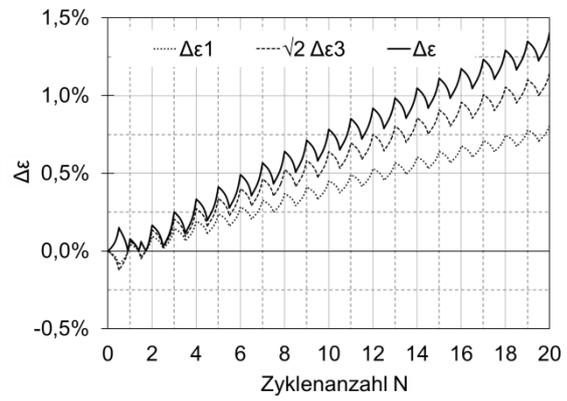
kein Versuch durchgeführt



a) Versuchsergebnisse

b) Hardening Soil

kein Versuch durchgeführt



c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

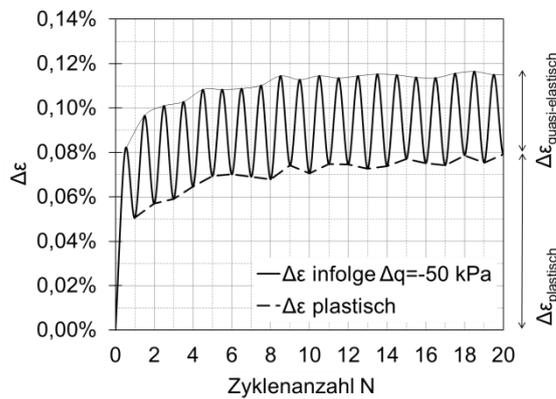
e) Sanisand

f) ISA

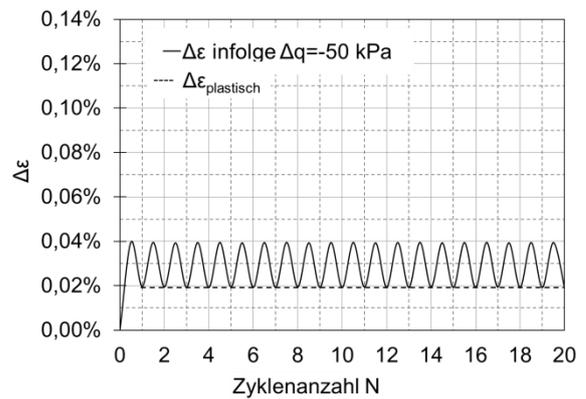
kein Versuch durchgeführt

e) logarithmischer empirischer Ansatz

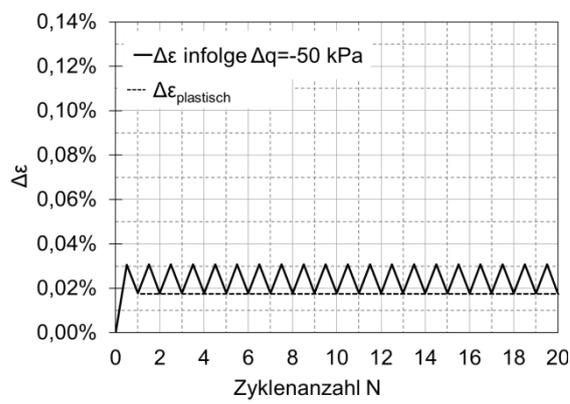
**B.12: Punkt I, lockere Lagerung,  $\Delta p = -150 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 215^\circ$ )**



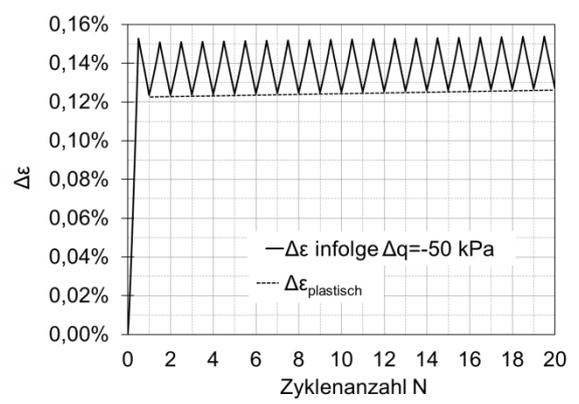
a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil



c) TPM-Modell

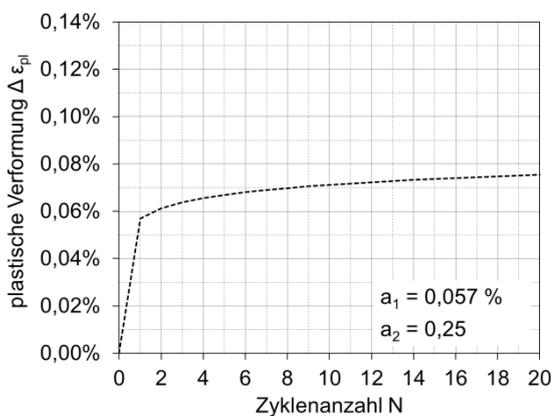


d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

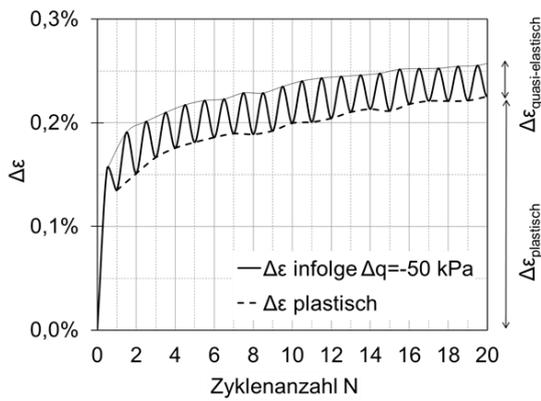
e) Sanisand



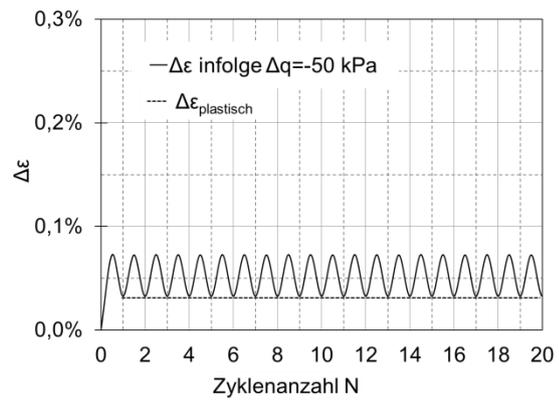
e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

**B.13: Punkt I, dichte Lagerung**  
 $\Delta q = -50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 305^\circ$ )

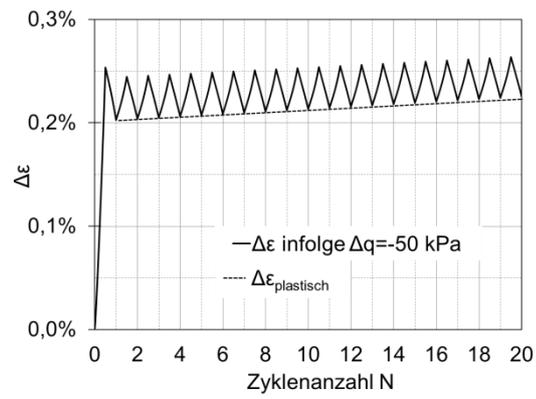


a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil

kein Versuch durchgeführt



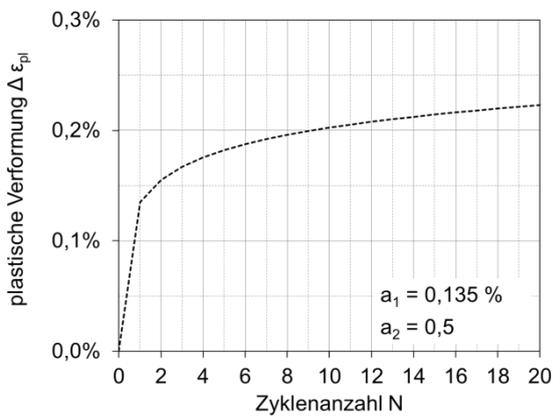
c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

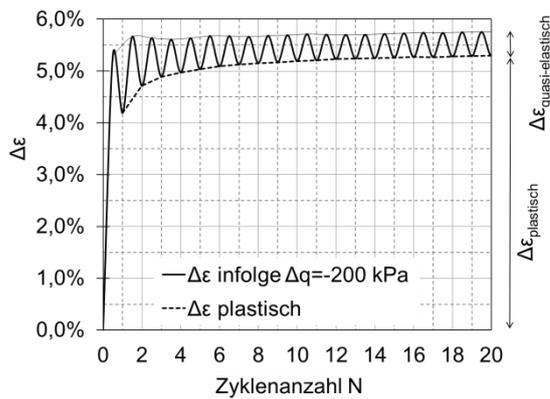
e) Sanisand



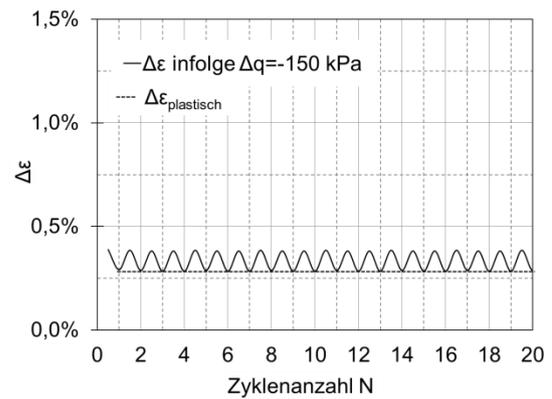
e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

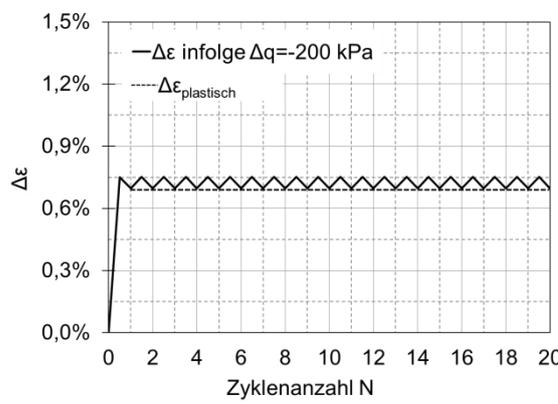
**B.14: Punkt I, lockere Lagerung,  $\Delta q = -50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 305^\circ$ )**



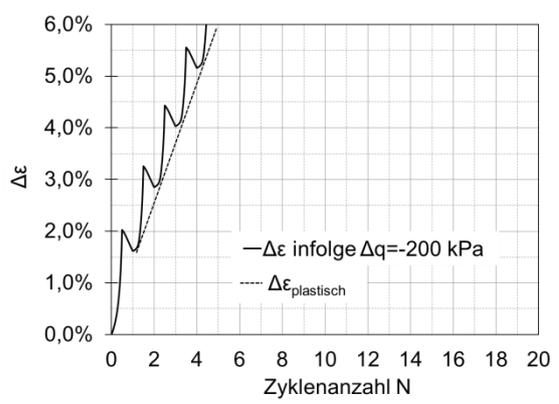
a) Versuchsergebnisse



b) Hardening Soil



c) TPM-Modell

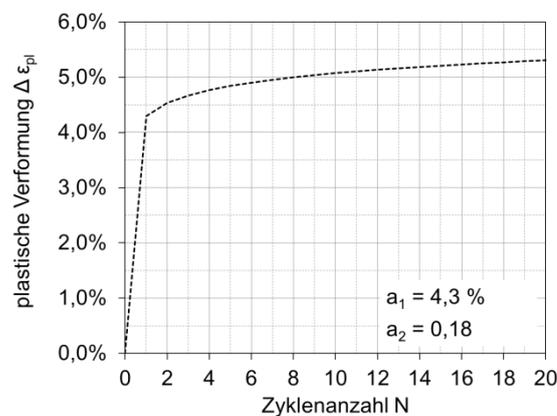


d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

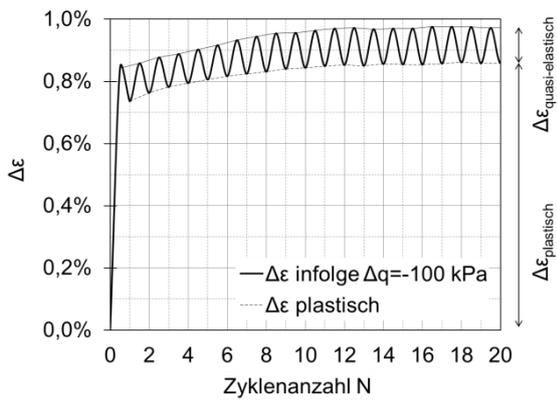
e) Sanisand



e) logarithmischer empirischer Ansatz

f) ISA

**B.15: Punkt I, dichte Lagerung**  
 $\Delta q = 200 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 305^\circ$ )



b) Hardening Soil

a) Versuchsergebnisse

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

c) TPM-Modell

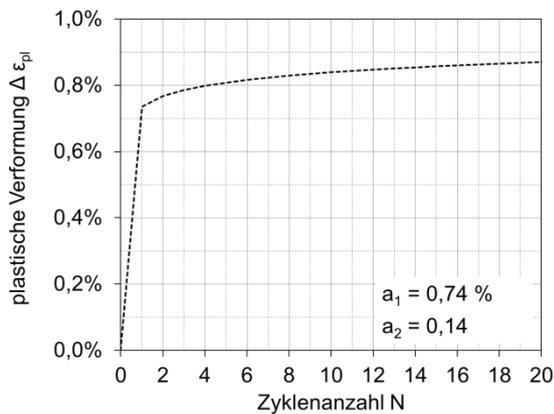
d) Hypoplastizität

kein Versuch durchgeführt

kein Versuch durchgeführt

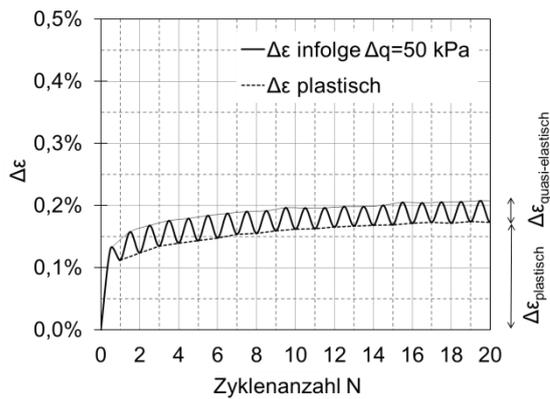
e) Sanisand

f) ISA



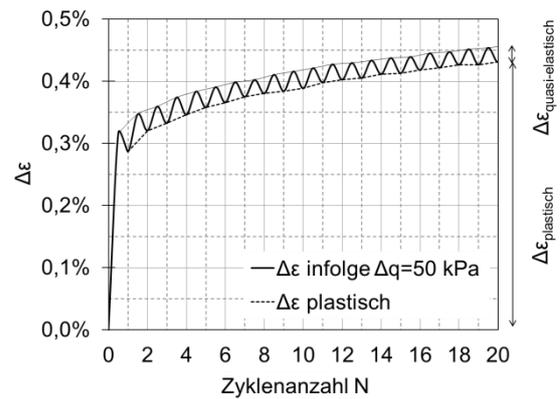
**B.16: Punkt I, lockere Lagerung,  $\Delta q = -100$  kPa ( $\alpha_\sigma = 305^\circ$ )**

e) logarithmischer empirischer Ansatz



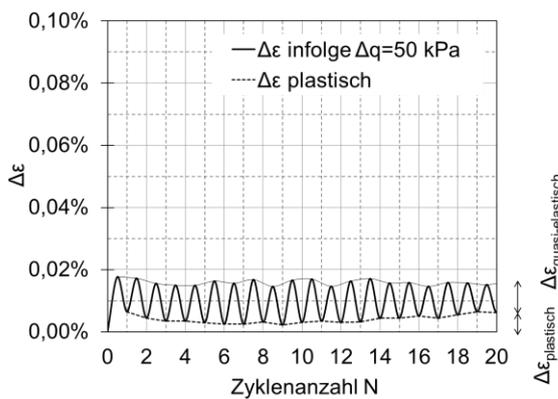
Versuchsergebnisse

**B.17: Punkt A, dichte Lagerung,  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )**



Versuchsergebnisse

**B.18: Punkt A, lockere Lagerung,  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )**

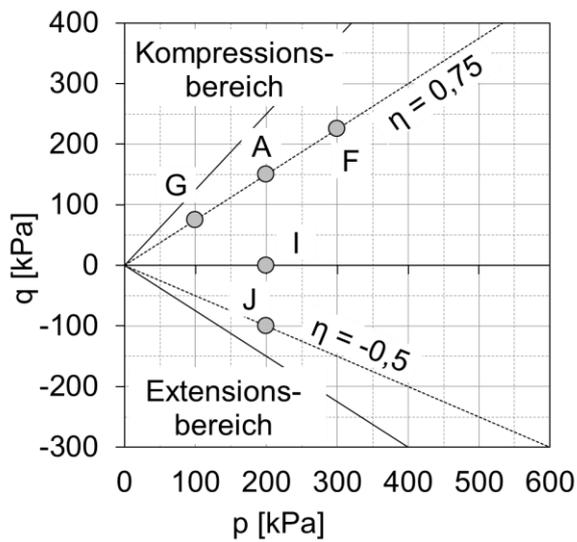


Versuchsergebnisse

**B.19: Punkt I', dichte Lagerung,  $\Delta q = 50 \text{ kPa}$  ( $\alpha_\sigma = 125^\circ$ )**

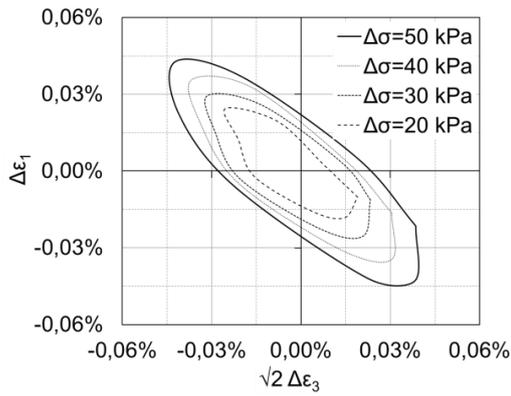
## Anhang C: Quasi-elastische Verformungsanteile

Untersuchungspunkte:

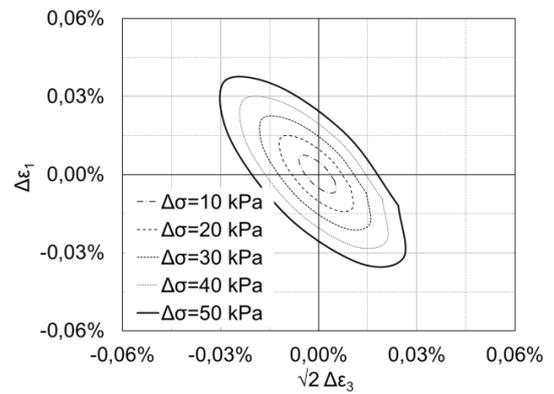


Zusammenstellung der Anlagen C:

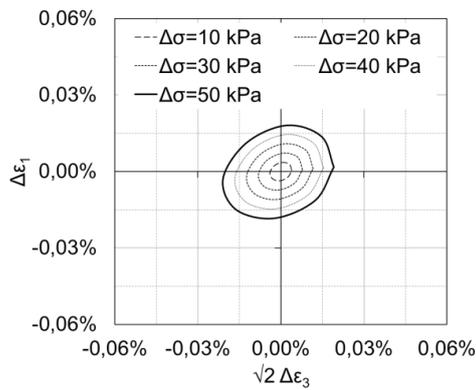
	Spannungsausgangspunkt									
	A		I		J		G		F	
<b>p</b>	200 kPa		200 kPa		200 kPa		300 kPa		300 kPa	
<b>q</b>	150 kPa		0 kPa		-100 kPa		225 kPa		225 kPa	
<b>η</b>	0,75		-		-0,5		0,75		0,75	
$\sqrt{2} \sigma_3$	212,1 kPa		283 kPa		330 kPa		318 kPa		318 kPa	
$\sigma_1$	300 kPa		200 kPa		133 kPa		450 kPa		450 kPa	
<b>I<sub>D0</sub></b>	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75	0,25	0,75		0,75	0,25
<b>Anlage</b>	<b>C.1</b>	<b>C.2</b>	<b>C.3</b>	<b>C.4</b>	<b>C.5</b>	<b>C.6</b>	<b>C.7</b>		<b>C.8</b>	<b>C.9</b>



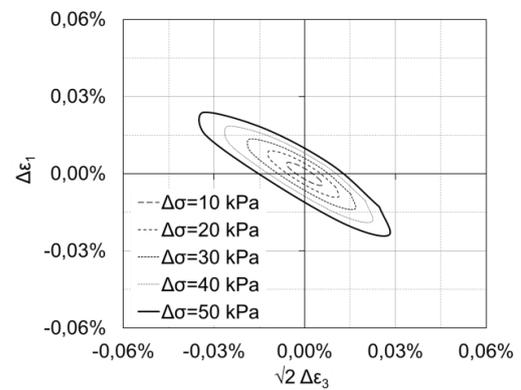
a) Versuchsergebnisse



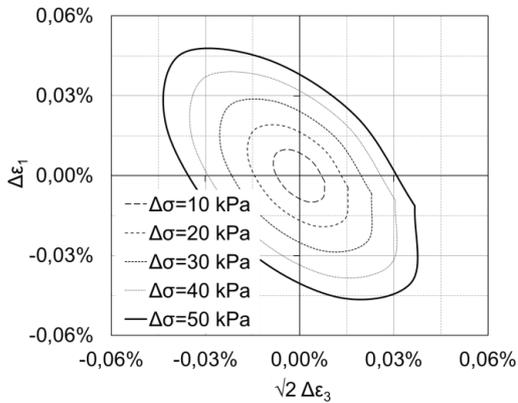
b) Hardening Soil



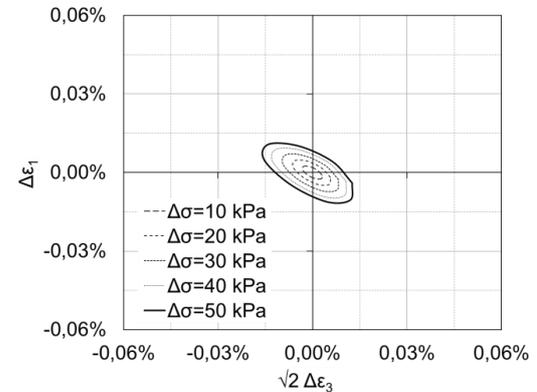
c) TPM-Modell



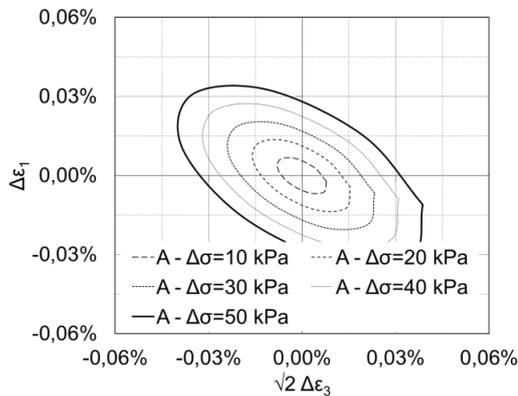
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



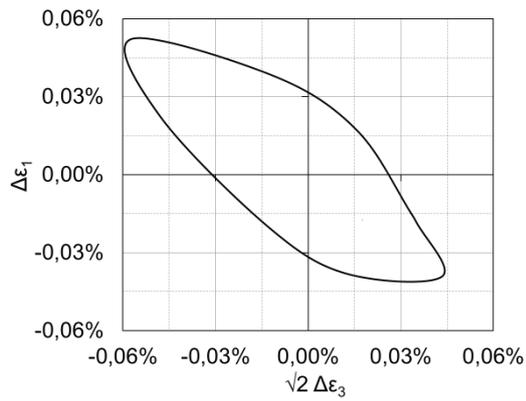
f) ISA



g) linear-elastische Cross-Anisotropie

### C.1: Punkt A, dichte Lagerung

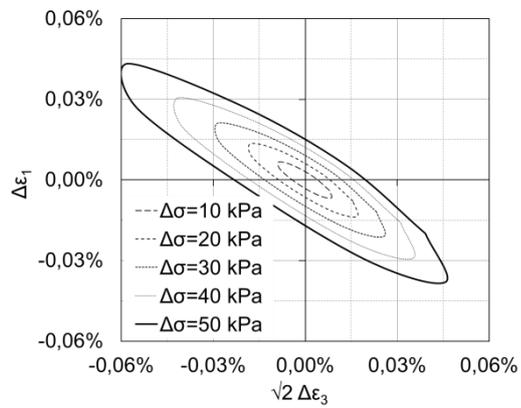
$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$



a) Versuchsergebnisse

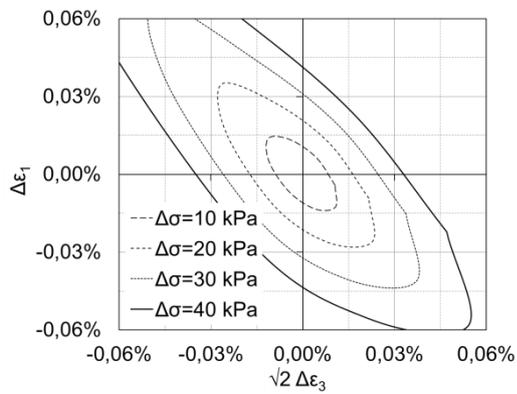
kein Versuch

b) Hardening Soil

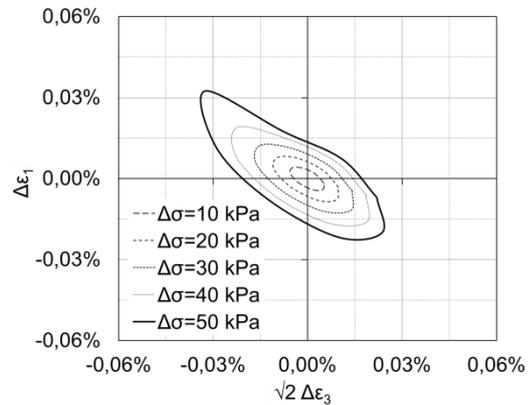


kein Versuch

c) TPM-Modell



d) Hypoplastizität



e) Sanisand

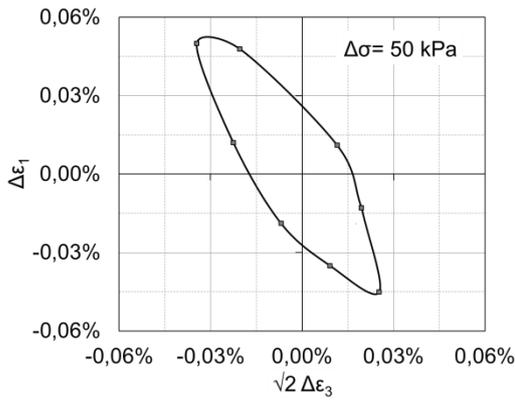
f) ISA

kein Versuch

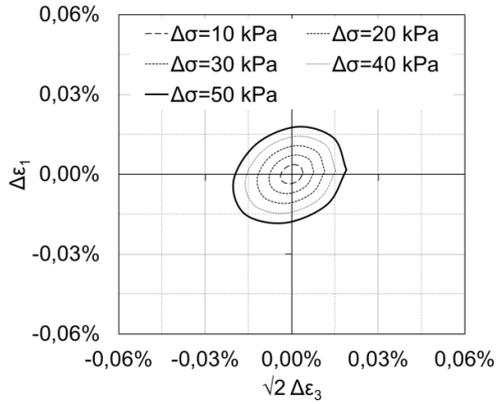
g) linear-elastische Cross-Anisotropie

### C.2: Punkt A, lockere Lagerung

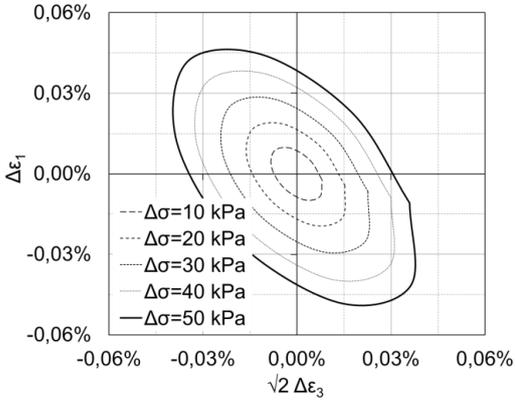
$\Delta \sigma = 50 \text{ kPa}$



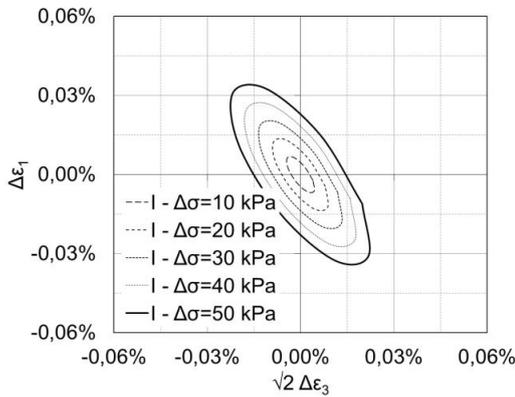
a) Versuchsergebnisse



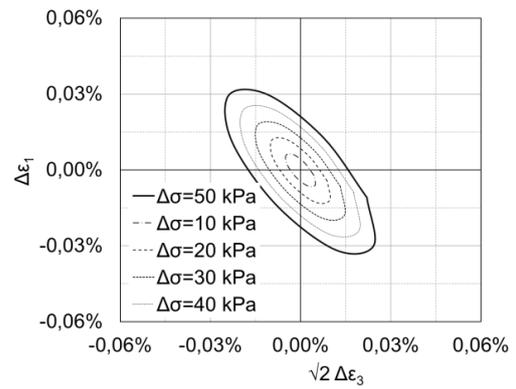
c) TPM-Modell



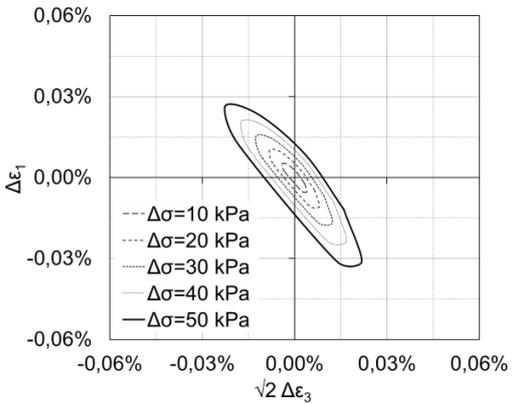
e) Sanisand



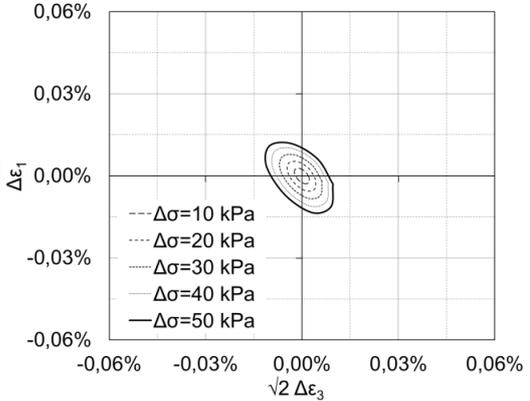
g) linear-elastische Cross-Anisotropie



b) Hardening Soil



d) Hypoplastizität



f) ISA

### C.3: Punkt I, dichte Lagerung

$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

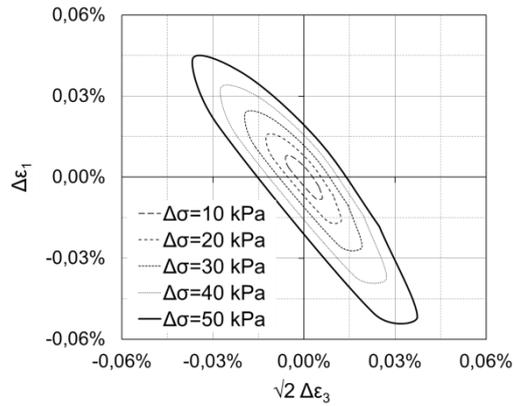
kein Versuch

kein Versuch

a) Versuchsergebnisse

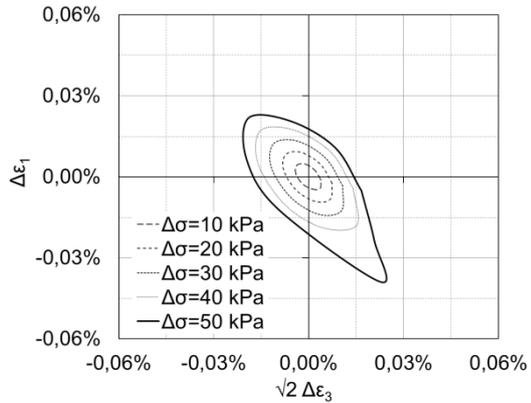
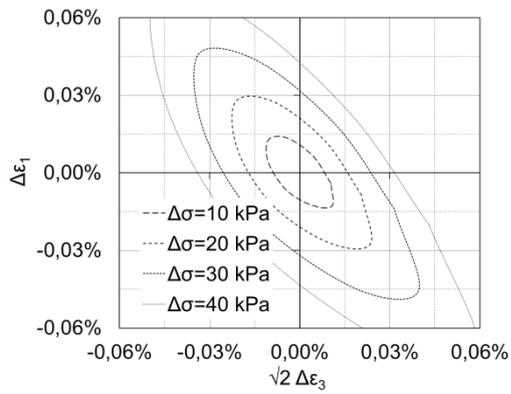
b) Hardening Soil

kein Versuch



c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität



e) Sanisand

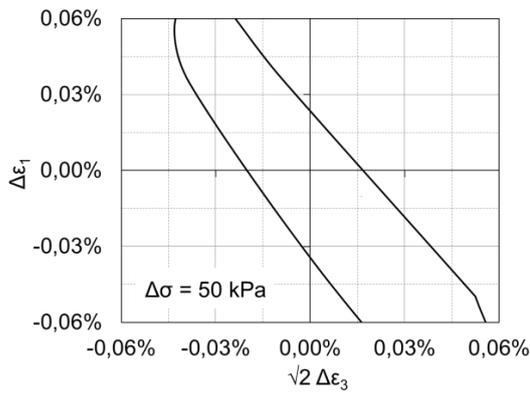
f) ISA

kein Versuch

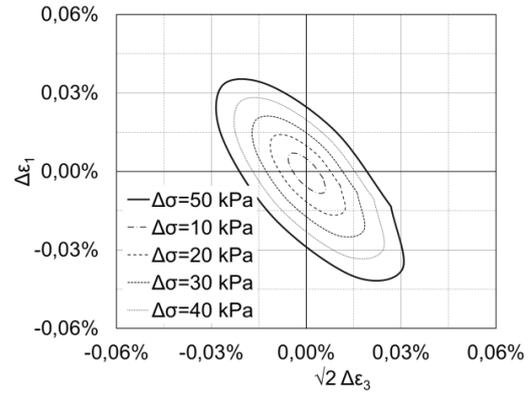
### C.4: Punkt I, lockere Lagerung

$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

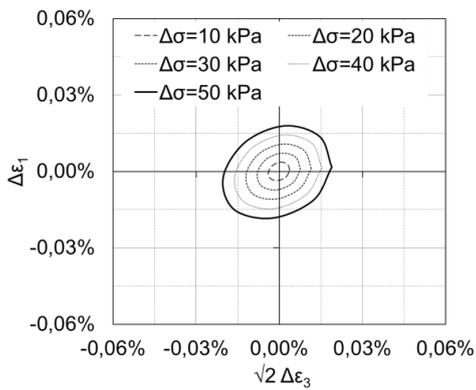
g) linear-elastische Cross-Anisotropie



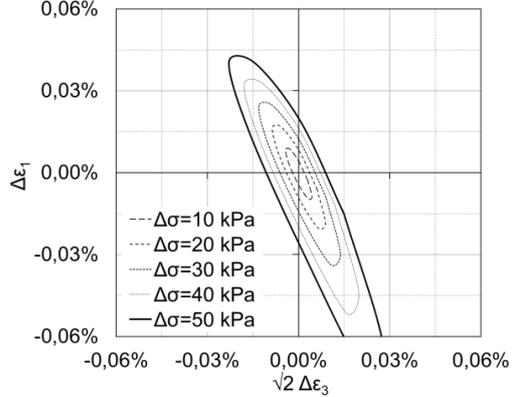
a) Versuchsergebnisse



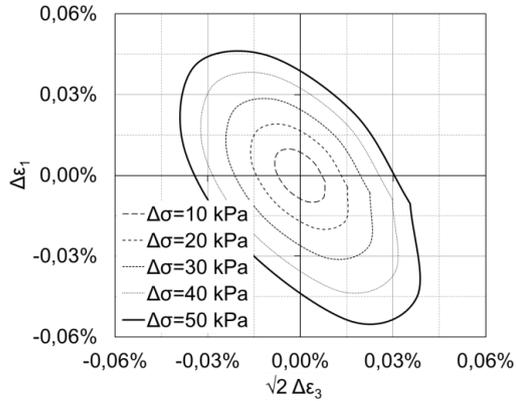
b) Hardening Soil



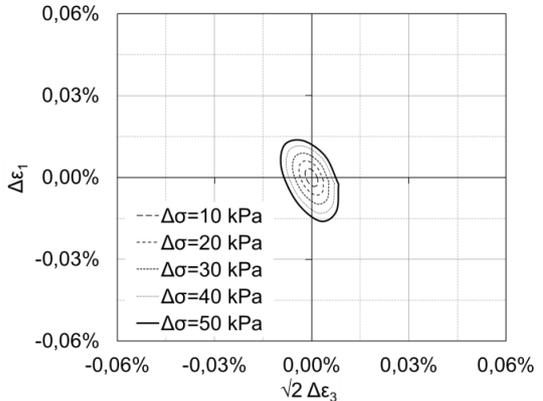
c) TPM-Modell



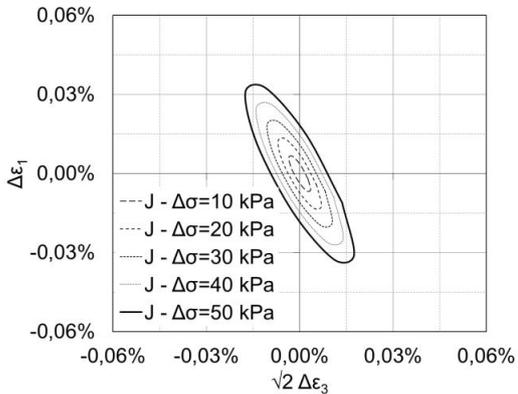
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA



g) linear-elastische Cross-Anisotropie

### C.5: Punkt J, dichte Lagerung

$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

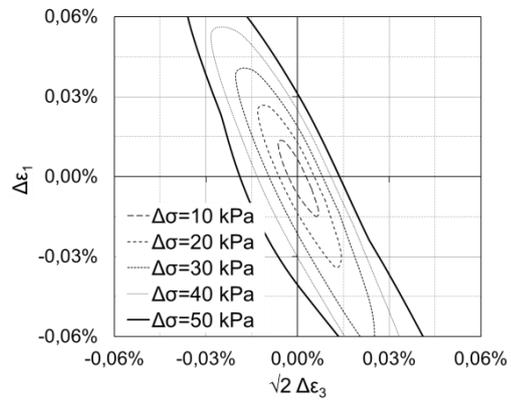
kein Versuch

kein Versuch

a) Versuchsergebnisse

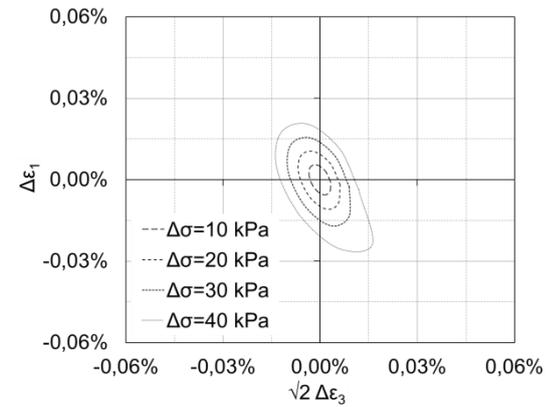
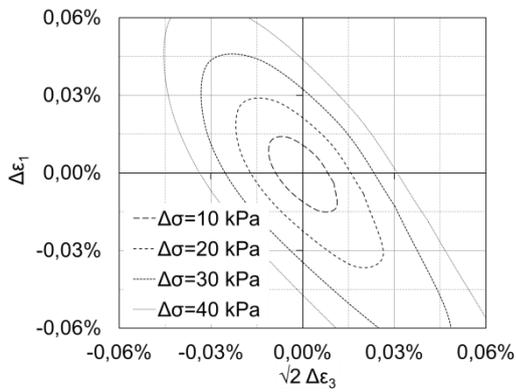
b) Hardening Soil

kein Versuch



c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität



e) Sanisand

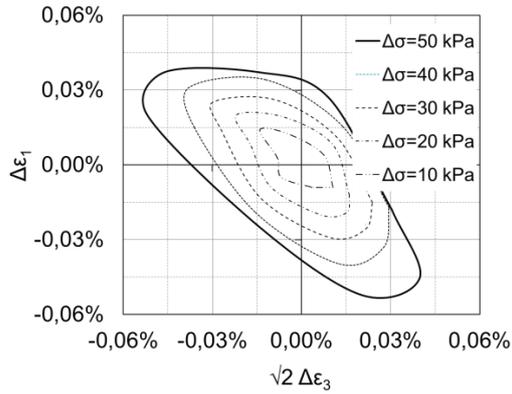
f) ISA

kein Versuch

### C.6: Punkt J, lockere Lagerung

$\Delta \sigma = 50$  kPa

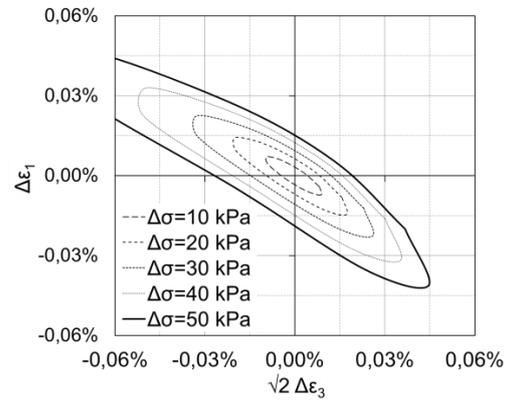
g) linear-elastische Cross-Anisotropie



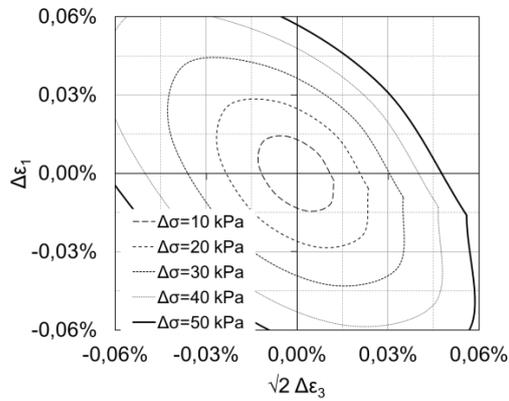
a) Versuchsergebnisse

kein Versuch

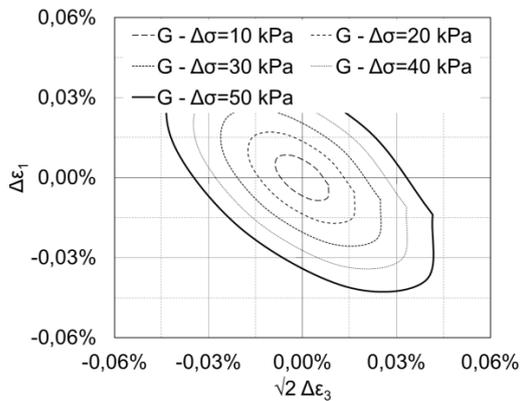
b) Hardening Soil



c) TPM-Modell



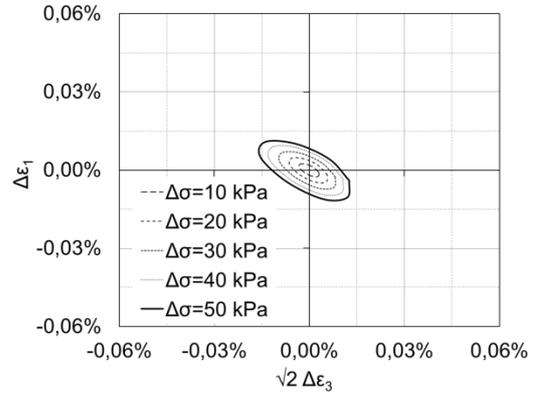
e) Sanisand



g) linear-elastische Cross-Anisotropie

kein Versuch

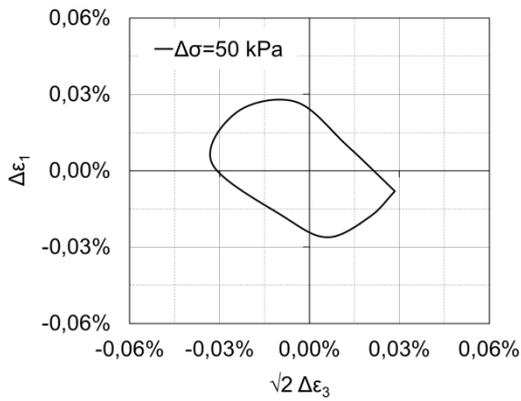
d) Hypoplastizität



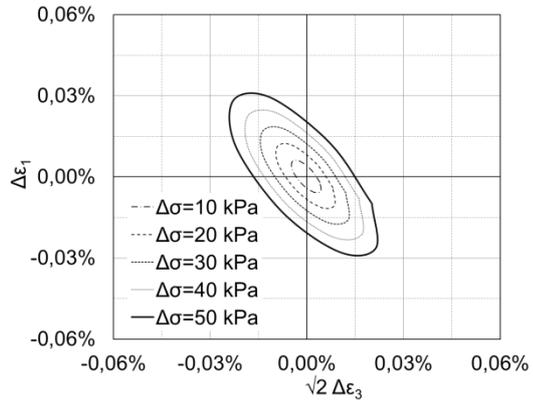
f) ISA

### C.7: Punkt G, dichte Lagerung

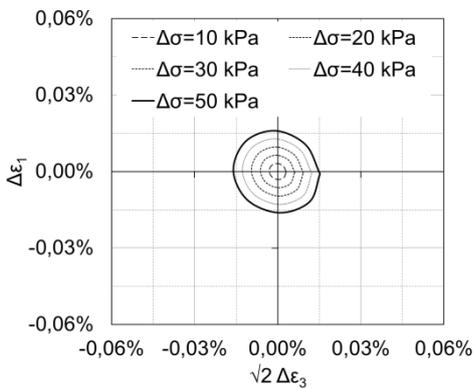
$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$



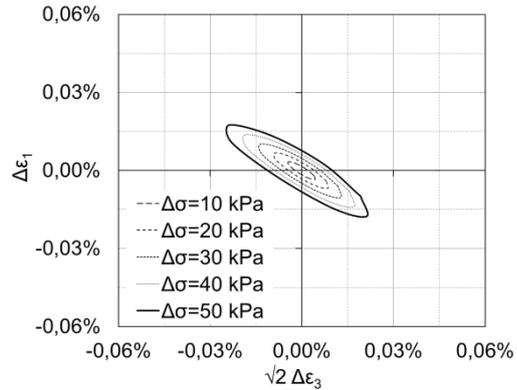
a) Versuchsergebnisse



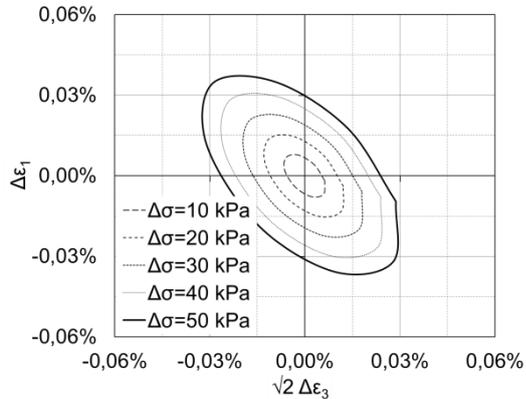
b) Hardening Soil



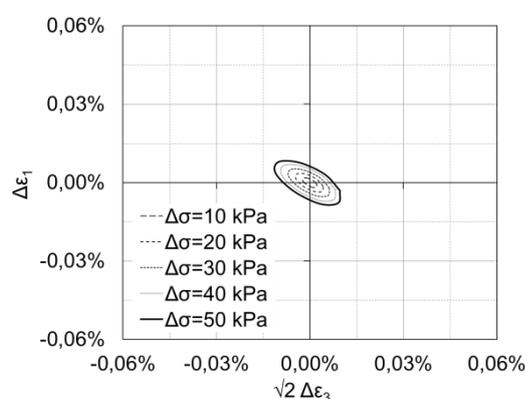
c) TPM-Modell



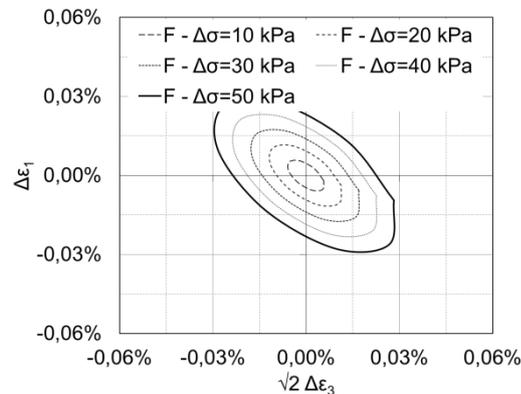
d) Hypoplastizität



e) Sanisand



f) ISA



g) linear-elastische Cross-Anisotropie

### C.8: Punkt F, dichte Lagerung

$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

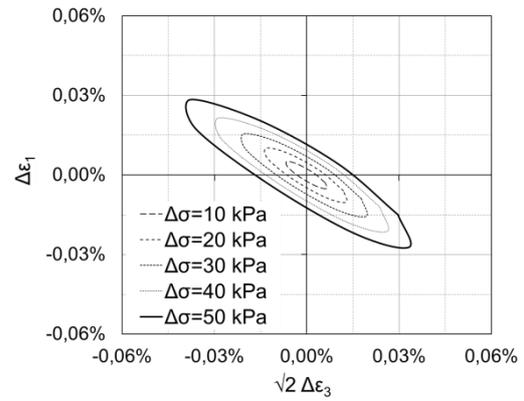
kein Versuch

kein Versuch

a) Versuchsergebnisse

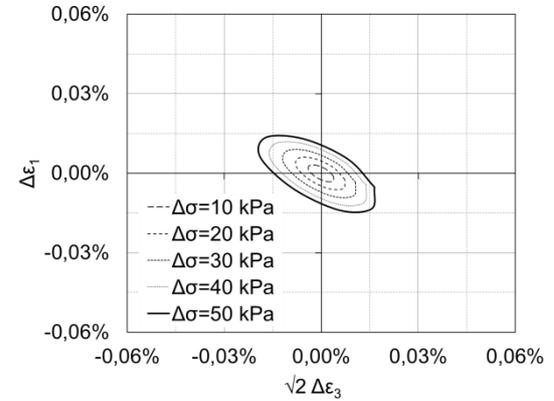
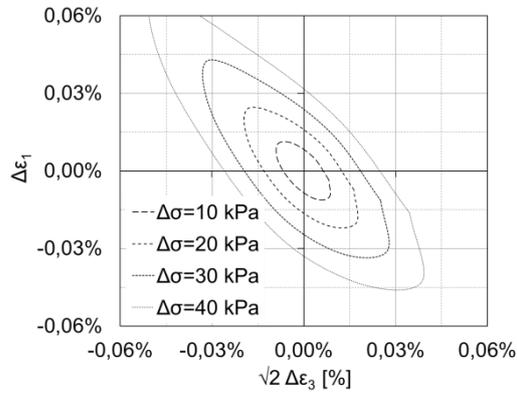
b) Hardening Soil

kein Versuch



c) TPM-Modell

d) Hypoplastizität



e) Sanisand

f) ISA

kein Versuch

### C.9: Punkt F, lockere Lagerung

$\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$

g) linear-elastische Cross-Anisotropie



## Anhang D: Bestimmung der Materialparameter für das Hardening-Soil-Modell

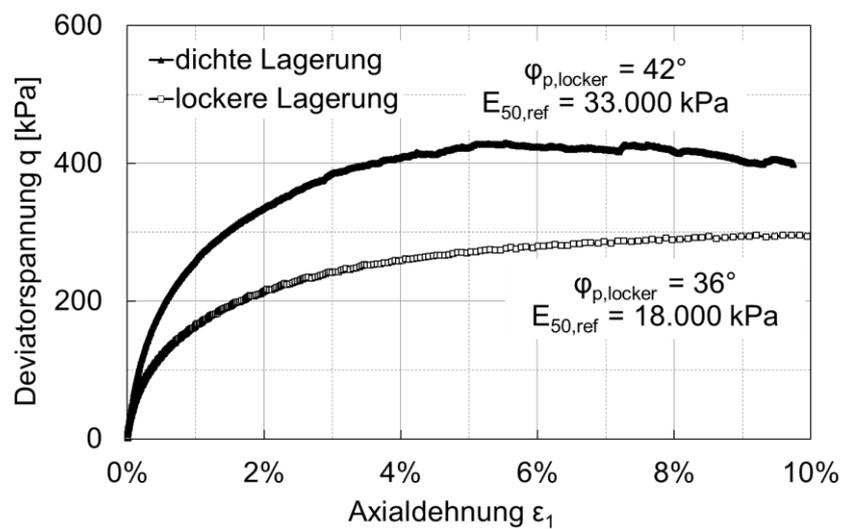


Bild D.1: Bestimmung des Peakreibungswinkels  $\varphi_p$  und der Steifigkeit  $E_{50,ref}$

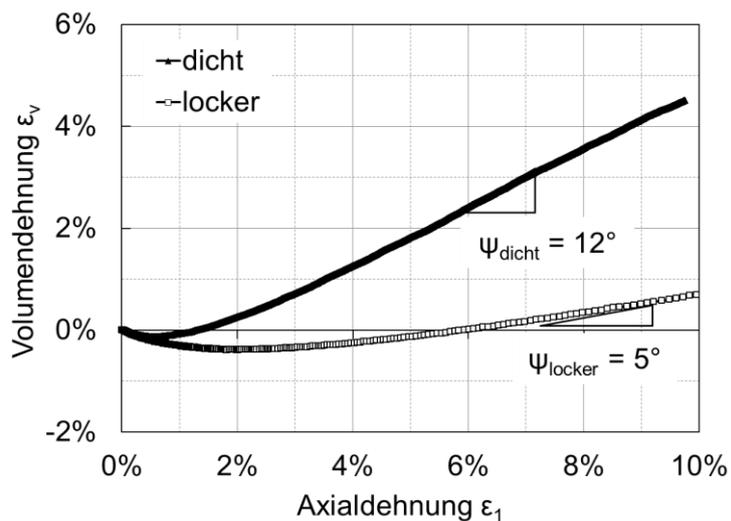


Bild D.2: Bestimmung des Dilatanzwinkels  $\psi$

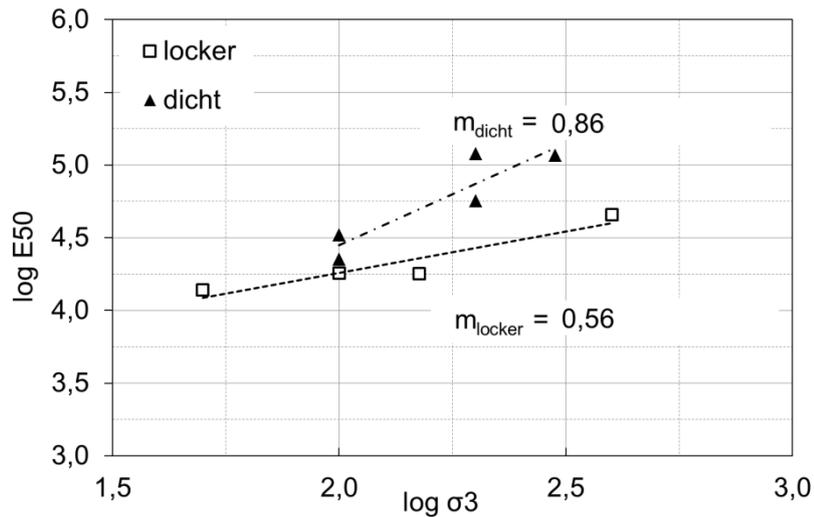


Bild D.3: Bestimmung des Exponenten zur Berücksichtigung der druckabhängigen Steifigkeit

Tabelle D.1: Zusammenstellung der Parameter für das HS-Modell

	Parameter	Bezeichnung	Beschreibung/Ermittlung	dichte Lagerung	lockere Lagerung
Festigkeitsparameter	$\varphi$	Reibungswinkel	$\varphi = \arcsin \left( \frac{\max \sigma_1 - \sigma_3}{\max \sigma_1 + \sigma_3} \right)$ siehe Bild D.1	42°	36°
	c	Kohäsion		0,1 kPa	0,1 kPa
	$\psi$	Dilatanzwinkel	$\psi \triangleq$ Steigung der Volumendehnungskurve siehe Bild D.2	12°	5°
Steifigkeitsparameter	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	Referenzsteifigkeit bei Erstbelastung im Ödometer	$\approx E_{50}^{\text{ref}}$	33.000 kPa	18.000 kPa
	$E_{50}^{\text{ref}}$	Referenzsteifigkeit Triaxialversuch	siehe Bild D.1	33.000 kPa	18.000 kPa
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	Referenzsteifigkeit Ent-/ Wiederbelastung	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3 \cdot E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	99.000 kPa	54.000 kPa
	m	Exponent	siehe Bild D.3	0,86	0,56
	$\nu$	Querdehnzahl	$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1}$	0,2	0,2
	$p^{\text{ref}}$	Referenzdruck	atmosphärischer Druck	100 kPa	100 kPa
	$R_f$	Reibungsbeiwert	0,9 (i.d.R. voreingestellt)	0,9	0,9
	$K_0^{\text{nc}}$	Erdruchdruckbeiwert	$1 - \sin \varphi$	0,331	0,4122

Mit den gewählten Parametersets können die Standard-Triaxialversuche in Bild D.1 exakt beschrieben werden:

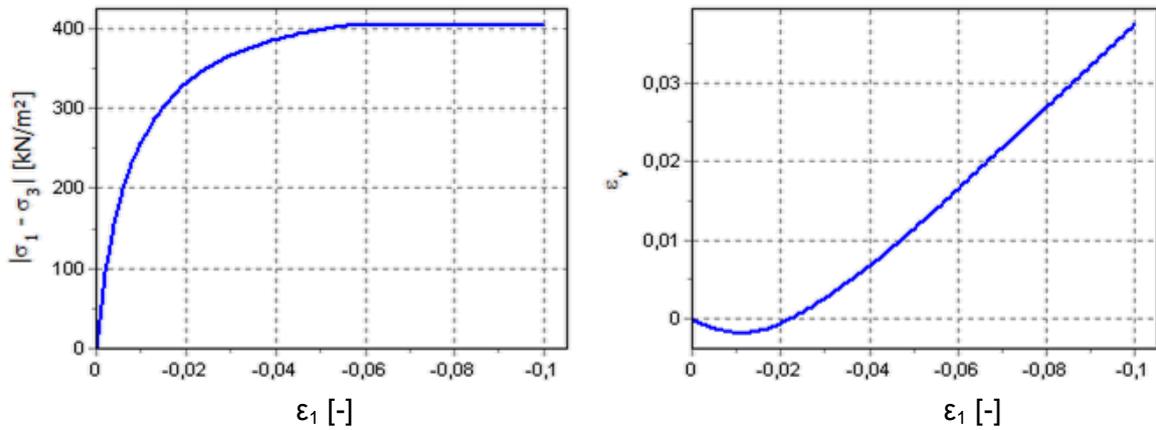


Bild D.4: „Soil Test“ bei dichter Lagerung

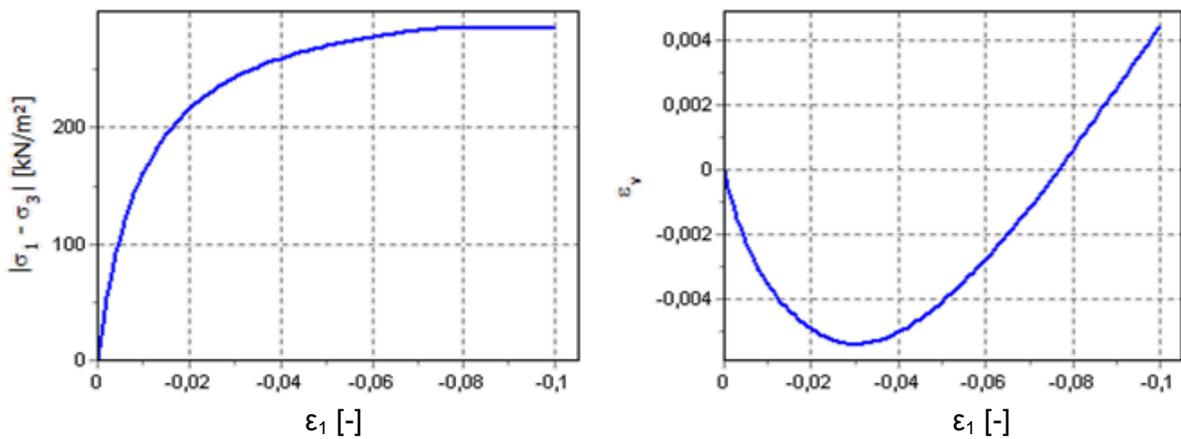


Bild D.5: „Soil Test“ bei lockerer Lagerung

# Lebenslauf

## Persönliche Angaben

---

Vorname	Stefanie
Name	Danne (geb. Leibnitz)
Geburtsort:	Essen

## Beruflicher Werdegang

---

seit 2012	Projektleiterin Geotechnik (teilzeit), Grundbauinstitut Biedebach, Dortmund
seit 2009	wissenschaftliche Angestellte (teilzeit), Lehrstuhl Baugrund-Grundbau, Technische Universität Dortmund
2000 – 2009	Projektingenieurin Geotechnik in verschiedenen Ingenieurbüros (u.a. Borchert Ingenieure, Essen, Grundbaulabor Bochum) (2007/2008 Elternzeit)

## Promotion/Studium/Schulbildung

---

2010 – 2016	Promotion am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der Technischen Universität Dortmund Abschluss: Dr.-Ing.
2002 – 2005	berufsbegleitendes Studium der Betriebswirtschaftslehre (Schwerpunkt Produktions- und Materialwirtschaft) an der AKAD University (vormals AKAD Fachhochschule Leipzig) Abschluss: Dipl.-Kffr. (FH)
1995 – 2000	Studium des Bauingenieurwesens (Schwerpunkt konstruktiver Ingenieurbau) an der Universität Dortmund Abschluss: Dipl.-Ing.
1985 – 1994	Gymnasium Essen-Überruhr Abschluss: Abitur
1981 – 1985	Ludwig-Kessing-Grundschule in Essen-Überruhr

**Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau  
der Technischen Universität Dortmund**Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Weißenbach

- Heft 1: Kempfert, H.-G. (1987):  
Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten,  
nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Gelände-  
oberfläche
- Heft 2: Schäfer, J. (1990):  
Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff
- Heft 3: Weißenbach, A. (1991):  
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohl-  
wänden in nichtbindigem Boden
- Heft 4: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an einmal ausgesteiften Trägerbohlwänden in  
nichtbindigem Boden
- Heft 5: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an zweimal ausgesteiften Trägerbohlwänden  
in nichtbindigem Boden
- Heft 6: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an dreimal ausgesteiften Trägerbohlwänden  
in nichtbindigem Boden
- Heft 7: Weißenbach, A. (1991):  
Berichte über die Messungen an viermal oder öfter ausgesteiften Trä-  
gerbohlwänden in nichtbindigem Boden
- Heft 8: Weißenbach, A. (1993):  
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohl-  
wänden in bindigem Boden
- Heft 9: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindi-  
gem Boden im U-Bahn-Baulos "Borgfelder Straße"
- Heft 10: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindi-  
gem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Burgstraße" und "Elise-Averdieck-  
Straße"
- Heft 11: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindi-  
gem Boden in den U-Bahn-Baulosen "Hammer Kirche" und "Horner Renn-  
bahn"

- Heft 12: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Lutterothstraße"
- Heft 13: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Rauhes Haus"
- Heft 14: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden im U-Bahn-Baulos "Steinfurths Diek"
- Heft 15: Weißenbach, A. (1993):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in bindigem Boden in den Baulosen der U-Bahn nach Wandsbek
- Heft 16: Mao, P. (1993):  
Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad
- Heft 17: Weißenbach, A. (1994):  
Auswertung der Berichte über Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen
- Heft 18: Weißenbach, A. (1994):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in nichtbindigem Boden
- Heft 19: Weißenbach, A. (1994):  
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in bindigem Boden
- Heft 20: Weißenbach, A. (1994):  
Berichte über die Messungen an Trägerbohlwänden mit vorgespannten Steifen in geschichtetem Boden
- Heft 21: Weißenbach, A. (1994):  
Festschrift des Arbeitskreises "Baugruben" zum 65. Geburtstag von Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Anton Weißenbach

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler

- Heft 22: Besler, D. (1998):  
Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden
- Heft 23: Abdel-Rahman, K. (1999):  
Numerische Untersuchungen von Maßstabeffekten beim Erddruck in Sand
- Heft 24: Maier, T. (2002):  
Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität

- Heft 25: Gutjahr, St. (2003):  
Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand
- Heft 26: Weißenbach, A. (2008):  
Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden in geschichtetem Boden
- Heft 27: Weißenbach, A. (2008):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit der Schichtfolge: oben nichtbindiger Boden, unten bindiger Boden
- Heft 28: Weißenbach, A. (2008):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit der Schichtfolge: oben bindiger Boden, unten nichtbindiger Boden
- Heft 29: Weißenbach, A. (2008):  
Berichte über die Messungen an ausgesteiften Trägerbohlwänden mit wechselnder Folge von nichtbindigen und bindigen Bodenschichten
- Heft 30: diverse Autoren:  
Eurocode 7 – Einführung in Deutschland  
RuhrGeo-Tag am 24.03.2011 in Dortmund
- Heft 31: diverse Autoren:  
Herausforderung Baugrund: Vom Vorentwurf bis zur Ausführung  
RuhrGeo-Tag am 19.03.2015 in Dortmund
- Heft 32: Hegert, H. (2016):  
Anwendbarkeit des Bettungsmodulverfahrens mithilfe von Mobilisierungsfunktionen zur Prognose von Wandverschiebungen
- Heft 33: Danne, St. (2017):  
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von Sand bei monotoner und niederzyklischer Belastung