



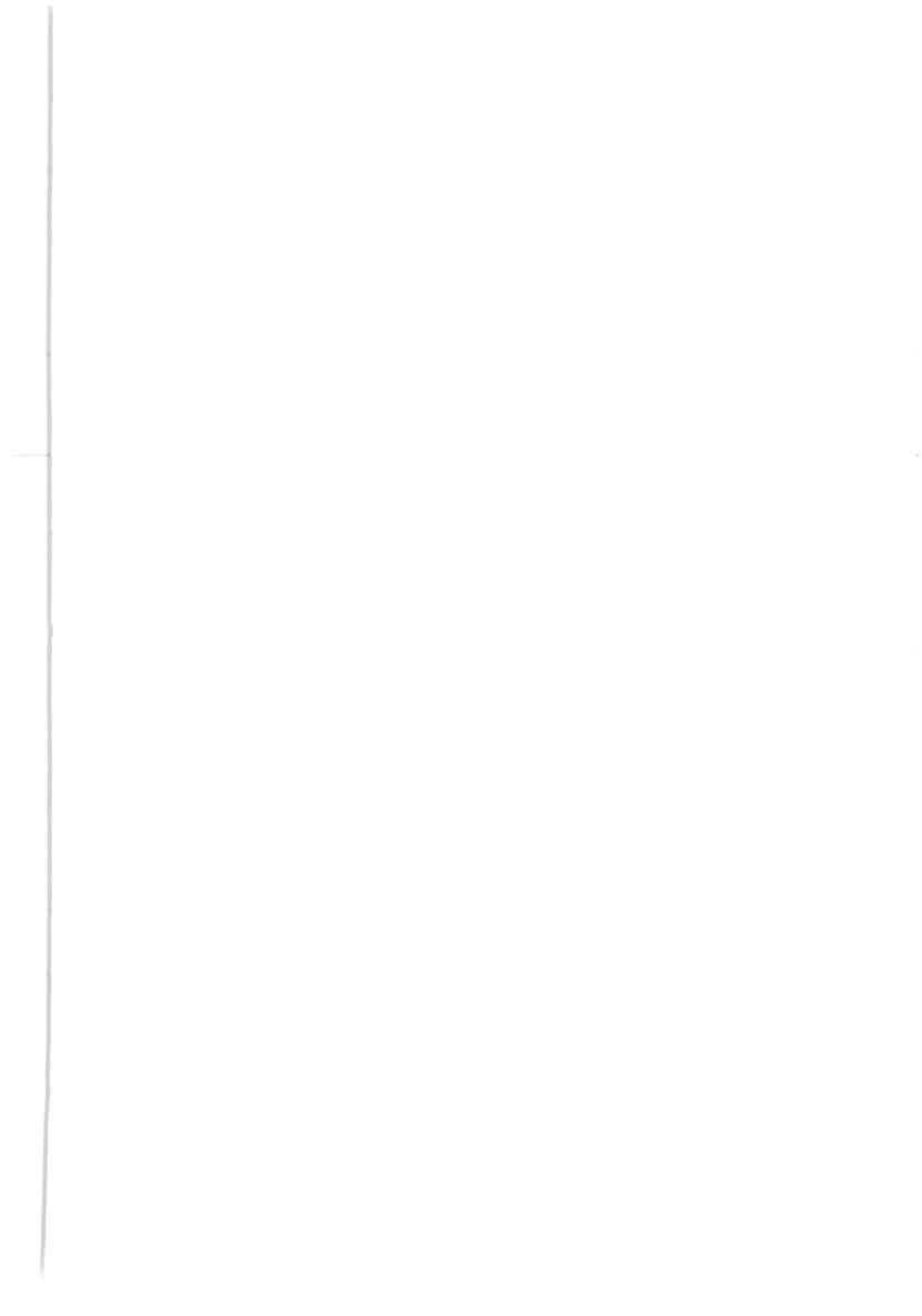
**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1998
Mitteilung 45
Herausgeber P.A. Vermeer**

Tom Schanz

**Zur Modellierung
des mechanischen Verhaltens
von Reibungsmaterialien**







**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

1998
Mitteilung 45
Herausgeber P.A. Vermeer

Tom Schanz

**Zur Modellierung
des mechanischen Verhaltens
von Reibungsmaterialien**

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Institut für Geotechnik

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 35

70569 Stuttgart

Telefon 0711/685-2436

Telefax 0711/685-2439

e-mail: vermeer@igs.uni-stuttgart.de

ISBN 3-921837-45-6

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1999 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik.

Vorwort des Herausgebers

In den achtziger und neunziger Jahren haben Institute in mehreren Ländern und an mehreren Hochschulen sich intensiv mit dem mechanischen Verhalten nichtkohäsiver Böden befaßt. Dies hat zu einer Vielzahl von sich sowohl ergänzenden, als auch überlappenden, manchmal auch widersprechenden, wissenschaftlichen Veröffentlichungen geführt, teils aus dem Bereich der experimentellen Forschung und teils aus dem Bereich der theoretisch orientierten Entwicklung der Stoffgesetze.

Eine Aufarbeitung der heutigen Kenntnisse zum Thema Materialverhalten nichtbindiger Böden liegt hiermit vor. Darin spielt auch ein neu entwickeltes Torsionsoedometer eine Rolle. Dieses verbesserte Kreisringschergerät wurde entwickelt und eingesetzt, weil die vorhandenen Versuchsdaten an Bodenproben sich selten auf Spannungsrotationen beziehen. Vor allem Scherversuche an Tonproben zeigen, daß Spannungsrotationen zu erheblichen Verdichtungen führen und somit unter undränierten Verhältnissen einen beträchtlichen Porenwasserüberdruck bewirken. Die endgültige Zweckbestimmung des Torsionsoedometers ist deswegen auch nicht die Untersuchung von Sandproben, sondern die Erprobung von Ton unter Spannungsrotation.

Eine Vielzahl von Oedometerversuchen und der Vergleich von Oedometermodulen (Steifemodulen) mit triaxialen Steifigkeiten haben zu neuen Erkenntnissen geführt. Bei Weichböden ist bekannt, daß die Oedometersteifigkeit nicht nur im absoluten Sinne, sondern auch im Vergleich zu den an Triaxialversuchen gemessenen Steifigkeiten relativ klein ist. Dies spiegelt sich auch an den für Weichböden entwickelten Cam-Clay Stoffgesetzen und verwandten Kappenmodellen wider. Es wurde nun festgestellt, daß diese Steifigkeitsverhältnisse für Sand nicht zutreffend sind. Somit stellt sich auch heraus, daß die für Weichböden meist vertretbaren Kappenmodelle für Sand erhebliche Defizite aufweisen.

Statt Kappenmodellen beschreibt Herr Dr.-Ing. habil. T. Schanz in diesem Heft deswegen andere Stoffgesetze, die ich als Reibungsmodelle benennen möchte.

Für praxisorientierte Geotechniker ist die große Anzahl der bodenmechanischen Stoffgesetze selbstverständlich verwirrend. Er wünscht sich oft ein einziges handliches Materialmodell für mehrere Bodenarten, wobei er am häufigsten überkonsolidierte, nichtbindige Bodenschichten berücksichtigen muß. Hier bietet sich wohl ganz besonders die Kombination eines Reibungsmodells und eines Kappenmodells an, wie hier beschrieben im Abschnitt 4.5.

Mein Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die finanzielle Unterstützung eines Teils dieser Arbeit.

Vorwort des Autors

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Assistent am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. Herrn Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer bin ich sehr dankbar dafür, daß er mir unmittelbar nach der Übernahme des Instituts die Gelegenheit gab, eine Habilitationsschrift anzufertigen. Für die daraus resultierende interessante und zu neuen Gedanken führende Zusammenarbeit möchte ich mich an dieser Stelle sehr herzlich bedanken.

Besonders freue ich mich über die Bereitschaft der Herren Prof. Dr.-Ing. W. Ehlers und Prof. Dr.-Ing. E. Ramm zur Übernahme der Mitberichte. Die menschlich sehr angenehme und konstruktive Zusammenarbeit in der gemeinsamen Forschergruppe wird eine bleibende Erinnerung an diese Zeit bilden. Herrn Prof. Dr. M. Boulon, persönlich verbunden seit Jahren über gemeinsame internationale Weiterbildungsveranstaltungen, möchte ich für die anregenden Diskussionen und seine Anteilnahme an meiner Arbeit ebenfalls sehr danken.

Wesentliche Teile der numerischen Arbeiten im Bereich der Materialmodelle sind in intensiver Zusammenarbeit mit den Herren Dr. Paul Bonnier und Dr. Ronald Brinkgreve entstanden. Die sich daraus ergebenden freundschaftlichen Beziehungen weiß ich sehr zu schätzen.

Für die angenehme Arbeitsatmosphäre am Institut bin ich all den Kolleginnen und Kollegen verbunden, die dort während meiner Zeit mit mir zusammen gearbeitet haben. Besonders erwähnen möchte ich Frau Erika Sooss und Herrn Reinhold Mößner im Labor, die mit ihren Erfahrungen viel zum Gelingen der experimentellen Arbeiten beigetragen haben.

Tom Schanz

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	V
Tabellenverzeichnis	XI
Verwendete Bezeichnungen	XIV
1 Einleitung	1
Introduction	3
2 Reibungsmaterialien	7
2.1 Spannungs- und Dichteabhängigkeit	9
2.1.1 Der Zustand granularer Materialien	10
2.1.2 Scherfestigkeit	13
2.1.3 Steifigkeit	17
2.2 Dilatanz	19
2.3 Entfestigung/ Scherbänder	20
2.3.1 Scherbandneigung	21
2.3.2 Scherbanddicke	25
2.4 Anisotropie	26
2.5 Weitere Effekte	29
3 Experimentelle Arbeiten	31
3.1 Das Torsionsoedometer	31
3.1.1 Geräteprinzip	32
3.1.2 Interpretation des Torsionsoedometers	34
3.1.3 Numerische Untersuchung der Idealisierung	38
3.1.4 Diskussion	42
3.2 Kompressionsversuche	43
3.2.1 Der Steifemodul von Hostun-Sand	43
3.2.2 Steifigkeit bei verschiedenen Versuchsbedingungen	44
3.3 Scherversuche	52
3.3.1 Torsionsversuchsergebnisse	52
3.3.2 Triaxialversuchsergebnisse	55

3.3.3	Biaxialversuchsergebnisse	60
3.3.4	Scherfestigkeit von Sand unter verschiedenen Verformungs- randbedingungen	60
3.3.5	Scherfestigkeit im Torsionsscherversuch im Vergleich mit konventionellen Versuchen	63
3.3.6	Einfluß des Zustands auf die Scherfestigkeit	65
3.3.7	Diskussion	66
3.4	Zusammenfassung	66
4	Stoffgleichungen	69
4.1	Konzepte der Kontinuumstheorie	69
4.1.1	Elastizität	70
4.1.2	Plastizität	73
4.2	Das Hardening Soil Modell	77
4.2.1	Motivation, Ziele	77
4.2.2	Annahmen	78
4.2.3	Allgemeiner Ansatz	79
4.2.4	Steifigkeit	81
4.2.5	Fließfläche, Grenzbedingung und Verfestigung	82
4.2.6	Plastisches Potential	84
4.2.7	Zeitintegration	84
4.3	Kohäsionsentfestigung	88
4.3.1	Notwendigkeit der Regularisierung	88
4.3.2	Stand der Forschung im Bereich zementierter Sand	89
4.3.3	Integralkontinuum und Entfestigungsgesetz	91
4.3.4	Verifizierung	94
4.3.5	Diskussion	97
4.4	Spannungs- und Dichteabhängigkeit	98
4.4.1	Motivation	98
4.4.2	Mathematische Beschreibung	98
4.4.3	Verifizierung	99
4.5	2. Fließfläche (Kappe)	101
4.5.1	Motivation	101
4.5.2	Formulierung des Kappenmodells	102
4.5.3	Bestimmung der zusätzlichen Materialparameter und Fall- unterscheidung	103
4.5.4	Verifizierung des Kappenmodells an Elementversuchen	105
5	Geotechnische Randwertprobleme	109
5.1	Berechnung einer Spundwand	109
5.1.1	Berechnungsergebnisse Vollaushub	110
5.1.2	Bewertung	112
5.1.3	Parameterstudie	113

5.1.4	Diskussion	113
5.2	Berechnung einer Flachgründung	115
5.2.1	Randwertproblem und Diskretisierung	115
5.2.2	Berechnungsablauf	116
5.2.3	Berechnungsergebnisse	118
5.2.4	Diskussion	120
6	Zusammenfassung und Ausblick	121
	Summary and outlook	123
7	Anhang	127
7.1	Konstruktionsprinzip Torsionsoedometer	127
7.1.1	Geräteprinzip und Meßwerterfassung Prototyp I	127
7.1.2	Meßaufnehmer Prototyp I	127
7.1.3	Geräteprinzip Prototyp II	128
7.2	Ergänzungen HS-Modell	129
7.3	Ergänzende Bilder	130
	Literatur	138

Abbildungsverzeichnis

2.1	Oben: Einfluß des Seitendrucks σ_3 im Triaxialversuch auf die initiale Steifigkeit E_i und den Reibungs- bzw. Dilatanzwinkel φ_p, ψ_p , bei dichtem Karlsruhe-Sand; Unten: Einfluß der relativen Dichte D_r auf die initiale Steifigkeit E_i und den Reibungs- bzw. Dilatanzwinkel φ_p, ψ_p , von Karlsruhe-Sand bei konstantem Seitendruck $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$	9
2.2	Definition des Zustandparameters e_λ nach Cole (1967)	11
2.3	Konturen der Schubverzerrung γ im $((q/p):e_\lambda)$ -Raum für lockeren und dichten Leighton-Buzzard-Sand im Einfach-Scherversuch ($p = 10 - 200 \text{ kPa}$) nach Stroud (1971)	12
2.4	Grenzporozitäten für Hostun-Sand	12
2.5	Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Scherfestigkeit I: maximaler Reibungswinkel (Zitouni 1988)	15
2.6	Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Scherfestigkeit II: Darstellung in der Deviatorebene (Zitouni 1988)	15
2.7	Spannungs- und Dichteabhängigkeit der initialen Steifigkeit verschiedener Sande im Triaxialversuch nach Bard (1993)	17
2.8	Herleitung des Dilatanzwinkels für axialsymmetrische Verhältnisse durch Superposition zweier ebener Verformungsmechanismen (Schanz & Vermeer 1996)	20
2.9	Dünnschliff eines Scherbands (Schanz 1997)	21
2.10	Scherbandneigung $\Theta^* = 90^\circ - \Theta$ versus $\varphi_p^{ps} + \psi_p^{ps}$; $\square$: (Arthur et al. 1977); $\circ$: (Vardoulakis 1980); $\triangle$: (Desrues 1984)	22
2.11	Einfluß des Seitendrucks auf die Scherbandneigung $\Theta^* = 90^\circ - \Theta$ bei dichtem Hostun-Sand (Hammad 1991): $\bullet$, $90^\circ - \Theta$; $+$, Θ_C^* ; x , Θ_R^* ; $\star$, Θ_A^*	23
2.12	Einfluß der Kornverteilung und des Seitendrucks auf die Scherbandneigung Θ (Han 1991)	23
2.13	Dicke des Scherbands $2d_E$ im Biaxialversuch an Hostun-Sand als Funktion des Seitendrucks σ_c und des mittleren Korndurchmessers $d_{50\%}$ (Hammad 1991): $\bullet$, dichte Lagerung; $\circ$, lockere Lagerung. . .	25

2.14	Einfluß der Anisotropie (Richtung δ der Sedimentation) auf den bezogenen Reibungswinkel $\varphi_p(\delta)$ verschiedener dichter Sande im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 78.5 \text{ kPa}$)	26
2.15	Einfluß der Anisotropie (Richtung δ der Sedimentation) auf den mobilisierten Reibungswinkel φ_{mob} von dichtem Hostun-Sand ($e_0 \approx 0.62$) im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 78.5 \text{ kPa}$) nach Park & Tatsuoka (1994)	27
2.16	Einfluß der Anisotropie (Richtung δ der Sedimentation) und der Schubverzerrung γ auf die (Sekanten-) Steifigkeit G_{sek} im Biaxialversuch an dichtem Hostun-Sand ($\sigma_3 = 78.5 \text{ kPa}$, $e_0 = 0.62$) nach Tatsuoka (1997)	27
3.1	Idealisierung des Torsionsoedometers: erfaßte Meßgrößen (im Text: $\sigma \equiv \sigma_{yy}$, $\tau \equiv \sigma_{yx}$, $\gamma \equiv \gamma_{yx}$)	33
3.2	Mohrscher Spannungskreis für den Einfach-Scherversuch: Initial- (σ^0) und Endzustand (σ^f)	33
3.3	Einfachscherversuch: (a): ohne Volumenänderung, (b): mit Volumenänderung	34
3.4	Vergleich der Richtung der Hauptspannungen Θ mit der Richtung der Dehnungsraten ζ im Einfachscherversuch für mitteldichten Sand ($e_0 = 0.64$) nach Roscoe (1970)	35
3.5	Vollständige <i>Solid Disc</i> -Diskretisierung (SDM) und <i>Einfach-Scher</i> -Näherung (HCM) für 3-d Simulationen des Torsionsoedometers (halbe Netze)	39
3.6	Vergleich der beiden verschiedenen 3-d FEM-Diskretisierungen: <i>Solid Disk</i> Modell (SDM:●), <i>Einfach-Scher</i> Modell (HCM:○); Berechnungen mit dem HS-Modell, beschrieben in Kapitel 4	40
3.7	SDM-Diskretisierung: beobachteter Knotenpunkt 47, vertikaler Schnitt A zur Untersuchung der radialen Verzerrungen, Randbedingungen	40
3.8	3-d FE-Simulation der vollen Scheibe; oben: Radiale Dehnungen unter dem Meßring in Abhängigkeit der Mobilisierung der Scherfestigkeit für lockeren Sand; unten rechts: Kontraktanzverhalten in Pkt. 47; links unten: Spannungs-Dehnungsbeziehung in Pkt. 47	41
3.9	Drei experimentelle Spannungs-Dehnungskurven für lockeren Hostun-Sand ($e_0 = 0.89$) bei einaxialer Kompression und verhinderter Seitendehnung (Schanz & Vermeer 1997)	43
3.10	Drei experimentelle Spannungs-Dehnungskurven für dichten Hostun-Sand ($e_0 = 0.59$) bei einaxialer Kompression und verhinderter Seitendehnung (Schanz & Vermeer 1997)	44
3.11	Verhalten von Sand im Oedometerversuch und Definition des normierten Steifemoduls E_s^{ref}	45

3.12	Aus Oedometerversuchen bestimmte Werte für den Exponenten m (Schanz & Vermeer 1998)	45
3.13	Normierter Steifemodul verschiedener Sande aus Oedometerversuchen (Schanz & Vermeer 1998)	46
3.14	Verhalten von Sand im Triaxialversuch und Definition von E_{50}	47
3.15	Aus Triaxialversuchen bestimmte Werte für den Exponenten m (Schanz & Vermeer 1998)	47
3.16	Normierter Triaxialmodul bei verschiedenen Sanden (Schanz & Vermeer 1998)	48
3.17	Vergleich normierter Moduli aus Oedometer- und Triaxialversuch (Schanz & Vermeer 1998)	49
3.18	Torsionsscherversuche an lockerem ($e_0 = 0.89$) Hostun-Sand (Schanz et al. 1997)	52
3.19	Torsionsscherversuche an dichtem ($e_0 = 0.59$) Hostun-Sand (Schanz et al. 1997)	53
3.20	Torsionsscherversuche an Hostun-Sand (Mittelwerte)	53
3.21	Einfluß des <i>bedding error</i> auf die Spannungs-Dehnungskurve im Triaxialversuch an lockerem und dichtem Hostun-Sand	56
3.22	Triaxiales Spannungs-Dehnungsverhalten ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) von dichtem Hostun-Sand (Schanz & Vermeer 1996)	57
3.23	Triaxiales Spannungs-Dehnungsverhalten ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) von lockerem Hostun-Sand (Schanz & Vermeer 1996)	58
3.24	Vergleich Spannungs-Dehnungsverhalten von dichtem Hostun-Sand aus drei Labors ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$)	58
3.25	Spannungs-Dehnungsbeziehung im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$) nach Hammad (1991)	59
3.26	Maximale Scherfestigkeit unter ebener Verformungs- und Triaxialbedingung (Schanz & Vermeer 1996)	62
3.27	Vergleich der Dilatanz- und Reibungswinkel im ebenen Verformungszustand (Schanz & Vermeer 1996)	63
3.28	Vergleich des maximalen Reibungswinkels φ_p von Toyoura-Sand in verschiedenen Schergeräten ($\sin \varphi_p = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$)	64
3.29	Einfluß der Lagerungsdichte und des Seitendrucks σ_3 auf die Scherfestigkeit φ_p^{tr} von Hostun-Sand im Triaxialversuch ($\varphi_{cv} = 30^\circ$)	65
4.1	Darstellung der Fließfläche nach Ehlers (1995) im Hauptspannungsraum	74
4.2	Mechanisches Verhalten unter (triaxialer) deviatorischer Belastung	81
4.3	Verfestigende Fließfläche und Grenzbedingung in der p-q-Ebene	82
4.4	Equi- γ Linien (Tatsuoka & Ishihara 1974) von dichtem Toyoura-Sand im Triaxialversuch	83
4.5	1-dimensionale physikalische Interpretation der internen Länge l , mit $l = d_{50} = 0.5 \text{ mm}$ (Schanz 1998)	91

4.6	Last-Verschiebungskurven im Biaxialversuch ohne Regularisierung ($\sigma_3 = 25 \text{ kPa}$, $\varphi_p = 37^\circ$, $\psi_p = 7^\circ$, $c = 17 \text{ kPa}$, $E_{50}^{ref} = 30 \text{ MPa}$, $E_{ur}^{ref} = 120 \text{ MPa}$, $\nu_{ur} = 0.2$, $m = 0.5$)	93
4.7	Effektivität des modifizierten Integralkontinuums als Regularisierungsmethode	93
4.8	Verwendete Diskretisierungen	94
4.9	Experimentelle und berechnete Ergebnisse für einen triaxialen Kompressionsversuch an künstlich zementiertem Sand ($\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$, $\varphi_p = 48^\circ$, $\psi_p = 18^\circ$, $c = 500 \text{ kPa}$, $E_{50}^{ref} = 85 \text{ MPa}$, $E_{ur}^{ref} = 340 \text{ MPa}$, $\nu_{ur} = 0.29$, $m = 0.51$, Zementgehalt=6%; $\bar{h} = 6000$, $\alpha = 1.0$ und $l = 1.0$); obere Kurven: Deviatorspannungen, untere Kurven: Volumendehnungen	95
4.10	Lokalisierung der Schubverzerrungen unter Biaxialbeanspruchung: Qualitativer Vergleich der numerischen Simulation (links) mit dem Experiment (rechts); $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$, $\varphi_p = 37^\circ$, $\psi_p = 7^\circ$, $c = 12 \text{ kPa}$, $E_{50}^{ref} = 30 \text{ MPa}$, $E_{ur}^{ref} = 120 \text{ MPa}$, $\nu_{ur} = 0.2$, $m = 0.5$, $\bar{h} = 6000$, $l = 0.5 \text{ mm}$, $\alpha = 1.0$, 2.0	96
4.11	Vergleich der berechneten (•) und gemessenen Spannungs-Dehnungsbeziehung an lockerem Sand im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$) nach Hammad (1991)	96
4.12	Numerische Ergebnisse zum triaxialen ($\sigma_3 = 100/300 \text{ kPa}$) Spannungs-Dehnungsverhalten von Hostun-Sand unterschiedlicher Dichte ($e_0 = 0.6 - 0.8$, $e_{krit} = 0.89$, $e_{min} = 0.65$)	99
4.13	Triaxiales ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) Spannungs-Dehnungsverhalten von dichtem Hostun-Sand ($e_0 = 0.59$) im Vergleich mit numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung von Dichte- und Spannungseinflüssen (•)	100
4.14	Triaxiales ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) Spannungs-Dehnungsverhalten von lockerem Hostun-Sand ($e_0 = 0.89$) im Vergleich mit numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung von Dichte- und Spannungseinflüssen (•)	100
4.15	Fließflächen des erweiterten HS-Modells in der p-q- (links) und Deviatorebene (rechts)	103
4.16	Fließflächen des erweiterten HS-Modells im Hauptspannungsraum	104
4.17	Vergleich der berechneten (•) und gemessenen Oedometerversuche an lockerem Hostun-Sand (<i>HS-Modell mit Kappe</i>)	106
4.18	Vergleich der berechneten (•) und gemessenen Triaxialversuche an lockerem Hostun-Sand (<i>HS-Modell mit Kappe</i>)	106
4.19	Vergleich der berechneten (•, o) und gemessenen Oedometerversuche an dichtem Hostun-Sand (<i>HS-Modell mit Kappe</i>)	107
4.20	Vergleich der berechneten (•, o) und gemessenen Triaxialversuche an dichtem Hostun-Sand (<i>HS-Modell mit Kappe</i>)	107

5.1	FEM Simulation des Spundwandfeldversuchs (Wand: $EI = 2.03 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2/m$, $EA = 2.2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$): Zustand 7	110
5.2	Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen (●) Ergebnissen	111
5.3	Parameterstudie I: Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses E_{50}/E_{ur} auf die Erddruckverteilung	111
5.4	Parameterstudie II: Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses E_{50}/E_{ur} auf die Momentenbeanspruchung der Wand	112
5.5	Diskretisierung und Baugrundmodell	116
5.6	Spannungstrajektorien der Primärspannungszustände und des Grenz- zustands	117
5.7	Setzungsverhalten Flachgründung ohne Vorkonsolidation	118
5.8	Setzungsverhalten Flachgründung mit Vorkonsolidation	118
5.9	Vergleich gemessene/ gerechnete Setzungen über die Tiefe	119
5.10	Vergleich gemessene/ gerechnete Deflektionen über die Tiefe	119
7.1	Geräteprinzip des Torsionsoedometers (Prototyp I)	130
7.2	Prinzip der Meßwerterfassung und der Regelung des Torsionsoe- dometers	131
7.3	Meßaufnehmer des Torsionsoedometers (Prototyp I): Meßprinzip	132
7.4	Meßaufnehmer des Torsionsoedometers (Prototyp I): FEM Simu- lation	133
7.5	Entwicklung der Torsionsschergeräte (Bishop et al. 1971)	134
7.6	Geräteprinzip des Torsionsoedometers (Prototyp II)	135
7.7	Verifizierung HS-Modell I ($E_{ur}/E_{50} = 4.0$)	136
7.8	Verifizierung HS-Modell (Grundversion): Erdruchdruckbeiwert K_0	137
7.9	Verifizierung HS-Modell (Grundversion): Steifigkeitsverhältnis un- ter Kompressions- und Scherbeanspruchung	137

Tabellenverzeichnis

2.1	Spannungs- und Dichteabhängigkeit des Reibungswinkels φ_p	13
2.2	Eingangswerte in Glg. 2.5 für die Spannungs- und Dichteabhängigkeit des maximalen Reibungswinkels φ_p	14
3.1	Materialparameter für 3-d FEM-Simulationen	39
3.2	Kennwerte der 3 speziell untersuchten Sande	46
3.3	Nach DIN 18126 ermittelte Materialparameter für Hostun-Sand	55
3.4	Scherfestigkeit und Dilatanz von Hostun-Sand im Triaxialversuch	59
3.5	Reibungs- und Dilatanzwinkel von Hostun-Sand im Biaxialversuch nach Hammad (1991)	60
3.6	Reibungs- und Dilatanzwinkel von Hostun-Sand aus den verschiedenen Scherversuchen	63
4.1	Parameter für Berechnung der Versuche mit dem Kappenmodell	105
5.1	Bodenparameter für die Nachrechnung des Spundwandfeldversuchs	110

Verwendete Bezeichnungen

C_u	Ungleichförmigkeitszahl
$\overset{4}{D}$	Elastischer Materialtensor 4. Stufe
D_r	$= \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$: relative Dichte
E_0	Ruhedruckbeiwert
E_i	initiale Steifigkeit
E_{50}	Erstbelastungssteifigkeit
E_s	Steifemodul
E_{ur}	Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit
G_i	initialer Schubmodul
H	Verfestigungsmodul
I_1	$= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$: 1. Invariante des Spannungstensors
I_D	$= \frac{n_{max}-n}{n_{max}-n_{min}}$: Lagerungsdichte
J_2	$= \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$: 2. Invariante des Spannungsdeviators
c	Kohäsion
d_{50}	mittlerer Korndurchmesser
d_E	(halbe) Scherbanddicke
e	Porenzahl
e_0	Anfangsporenzahl
e_{krit}	kritische Porenzahl
f	Fließfunktion
g	plastisches Potential
$\bar{h}$	Entfestigungsmodul
h_s	Kornhärte
m	Exponent im Potenzgesetz (Steifigkeit)
n	Porenanteil
p	$= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$: mittlere Spannung
p_c	isotrope Vorkonsolidationsspannung
p^{ref}	Referenzdruck
q	$= \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)}$ (für den Triaxialzustand $q = \sigma_1 - \sigma_3$): Spannungsdeviator
q_f	maximaler Spannungsdeviator

Λ	plastischer Multiplikator
Θ/Θ^*	Scherbandneigung
δ	Richtung der Sedimentationsebene
ε	Verzerrungstensor
ε_v	$= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$: Volumendehnung
γ	$= \varepsilon_1 - \varepsilon_2 - \varepsilon_3$: Maß der Schubverzerrung
γ_d	Trockenwichte
φ_p	maximaler Reibungswinkel
φ_{cv}	Restscherfestigkeit
φ_{mob}	mobilisierter Reibungswinkel
ν_{ur}	Querdehnungszahl
ψ_p	maximaler Dilatanzwinkel
ψ_{mob}	mobilisierter Dilatanzwinkel
σ	Spannungstensor
σ^{ref}	Referenzspannung
σ_c	Konsolidationsspannung

e	elastischer Anteil
p	plastischer Anteil
ps	ebenen Verformungszustand
tr	Triaxialzustand
$\cdot$	Zeitableitung
E^{ref}	(normierter) Referenzmodul

Kapitel 1

Einleitung

Die hier vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zur Beschreibung von Reibungsmaterialien auf der Grundlage realer Erfahrungen liefern, mit dem letztendlichen Ziel einer wirklichkeitsnahen Prognose ihres mechanischen Verhaltens. Neben dem Begriff *Reibungsmaterialien* wird auch die Bezeichnung *granulare Materialien* verwendet.

Im Unterschied zu industriell hergestellten Werkstoffen des konstruktiven Ingenieurbaus, die in gewissen Grenzen als homogen angesehen werden können, handelt es sich bei Böden um Materialien mit zeitlicher und räumlicher Veränderung ihrer Eigenschaften. Zur Erfassung ihrer mechanischen Charakteristika bedarf es deshalb in der Regel Vereinfachungen und Annahmen: In der Geotechnik existieren vielfältige, bewährte Korrelationen und empirische Beziehungen, die es erlauben, das normalerweise beschränkte Detailwissen um die lokalen Verhältnisse zu erweitern bzw. zu ergänzen. Dabei ist es gängige Praxis, aufgrund der Klassifikation und der Beschreibung des aktuellen Zustands eines Bodens, Parameter seiner Steifigkeit und Festigkeit näherungsweise abzuschätzen, bzw. aus den Ergebnissen und Erfahrungen bezüglich verwandter Materialgruppen zu interpolieren.

Neben dieser Streuung der Materialkennwerte kommt normalerweise eine weitere Einschränkung hinzu: Geotechnische Erkundungsprogramme haben meistens, in Relation zum gesamten Bauprojekt, einen nur geringen Anteil an den Kosten. Diese Tatsache beschränkt in der Regel den Umfang der Feld- und Laboruntersuchungen auf ein absolutes Minimum. Derartig detaillierte Untersuchungen an einer einzigen Materialgruppe, wie in dieser Arbeit dargestellt, bleiben somit der Forschung vorbehalten.

Aus diesen Bemerkungen lassen sich wichtige Konsequenzen für die Modellierung des Stoffverhaltens von Geomaterialien ableiten. Die Grundlagenforschung im Bereich der Materialmodelle hat sowohl in der Geotechnik als auch in der Mechanik eine jahrzehntelange Tradition. Als Resultat dieser Aktivitäten steht heute eine breite Vielfalt von Stoffmodellen verschiedenster Art zur Verfügung. Zu beobachten ist jedoch die Tatsache, daß nur die wenigsten von ihnen den Weg in

die geotechnische Anwendung gefunden haben. Ein wesentlicher Grund hierfür scheint die mangelnde Anpassung der Modelle an die spezifischen Anforderungen einer Operationalisierung für die geotechnische Praxis zu sein: Ein umfassendes Modell zur Beschreibung von Böden mit wenigen, physikalisch motivierten Parametern existiert bis heute nicht und ist nach Meinung des Verfassers auch gar nicht nötig. Sinnvoll wäre im Gegenteil eine Art von Modellfamilie, in deren Mittelpunkt die Grundversion einer Stoffformulierung steht, welche die wesentlichen Eigenschaften der zu beschreibenden Bodengruppe erfaßt. Dazu werden Eingabeparameter verwendet, deren Größen dem Anwender bekannt sind, oder die begründet abgeschätzt werden können.

Diese Grundversion ist jederzeit um zusätzliche Eigenschaften zu erweitern, bzw. bei Änderung des Erkenntnisstands anzupassen. Beim Vorliegen spezieller Fragestellungen ist ein Mehraufwand zur Bestimmung von nicht standardmäßigen Parametern sicher zu rechtfertigen. Ein derartiger Weg wird in dieser Arbeit beschritten.

Denkbar ist auch die umgekehrte Vorgehensweise, bei der sehr differenzierte Modelle durch das Deaktivieren verschiedener Parametergruppen auf grundlegende Modelle zurückgeführt werden können.

Unter diesen Gesichtspunkten gliedert sich die Vorgehensweise im Rahmen der vorliegenden Arbeit, basierend auf alltäglichen Erfahrungen mit Phänomenen granularer Stoffe¹, in folgende Schritte:

Im hieran anschließenden Kapitel 2 werden verschiedene typische Eigenschaften granularer Materialien allgemein beschrieben und die zu Grunde liegenden physikalischen Zusammenhänge analysiert.

In Kapitel 3 werden unterschiedliche, im Labor gewonnene Resultate an granularen Stoffen präsentiert und diskutiert. Neben Ergebnissen aus der Literatur wurden dazu ergänzende Versuche mit unterschiedlichsten Verformungs- und Spannungsrandbedingungen durchgeführt. Dabei konzentrierte sich die Materialauswahl hauptsächlich auf einen ausgewählten, international bekannten Sand. Dadurch sind Vergleiche zwischen den verschiedenen Versuchen an mehreren Instituten, unabhängig von Einflüssen der Kornform, Korngrößenverteilung und der mineralogischen Zusammensetzung, möglich.

Ein wesentlicher Bestandteil dieses Kapitels ist außerdem die Einführung eines neu entwickelten Versuchgeräts und der Vergleich bzw. die Einordnung der damit gewonnenen Ergebnisse mit Ergebnissen aus herkömmlichen Versuchsgaräten.

In Kapitel 4 wird, aufbauend auf diesen experimentellen Erfahrungen, eine neue Stoffformulierung im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie eingeführt. Das

¹Jeder Strandurlauber kennt z. B. die Veränderung der Sandfarbe beim Betreten von wassergesättigtem Sand in der unmittelbaren Umgebung des Fußes oder das allmähliche Zusammenfließen von Löchern im Sand, welche unter den Grundwasserspiegel reichen.

Modell wird im Vergleich zu anderen Möglichkeiten der Materialformulierung diskutiert. Mittels der numerischen Simulation von Elementversuchen läßt sich zeigen, daß das Modell in der Lage ist, wesentliche Effekte von granularen Materialien unter verschiedenen Randbedingungen sowohl qualitativ als auch quantitativ zufriedenstellend zu beschreiben. Ergänzend werden die Einschränkungen dieser Materialformulierung diskutiert.

Im folgenden Kapitel 5 wird dieses Stoffmodell auf zwei unterschiedliche Randwertprobleme angewandt. Zusätzlich zu diesen Nachrechnungen werden mehrere Parameterstudien bezüglich der Sensitivität verschiedener Materialkennwerte durchgeführt und diskutiert.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick, gefolgt von einer umfangreichen Zusammenstellung der bezüglich der behandelten Themen relevanten Literatur.

Introduction

This thesis presents a contribution to the description of granular frictional materials on the basis of real experience, the ultimate goal being a realistic prognosis of their mechanical behaviour. As well as the term *frictional materials*, the term *granular materials* is also used.

In contrast to industrially produced materials in structural engineering, which may be regarded as being homogeneous within certain limits, soils are materials whose properties change as a function of time and of space. To determine their mechanical characteristics it is therefore necessary to make various simplifications and assumptions. Very many well-tried correlations and empirical relationships are known to geotechnical engineering, which allow us to extend or supplement our generally fairly limited knowledge of local conditions. It is usual practice, on the basis of a soil's classification and the description of its current state, to make approximate estimates of the parameters expressing its stiffness and strength or to interpolate from data on and experience with related groups of materials.

In addition to this scattering of characteristic material values, a further limitation usually applies: geotechnical surveying programs generally account for only a small proportion of the overall costs of a building project. This cuts down the scale of field and laboratory tests to the absolute minimum. The kind of detailed tests on a single material group described in this thesis are therefore only feasible in a research context.

Important consequences for the modelling of the behaviour of geomaterials can be derived from the above remarks. Basic research on material models has a tradition stretching back decades, both in geotechnical engineering and in mechanics. As a result of these research efforts a whole range of constitutive models are available today. However, it can be observed that very few of these have

found their way into everyday geotechnical practice. One significant reason for this appears to be that the models have not been adapted to make them meet practical requirements. To date there is no comprehensive model for the description of soils with a small number of physically motivated parameters, and in the opinion of the author such a model is not in fact what is needed. On the contrary, it would be useful to have at one's disposal a range of models around a central basic version of a constitutive model which accounts for the principal properties of the soil group in question. The input parameters used for this should be ones whose magnitude the user either knows or for which a well-founded estimate can be made.

This basic version should be able to be extended at any time to include additional properties or to be modified to take account of new insights. For special problems the extra effort required to determine nonstandard parameters can easily be justified. Such an approach will be taken by this thesis.

It is also conceivable to proceed the other way around: arriving at basic models by deactivating various parameter groups of very detailed models.

Against this background and on the basis of everyday experience with the phenomenon of granular materials, this thesis is divided into the following steps:

In the next chapter, Chapter 2, various typical properties of granular materials will be described at a general level, and the underlying physical interrelationships analysed.

Chapter 3 will present and discuss different laboratory results on granular materials. Data found in the literature will be supplemented by results of tests with the most varied deformation and stress boundary conditions. The main material selected is an internationally well-known sand. This makes it possible to make comparisons between different tests carried out at different institutes, independently of the influences of the grain shape, grain-size distribution and mineralogical composition.

A further important element of this chapter is the introduction of an innovative testing instrument and the categorisation of the data obtained from it as well as a comparison with data from conventional test instruments.

Chapter 4 introduces a new constitutive model in the context of classical plasticity theory which builds on the experimental knowledge gained. The model is discussed and compared to other ways of developing constitutive models. Numerical simulations of *element tests* can demonstrate that the model is able to adequately describe the principal effects of granular materials under various conditions, both qualitatively and quantitatively. The limitations of this constitutive model are also discussed.

In the following chapter, Chapter 5, this constitutive model is applied to two

different boundary value problems. In addition to these backcalculations several parameter studies relating to the sensitivity of various characteristic material values are conducted and discussed.

The thesis concludes with a summary and outlook, followed by an extensive collection of literature references relevant to the topics discussed.

Kapitel 2

Reibungsmaterialien

Im Mittelpunkt dieser Arbeit steht das mechanische Verhalten der sogenannten *Reibungsmaterialien*. Diese Benennung wird oft im gleichen Zusammenhang mit den Begriffen *nichtbindige Materialien* und *granulare Materialien* verwendet. Diese Materialgruppe umfaßt die natürlichen Böden Schluff, Sand und Kies, und die künstlichen Stoffe Puder und (Glas-) Kugelpackungen. Die dokumentierten experimentellen Ergebnisse beziehen sich im allgemeinen auf einen ausgewählten Sand, für den umfangreiche Versuchsdaten vorliegen.

Bei genauerer Analyse tritt das Phänomen auf, daß auch *Reibungsmaterialien* eine Art von Kohäsion (u. a. Kapillarkohäsion, Zementierung) zeigen können, welche jedoch andere physikalische Ursachen als die Kohäsion von bindigem Ton hat.

In diesem Kapitel werden zunächst typische Eigenschaften granularer Materialien dargestellt, welche sie von anderen Materialgruppen unterscheiden.

Granulare Materialien zeigen im Experiment u. a. folgende typische Eigenschaften:

- Werden Proben granularer Materialien belastet und anschließend die Last wieder entfernt, so treten irreversible, d. h. nicht-elastische Verformungen auf.
Rein elastisches Verhalten ist, wenn überhaupt, nur für sehr kleine Verformungen, $\epsilon \approx 10^{-6}$, zu beobachten.
- Die Steifigkeit granularer Materialien nimmt mit dem Druck und der Dichte zu. Sie kann außerdem von der Beanspruchungsrichtung relativ zur Struktur des Materials abhängen.
- Werden granulare Materialien unter konstantem Druck abgescher, kann es zu Volumenänderungen kommen. Das Maß dieser Volumenänderungen hängt wiederum von der Dichte und dem Druck ab. Unter konstantem Volumen kann es bei Scherbeanspruchung zur Änderung des Drucks kommen.

- Bei einer Beanspruchung eines Probenelements über die Maximalfestigkeit hinaus, kann es zu einem Übergang des ursprünglich homogenen Zustands in einen inhomogenen Zustand kommen. Dabei kann eine Lokalisierung der Dehnungen in Form von z. B. Scherbändern auftreten.
- Unter fortgeführter monotoner Scherbeanspruchung bei konstantem Druck wird ein *kritischer* Grenzzustand erreicht, der sich durch verschwindende Raten der Schubspannung und der Volumendehnung auszeichnet.

Plant man Versuche an Reibungsmaterialien, so sind, unter Beachtung der genannten Beobachtungen, folgende Fragen zu berücksichtigen:

Versuche werden niemals ihrerseits wegen geplant und durchgeführt. Sie müssen vielmehr auf das zu beobachtende Objekt und das zu untersuchende Phänomen hin ausgelegt werden. Dabei spielen neben Fragen der maßgeblichen Versuchsrandbedingungen auch solche des Maßstabs eine entscheidende Rolle. Oft steht man vor dem Dilemma, daß man den Effekt bzw. das Ergebnis schon grob kennen sollte, um einen Versuch erfolgsversprechend zu gestalten. Dabei handelt es sich in der Regel um eine Anpassung der Versuchsdurchführung in der Zeit (Versuchsdauer und -geschwindigkeit) und in der Geometrie (Probengröße und Meßeinrichtung) an die Eigenschaften des Materials.

Da sich Versuchskörper aus granularen Stoffen jedoch selbst unter anfänglich homogenen Randbedingungen inhomogen verhalten können, d. h. in *Elementversuchen* können sich ungleichförmige Verschiebungsfelder entwickeln, kommt der lokalen Beobachtung von Versuchsproben eine zentrale Bedeutung zu.

Eine grundlegende Bedeutung im Bereich der Forschung zur Beobachtung von Materialproben granularer Stoffe haben die verschiedenen Arbeiten von ODA (Oda 1972a, Oda 1972b, Oda 1972c, Oda & Konishi 1974). Dieser analysierte erstmals auf mikroskopischem Wege, mittels der Auswertung von Dünnschliffen, die Strukturveränderung von Sand, beschrieben über die Richtungsentwicklung der Kontakte bei unterschiedlichen Belastungen. Das heute allgemein akzeptierte Modell der Lastabtragung in Form von Lastkonzentrationen (*columns*) und deren unterstützende, seitliche Bettung, geht auf diese Arbeiten zurück.

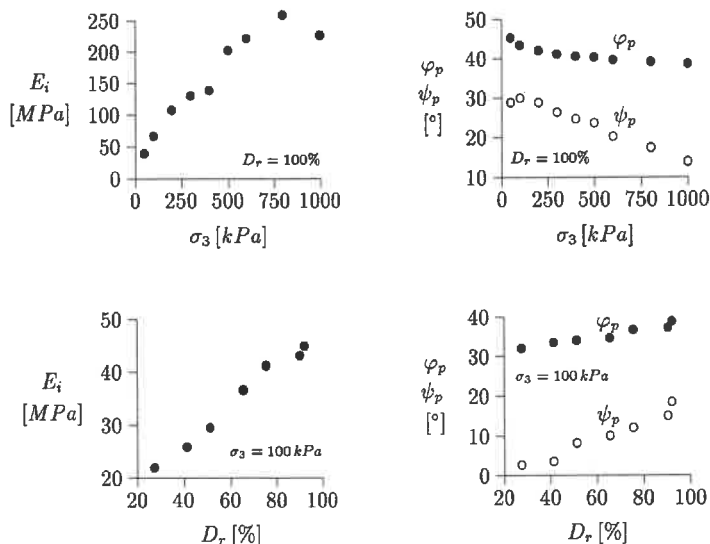


Bild 2.1: Oben: Einfluß des Seitendrucks σ_3 im Triaxialversuch auf die initiale Steifigkeit E_i und den Reibungs- bzw. Dilatanzwinkel φ_p, ψ_p , bei dichtem Karlsruhe-Sand; Unten: Einfluß der relativen Dichte D_r auf die initiale Steifigkeit E_i und den Reibungs- bzw. Dilatanzwinkel φ_p, ψ_p , von Karlsruhe-Sand bei konstantem Seitendruck $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

2.1 Spannungs- und Dichteabhängigkeit

Bei der Beschreibung des mechanischen Verhaltens granularer Materialien kommt der Spannungs- und Dichteabhängigkeit eine besondere Bedeutung zu: Gewöhnlich ist man in der geotechnischen Praxis nicht in der Lage, die Scherfestigkeit und Steifigkeit an ungestörten Proben zu bestimmen. Man muß vielmehr gestörte Proben einer oder mehrerer Lagerungsdichten herstellen, und mit daran gewonnenen Ergebnissen auf die in der Natur tatsächlich vorherrschenden Verhältnisse interpolieren. Dabei ist zu beachten, daß sich zusätzlich ein Einfluß der Kornform und -rauigkeit, der (mittleren) Korngröße und der Kornverteilung beobachten läßt.

Zur Motivation dieses Sachverhalts zeigt Bild 2.1 beispielhaft den Einfluß des Spannungsniveaus und der Lagerungsdichte auf die mechanischen Eigenschaften von trockenem Karlsruhe-Sand. Dazu sind umfangreiche triaxiale Kompressions-

versuche (Kolymbas & Wu 1990) ausgewertet worden¹.

Die in Bild 2.1 dargestellten Werte für φ_p und E_i wurden aus Wu (1992), die Werte für ψ_p aus Herle (1998a) übernommen. Der Dilatanzwinkel wurde dort nach der *heuristischen* Glg. 2.1 ermittelt. Die in Kapitel 3 durchgeführten Auswertungen beruhen im Unterschied dazu auf Glg. 2.15, die sich theoretisch herleiten läßt (siehe Abschnitt 2.2).

$$\tan \psi_p = -\frac{\dot{\epsilon}_1 + 2\dot{\epsilon}_3}{\dot{\epsilon}_1} \quad (2.1)$$

Die zitierten Triaxialversuche erfolgten ohne Messung der lokalen, axialen Verformung, die dadurch stark überschätzt wurde. Dies führte zu unrealistisch geringen Werten für die initiale, axiale Steifigkeit. Im Gegensatz dazu ergeben sich für dichten Sand, bei Berücksichtigung von lokalen Verformungen, Werte in der Größenordnung von $E_i \approx 300 \text{ MPa}$ (siehe z. B. Bilder 2.7 und 2.16). Auf die wesentliche Ursache dieser Fehlmessung, den sogenannten *Bettungsfehler*, wird in Abschnitt 3.3.2 näher eingegangen.

In dieser Arbeit bezeichnen σ_1 , σ_2 und σ_3 die Hauptspannungen, $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ die mittlere Spannung und $q = \sigma_1 - \sigma_3$ die Differenz der maximalen und minimalen Hauptspannungen. Druckspannungen und Volumenverringern werden mit positiven Vorzeichen genannt. Gebräuchlich ist zur Beschreibung der Lagerungsdichte die Angabe der Porenzahl e (Porenvolumen/ Volumen der Festsubstanz). In den folgenden Abschnitten wird detailliert auf den Einfluß der Dichte und des Spannungsniveaus bezüglich der Scherfestigkeit und der Steifigkeit eingegangen.

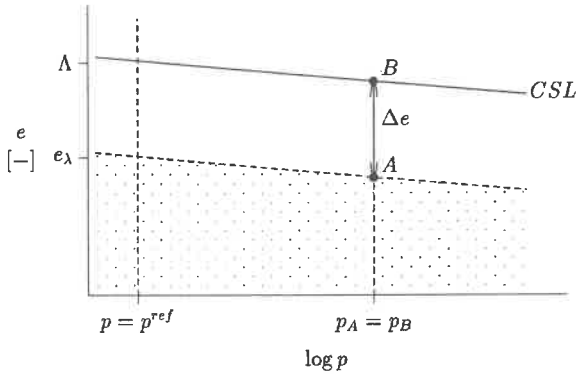
2.1.1 Der Zustand granularer Materialien

Die Beschreibung des *Zustands* eines Materials beinhaltet eine Berücksichtigung des aktuellen Spannungsniveaus und der aktuellen Dichte in bezug auf einen Referenzwert. Durch die Berücksichtigung des Zustands einer Versuchsprobe ist es möglich, Ergebnisse von Versuchen unterschiedlicher Dichte bzw. Spannungsniveaus miteinander zu vergleichen.

Zu einer solchen Beschreibung existieren in der Literatur unterschiedliche Ansätze. Eine große Bedeutung haben Formulierungen auf Grundlage der *Critical State* Theorie (Schofield & Wroth 1968, Wood 1990) gewonnen: Zusätzlich zu einer Darstellung im 2-dimensionalen (p-q-) Spannungsraum kommt als dritte Dimension die aktuelle Dichte hinzu. In diesem Konzept bezeichnet weiterhin die *Critical State Line* (CSL) den Ort solcher Zustände, die, z. B. im Triaxialversuch, die folgenden Bedingungen erfüllen:

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{q} = \dot{p} = 0, \quad (2.2)$$

¹Eine frühere Zusammenstellung solcher Versuchsdaten findet sich u. a. bei Lee (1970). Wegen der damals noch wenig entwickelten Versuchstechnik sind die dort dokumentierten Ergebnisse vorrangig von qualitativer Bedeutung.

Bild 2.2: Definition des Zustandparameters e_λ nach Cole (1967)

d. h. für ein fortgesetztes Abscheren im kritischen Zustand, $\dot{\gamma} \neq 0$, kommt es zu keinen Veränderungen im Spannungszustand und dem Volumen des betrachteten Bodenelements e_v . Es stellt sich die *kritische* Porenzahl $e = e_c$ ein.

Zur Vereinfachung dieser Darstellung im p - q - e -Raum führt Cole (1967) den Parameter e_λ entsprechend Bild 2.2 ein. Dort ist über der mittleren Spannung p im logarithmischen Maßstab die Porenzahl e aufgetragen. Die CSL wird in Bild 2.2 durch die Gleichung $e = e_c = \Lambda - \lambda \cdot \log(p/p^{ref})$ beschrieben. Sie bildet eine Referenzlinie für den Vergleich mit dem jeweils aktuellen Zustand: Wird der Zustand einer Probe z. B. durch den Punkt A erfaßt, d. h. es sind die mittlere Spannung p_A und die Porenzahl e_A gegeben, so kann der Unterschied zu der bei gleichem Spannungsniveau $p_B = p_A$ korrespondierenden Porenzahl auf der CSL, e_B , durch $\Delta e = e_B - e_A$ beschrieben werden. Eine weitere Probe bei einem anderen Spannungsniveau, welche den gleichen Wert Δe aufweist, liegt demnach auf einer zur CSL parallelen Linie, die durch e_λ charakterisiert ist. Dieser Zustandsparameter e_λ ist für die Referenzspannung $p = p^{ref} = 100 \text{ kPa}$ definiert. Die physikalische Relevanz dieser Definition wurde von Stroud (1971) mittels experimenteller Ergebnisse belegt. In Bild 2.3 wird gezeigt, daß man die totalen Schubdehnungen γ in einem Einfachschererversuch mit

$$\gamma = \gamma\left(\frac{q}{p}, e_\lambda\right) \quad (2.3)$$

eindeutig aus dem Spannungsverhältnis und e_λ ermitteln kann.

Dieses Konzept zur Beschreibung des Zustands wird in der Literatur oft fälschlicherweise Been & Jefferies (1985) zugeschrieben. Diese haben es jedoch nur von Cole (1967) übernommen.

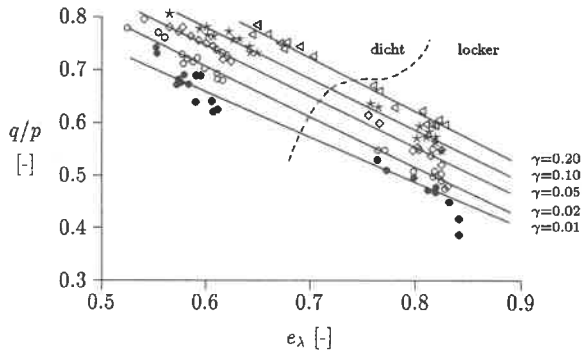


Bild 2.3: Konturen der Schubverzerrung γ im $((q/p):e_\lambda)$ -Raum für lockeren und dichten Leighton-Buzzard-Sand im Einfach-Scherversuch ($p = 10 - 200 \text{ kPa}$) nach Stroud (1971)

Eine weitere Betrachtungsweise beruht auf der Definition sogenannter *Grenzporenzahlen*: Nach Bauer (1996) und Gudehus (1996) existiert entsprechend Glg. 2.4 ein Zusammenhang zwischen der Dichte e und dem Druck p . Die Größe des Drucks p wird auf die Kornhärte h_s bezogen:

$$e = e_0 \cdot \exp \left[- \left(\frac{3p}{h_s} \right)^n \right] \quad (2.4)$$

Dabei variiert die Porenzahl e zwischen den beiden wiederum analog Glg. 2.4 spannungsabhängigen Grenzen e_d und e_i , die einer maximal kleinsten bzw. ma-

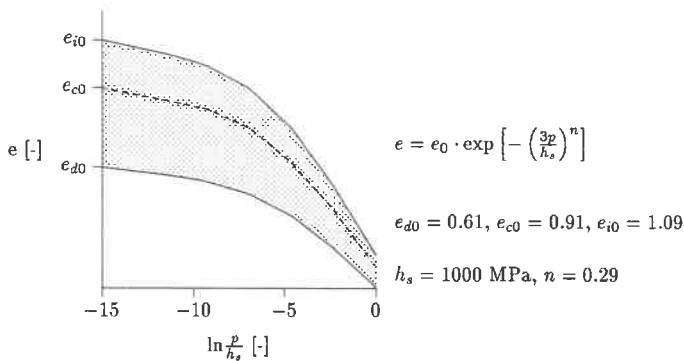


Bild 2.4: Grenz-porenzahlen für Hostun-Sand

ximal größten Lagerungsdichte entsprechen. e_c bezeichnet zusätzlich diejenige Porenzahl bei Erreichen des kritischen Zustands. Sie ist analog Glg. 2.4 auch für $p = 0$ definiert und geht für sehr hohe Drücke gegen 0.

In Bild 2.4 sind die Verhältnisse für Hostun-Sand mit den Parametern nach di Prisco, Miotto & Nova (1995) und Herle (1998a) dargestellt.

Die eigenen Arbeiten in Kapitel 4.4 beziehen sich auf dieses letztgenannte Konzept.

2.1.2 Scherfestigkeit

Eine zentrale Beobachtung im Rahmen von Experimenten an granularen Materialien ist die graduelle Abnahme des Reibungs- und Dilatanzwinkels mit zunehmendem Spannungsniveau. Diese Erscheinung wird *Barotropie* genannt. Sie ist zusätzlich an die aktuelle Dichte des Materials gekoppelt, was dazu führt, daß sich dichte Proben bei hohem Spannungsniveau ähnlich wie lockere Proben bei niedrigem Spannungsniveau verhalten. Dieser Effekt der Dichteabhängigkeit wird auch *Pyknotropie* genannt.

Zur Erfassung der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels existieren unterschiedliche Vorschläge in der Literatur. Umfangreiche Übersichten zu diesem Thema geben u. a. Schultze (1968) und Kolymbas & Wu (1990).

Tabelle 2.1 gibt einen Überblick über Formulierungen sowohl zur Spannungs- als auch zur Dichteabhängigkeit des Reibungswinkels. Zusätzlich sind mittlere Werte für die jeweils verwendeten Parameter angegeben.

Auch in jüngerer Zeit finden sich Forschungsarbeiten zu diesen Fragen. So geht Glg. 2.5 auf einen Vorschlag von Hettler & Gudehus (1988) zurück:

$$\sin \varphi_p = \frac{\sin \varphi_p^{ref}}{\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_3^{ref}}\right)^\beta + \sin \varphi_p^{ref} \left[1 - \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_3^{ref}}\right)^\beta\right]} \quad (2.5)$$

Tabelle 2.1: Spannungs- und Dichteabhängigkeit des Reibungswinkels φ_p

(Brinch Hansen & Lundgren 1960)	$\varphi_p = C_1 \cdot \log e_0$		
(Idel 1960)	$\tan \varphi_p = -C_1 n_0 + C_2$		
(Schultze 1966)	$\cot \varphi_p = C_1 e_0 + C_2$		
(Brinch Hansen 1967)	$\sin \varphi_p = C_1 - C_2 n_0$	$4.51 > C_1 > 0.60$	$0.74 > C_2 > -1.45$
(Caquot & Kérisel 1967)	$\tan \varphi_p = \frac{C_1}{e_0}$	$0.86 > C_1 > 0.24$	
(Leon 1934)	$\tan \varphi_p = \frac{C_1}{\sqrt{\sigma_n}}$		
(Herbst 1964)	$\tan \varphi_p = C_1 - C_2 \sigma_n$	$C_1 = \frac{e_{krit} - e_{min}}{e_0 - e_{min}}$	$C_2 = \frac{C_3}{e_0 - e_{min}}$
(Moussa 1967)	$\tan \varphi_p = C_1 \sigma_n^{(2-1)}$	$C_1 = e^{C_{11} + C_{12} D_r}$	$C_2 = C_{21} + C_{22} D_r$
(Brinch Hansen 1967)	$\sin \varphi_p = \frac{C_1}{C_2(\sigma_m + C_3)\sigma_n}$	$C_1 = 1.09, C_2 = 1.04 + e_0^2,$ $C_3 = 0.25, C_4 = 0.05$	

Tabelle 2.2: Eingangswerte in Glg. 2.5 für die Spannungs- und Dichteabhängigkeit des maximalen Reibungswinkels φ_p

	φ_p^{ref} [°]	σ_3^{ref} [kPa]	β	D_r [%]
Degebo-Sand	40	50	0.1	35
Eastern-Scheldte-Sand	48	150	0.08	55
Darmstadt-Sand	43.8	50	0.1	85
Karlsruhe-Sand	40	50-300	0.0	90

Für die Größen φ_p^{ref} und β werden in Tab. 2.2 für bestimmte Bereiche des Seitendrucks Ergebnisse für unterschiedliche Sande angegeben. Unterhalb ($\sigma_3 < 10 - 300 \text{ kPa}$) und oberhalb ($\sigma_3 > 3 \text{ MPa}$) zweier Schwellwerte verschwindet der Einfluß der Barotropie. Diese Schwellwerte hängen sehr stark von der Kornverteilung, der Kornform und der Mineralogie ab. Oberhalb der sogenannten *Breakdown*-Spannung sind alle Dilatanzeffekte verschwunden, die Scherfestigkeit hängt nicht von der Anfangslagerungsdichte ab. Sie ist eine reine Funktion der Kornverteilung und Mineralogie.

Einen anderen, nicht dimensionsechten Ansatz zur Berücksichtigung des Spannungs- und Dichteinflusses auf die Scherfestigkeit gibt Bolton (1986) an, der einen, einheitlichen residualen Wert für den Reibungswinkel φ_{cv} annimmt.

Umfangreiche Auswertungen von Versuchen an unterschiedlichen Sanden führen zu den empirischen Beziehungen zwischen den maximalen Reibungswinkeln unter Biaxial-, φ_p^{ps} , bzw. Triaxialbedingungen, φ_p^{tr} , der relativen Lagerungsdichte I_D und der mittleren Spannung p (in kPa) nach den Glgn. 2.6 und 2.7.

$$\varphi_p^{ps} - \varphi_{cv} \approx 5 \cdot (I_D(10 - \ln p) - 1) \quad (2.6)$$

$$\varphi_p^{tr} - \varphi_{cv} \approx 3 \cdot (I_D(10 - \ln p) - 1) \quad (2.7)$$

Die weiteren Vorschläge zur Dichteabhängigkeit der Scherfestigkeit, die auch in Tab. 2.1 aufgeführt sind, beruhen teilweise auf theoretischen Überlegungen an Kugelpackungen, statistischen Ergebnissen und auch auf rein empirischen Ansätzen. Allgemein läßt sich feststellen, daß der Einfluß des Spannungsniveaus mit zunehmender Dichte ansteigt. Insbesondere stellt Schultze (1968) fest, daß unterhalb der *kritischen* Lagerungsdichte kein Dichteinfluß auf die Scherfestigkeit zu beobachten ist. Der einfache, in Tab. 2.1 dargestellte, Ansatz nach Caquot & Kérisel (1967) hat sich in der Laborpraxis bewährt, was sich u. a. durch seine Aufnahme in die EAU (1990) widerspiegelt.

Ein weiterer, wesentlicher Einfluß sind die Versuchsrandbedingungen (*Einfluß der mittleren Hauptspannung*), auf den auch in Abschnitt 3.3.4 eingegangen wird: Trägt man den maximalen Reibungswinkel ϕ_p über dem Wert $b = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_1 - \sigma_3}$, welcher ein Maß für die mittlere Hauptspannung ist, auf, so ergibt sich für Hostun-Sand nach Zitouni (1988) Bild 2.5, bzw. bei einer (qualitativen) Darstellung in der

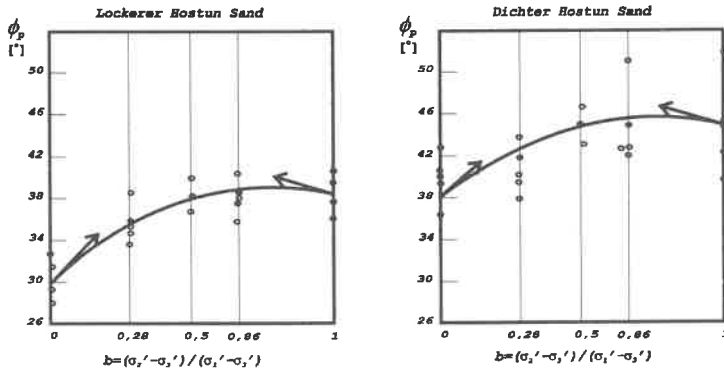


Bild 2.5: Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Scherfestigkeit I: maximaler Reibungswinkel (Zitouni 1988)

Deviatorebene Bild 2.6. Der dort untersuchte Sand entspricht in seiner Mineralogie und Kornverteilung sehr gut dem in Kapitel 3 untersuchten Material. Der Minimalwert $b = 0$ bezeichnet hier den Extensions-, der Maximalwert $b = 1$ den Kompressionszustand. Die verfügbaren Daten zeigen zunächst für gleiche Werte von b eine relativ große Streuung. Allgemein kann man jedoch für Hostun-Sand

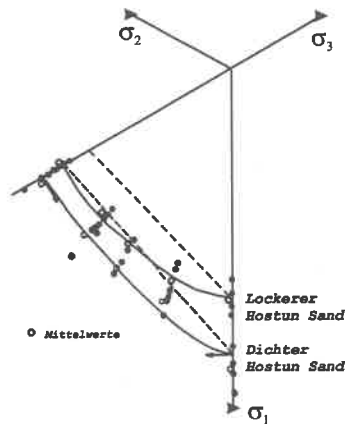


Bild 2.6: Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Scherfestigkeit II: Darstellung in der Deviatorerebene (Zitouni 1988)

eine deutliche Abhängigkeit der Scherfestigkeit von b feststellen. Dabei nimmt die Scherfestigkeit, wenn b von $0 \rightarrow 0.5$ ansteigt, zu.

Im ebenen Scherversuch ergeben sich mit zunehmender Lagerungsdichte größere Werte der Scherfestigkeit als im axialsymmetrischen Versuch ². Wenn b über 0.5 ansteigt, erreicht die Scherfestigkeit ein Maximum zwischen 0.5 und 0.7 und fällt gegen $b = 1$ wieder ab.

Im Gegensatz zu diesen Ergebnissen wird für dichten Karlsruhe-Sand (Goldscheider 1982) nur ein maximaler Unterschied von $\Delta\varphi_p \leq 2^\circ$ angegeben.

²Ein Vergleich von Ergebnissen bezüglich der Scherfestigkeit aus Direktscherversuchen mit denen aus Triaxialversuchen für dichten Sand (Taylor 1939) liefert maximal um 2 Grad höhere Werte für den Direktscherversuch.

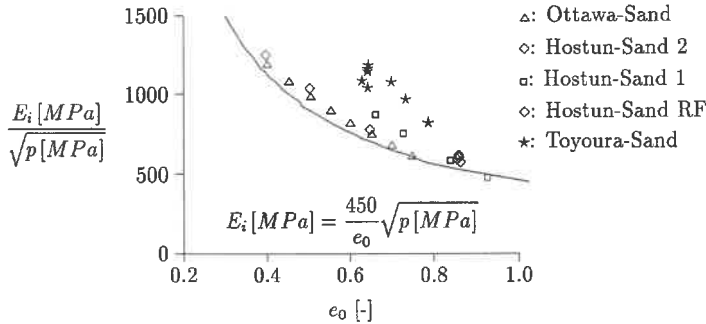


Bild 2.7: Spannungs- und Dichteabhängigkeit der initialen Steifigkeit verschiedener Sande im Triaxialversuch nach Bard (1993)

2.1.3 Steifigkeit

Wie bereits bei der Scherfestigkeit beobachtet, läßt sich auch bei der Steifigkeit eine Abhängigkeit von der Dichte und dem Spannungsniveau feststellen. Der deswegen notwendigen Angabe eines zugehörigen Spannungsbereichs für eine gewisse Steifigkeit kommt z. B. bei der Verwendung von Steifemodulen im Rahmen einer linearen Elastizitätstheorie zur Berechnung von Setzungen eine wichtige Bedeutung in der geotechnischen Praxis zu.

Ein allgemeiner³, jedoch nicht dimensionsechter Ansatz (Bard 1993) zur Beschreibung des Steifigkeitsmoduls E_{sek} im Triaxialversuch (initiale Porenzahl e_0 , mittlere Spannung p) lautet

$$E_{sek} [MPa] = \frac{450}{e_0} (p [MPa])^m \quad (2.8)$$

Dabei steigt der Exponent m mit zunehmender axialer Stauchung von $m \approx 0.5$ für die initiale Steifigkeit E_i ($\epsilon_1 = 3 \cdot 10^{-5}$) bis auf $m \approx 0.7$ für $\epsilon_1 = 3 \cdot 10^{-3}$ an. Bild 2.7 zeigt die Anwendung von Glg. 2.8 für die initiale Steifigkeit E_i mehrerer Sande unterschiedlicher Dichte im Triaxialversuch.

Ihre einfache Form macht Glg. 2.8 zu einer guten ersten Näherung an die im Experiment zu beobachtenden Verhältnisse.

Ein weiterer Ansatz zur Berücksichtigung sowohl der Dichte als auch des Spannungsniveaus auf die Steifigkeit geht auf Hardin & Black (1969) zurück. Glg. 2.9 beschreibt den maximalen Schubmodul G_i , bezüglich der Dehnungen vergleich-

³Glg. 2.8 beschreibt, mit einheitlich $m = 0.5$, die Abhängigkeit der initialen Steifigkeit E_i von der Porenzahl für Ton ($w_L < 0.5$), Schluff und Sand (Biarez & Hicher 1994)

bar mit Werten aus Resonant-Column-Versuchen, als Funktion des Drucks p , der Porenzahl e und des Überkonsolidationsverhältnisses OCR :

$$G_i [MPa] = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_i [MPa] = 3.23 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sqrt{p [kPa]} OCR^k \quad (2.9)$$

Die Brauchbarkeit dieses empirischen Ansatzes konnte neben Ton auch für Sand gezeigt werden (Lanzo, Vucetic & Doroudian 1997).

Für einen fiktiven Boden ($e = 0.5$, $OCR=1.0$, $\nu_{ur} = 0.3$ und $p = 100 \text{ kPa}$) ergeben sich exemplarisch, mit $E_i = 284 \text{ MPa}$ nach Glg. 2.8 bzw. $E_i = 340 \text{ MPa}$ nach Glg. 2.9, Werte der initialen Steifigkeit in ähnlicher Größenordnung.

In der Literatur überwiegen darüber hinaus die Ansätze zur ausschließlichen Berücksichtigung des Spannungsniveaus. Der erste Ansatz dieser Art geht mit Glg. 2.10 für den Steifemodul im Oedometerversuch auf Ohde (1939, 1951) zurück:

$$E_s = K_{Ohde} \sigma^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma^{ref}} \right)^m \quad (2.10)$$

Vor allem in der angelsächsischen Literatur wird dieser Ansatz fälschlicherweise Janbu (1963) zugeschrieben, der ihn zusätzlich auf die Beschreibung von Steifigkeiten im Triaxialversuch anwandte.

In den folgenden Jahren wurden verschiedene Formulierungen für tangential (Erstbelastungs-) Moduli E_T in einem Triaxialversuch als Funktion des initialen Moduls und der zugehörigen Scherbeanspruchung s aufgestellt.

$$E_T = E_i \cdot f(s) \quad (2.11)$$

Dabei wird für die Mobilisierung $f(s)$ Glg. 2.12 (Smolczyk 1967)

$$f(s) = \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sin \varphi_p (\sigma_1 - \sigma_3) + 2c \cos \varphi_p} \right) \quad (2.12)$$

bzw. Glg. 2.13 (Duncan & Chang 1970) angegeben:

$$f(s) = \left(1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi_p)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi_p - \sigma_3 \sin \varphi_p)} \right)^2 \quad (2.13)$$

In Glg. 2.13 bezeichnet R_f das Verhältnis zwischen dem asymptotischen (theoretischen) Wert der Scherfestigkeit unter Annahme einer hyperbolischen Spannungs-Dehnungsbeziehung und dem experimentellen Wert (siehe dazu auch Bild 4.2 bzw. Glg. 4.37).

Neben der aktuellen Dichte kommt dieser Berücksichtigung der Mobilisierung der Scherfestigkeit eine entscheidende Bedeutung bei der Ermittlung der Steifigkeit granularer Materialien zu. Auf eine weitere Möglichkeit der Ermittlung einer Steifigkeit in bezug auf eine Mobilisierung der Scherfestigkeit von 50% wird in Abschnitt 3.2.2 näher eingegangen.

Statt der Angabe einer Mobilisierung der Scherfestigkeit hat sich in der Literatur die Angabe der zu einer Steifigkeit gehörenden Dehnung durchgesetzt. Dazu werden Steifigkeiten jeweils für spezielle Problemklassen (z. B. Erdbebenbeanspruchungen, Maschinenfundamente) angegeben. Einen weiten Raum nehmen dabei die Untersuchungen zur Bestimmung von initialen Steifigkeiten bei sehr geringen Dehnungen ($\varepsilon = 10^{-5}$ bis 10^{-3}) ein. Diese oftmals von Seite der Meßtechnik sehr komplexen und aufwendigen Versuche wurden vor allem durch die Weiterentwicklung der lokalen Dehnungsmessung vorangetrieben (Goto, Tatsuo-ka, Shibuya, Kim & Sato 1991, Kim & Stokoe 1994).

2.2 Dilatanz

Die Tendenz von homogenen granularen Materialien, unter reiner Scherbeanspruchung ein kontraktantes oder dilatantes Verhalten zu zeigen, ist eine besondere Charakteristik dieser Materialien. Es handelt sich, als Funktion sowohl der Dichte als auch des Spannungsniveaus, um eine Kopplung zwischen den Volumendehnungen und der Scherbeanspruchung. Bei Annahme von inkompressiblen Partikeln resultiert diese Volumenveränderung ausschließlich aus einer Veränderung der Dichte. Das Dilatanzverhalten wird oftmals durch den *Dilatanzwinkel* ψ_p beschrieben. Dieser Winkel ist jedoch keine Materialkonstante, sondern hängt vom Deformationsmodus, der Dichte und dem Spannungszustand ab.

Der Begriff der *Dilatanz* geht auf die Arbeiten von Reynolds (1885, 1886) zurück, welcher schreibt, daß *dilatancy has long been known to those who buy and sell corn*. Reynolds dokumentiert viele experimentelle Untersuchungen bezüglich der Volumenänderung unter Scherbeanspruchung. Die Untersuchung des Zusammenhangs zwischen der Dilatanz und der Festigkeit bei unterschiedlicher Lagerungsdichte bleibt jedoch Casagrande (1936) und seiner Einführung der *kritischen Porrenzahl* vorbehalten.

Darüber hinaus wurden im Laufe der Jahre verschiedene Theorien zur Beschreibung der Dilatanz entwickelt, wobei die Formalisierung durch die *stress dilatancy theory* nach Rowe (Rowe 1962, 1971), die ursprünglich nur für ebene Verformungszustände formuliert wurde, heute eine breite Zustimmung findet.

Unter Berücksichtigung der Rate der Energiedissipation ergibt sich der zentrale Zusammenhang, in Form eines Faktors K ($\varphi_\mu \leq \varphi_f \leq \varphi_{cv}$)⁴, zwischen dem Verhältnis der plastischen Dehnungsraten, $D = 1 - \dot{\varepsilon}_v^p / \dot{\varepsilon}_1^p$, und dem Spannungszustand, $R = \sigma_1 / \sigma_3$, für einen ebenen Verformungszustand nach Glg. 2.14.

$$D = \frac{R}{K} \quad \rightarrow \quad \frac{\dot{\varepsilon}_3^p}{\dot{\varepsilon}_1^p} = -\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \cdot \left(\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_f}{2} \right) \right)^{-1} \quad (2.14)$$

⁴In Rowe (1971) wird für lockeren und dichten Sand im Triaxial- und Biaxialversuche bis auf eine Ausnahme einheitlich $\varphi_f = \varphi_{cv}$ angegeben. Für das *pre-peak*-Verhalten von dichtem Sand im Triaxialversuch wird φ_f mit dem Korn-zu-Korn-Reibungswinkel φ_μ gleichgesetzt.

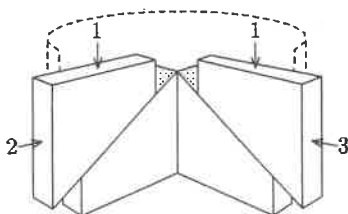


Bild 2.8: Herleitung des Dilatanzwinkels für axialsymmetrische Verhältnisse durch Superposition zweier ebener Verformungsmechanismen (Schanz & Vermeer 1996)

Darauf aufbauend kann man durch die Anwendung des Superpositionsprinzips entsprechend Bild 2.8 auch für axialsymmetrische Bedingungen einen Zusammenhang zwischen den plastischen Dehnungsraten ($\dot{\epsilon}_v^p = \dot{\epsilon}_1^p + \dot{\epsilon}_2^p + \dot{\epsilon}_3^p$) und dem Dilatanzwinkel ψ_p entsprechend Glg. 2.15 herleiten (Vermeer & de Borst 1984, Schanz & Vermeer 1996):

$$\sin \psi_p = - \frac{(\dot{\epsilon}_v^p / \dot{\epsilon}_1^p)}{(2 - \dot{\epsilon}_v^p / \dot{\epsilon}_1^p)} \quad (2.15)$$

2.3 Entfestigung/ Scherbänder

Bei der Beschreibung der Entfestigung wird im allgemeinen zwischen zwei unterschiedlichen Komponenten differenziert. Der überwiegende Anteil der zu beobachtenden Entfestigung entsteht aus der inhomogenen Deformation der Versuchskörper. Der zweite und in der Regel geringere Anteil, die sogenannte *Materialentfestigung*, ist an einer fiktiven Probe mit homogener Deformation zu beobachten.

Ein typisches Muster während einer inhomogenen Deformation unter Scherbeanspruchung ist die Lokalisierung der Verformung in einem räumlich begrenzten Bereich (*Scherzone*, *-band*). Der Übergang zu einer lokalisierten Deformation kann stetig oder diskontinuierlich erfolgen. Im letzten Fall ist eine signifikante Änderung der Deformationsrichtung zu beobachten. Auch Proben, die äußerlich betrachtet keine Anzeichen von Lokalisierung erkennen lassen, zeigen bei Beobachtung auf dem Mikroniveau, z. B. mittels Tomographie (Desrues, Chambon, Mokni & Mazerolle 1996) oder Röntgenmethoden (Vardoulakis & Graf 1985), lokalisierte Deformationsfelder. Dieses Verhalten wird häufig (und fälschlicherweise) als Materialentfestigung interpretiert.

Die Ausbildung von Scherbändern wurde sehr umfangreich in verschiedenen Forschungsarbeiten analysiert. Stellvertretend seien die Forschungsgruppen um AR-

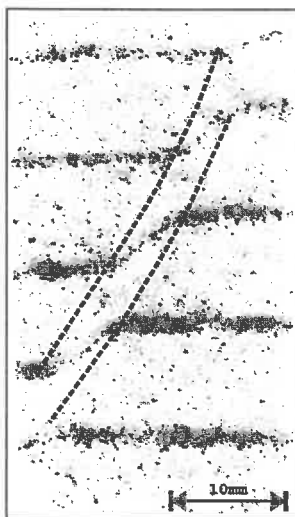


Bild 2.9: Dünnschliff eines Scherbands (Schanz 1997)

THUR (Arthur, Dunstan, Al-Ani & Assadi 1977), VARDOULAKIS (Vardoulakis 1980, Vardoulakis & Graf 1985, Han & Vardoulakis 1991, Vardoulakis & Sulem 1995, Vardoulakis 1996), DESRUES (Desrues 1984, Desrues, Lanier & Stutz 1985, Desrues & Hammad 1989, Desrues et al. 1996) und TATSUOKA (Tatsuoka, Nakamura, Huang & Tani 1990) genannt. Eine sehr umfangreiche Literaturzusammenstellung hierzu findet sich bei Vardoulakis & Sulem (1995).

Zusammenfassend wird im folgenden auf experimentelle Ergebnisse bezüglich der verschiedenen Einflußfaktoren auf die Scherbandneigung und -dicke eingegangen. Vollständigkeitshalber ist außerdem der signifikante Einfluß des Seitendrucks im Biaxialversuch auf den Beginn der Scherbandausbildung zu erwähnen (Desrues & Hammad 1989). Die Ausbildung verzögert sich danach mit zunehmendem Spannungsniveau und abnehmender Lagerungsdichte.

Bild 2.9 zeigt exemplarisch eine Scherzone aus einem am IGS durchgeführten Triaxialversuch an mitteldichtem Hostun-Sand ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$, $\gamma_d = 16.2 \text{ kN/m}^3$, $d_{50} = 0.5 \text{ mm}$) im Dünnschliff.

2.3.1 Scherbandneigung

Was die Orientierung eines Scherbands in bezug auf die Richtung der kleineren Hauptspannung im Rahmen einer ebenen Verformungsbetrachtung anbelangt,

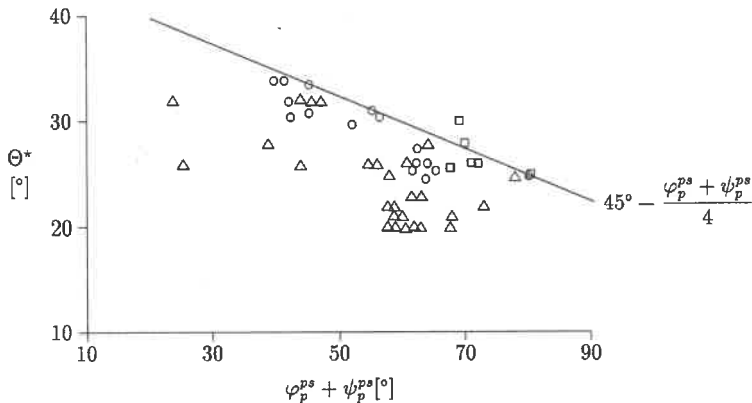


Bild 2.10: Scherbandneigung $\Theta^* = 90^\circ - \Theta$ versus $\varphi_p^{ps} + \psi_p^{ps}$; $\square$: (Arthur et al. 1977); $\circ$: (Vardoulakis 1980); $\triangle$: (Desrues 1984)

existieren in der Literatur verschiedene Ansätze. Dabei hängt diese Orientierung stark von den Randbedingungen des verwendeten Versuchgeräts, der Materialabstufung (Ungleichförmigkeit der Kornverteilung), der Dichte, der Anisotropie und dem Spannungszustand ab. Im folgenden bezeichnet Θ den Winkel zur kleineren, Θ^* den Winkel zur größeren Hauptspannung.

Die klassischen Lösungen, die auf der Annahme eines ideal-plastischen Materialverhaltens und einer assoziierten Fließregel beruhen (Vermeer 1990), werden die *Lösung nach Coulomb*, Θ_C^* , und die *Lösung nach Roscoe* (Roscoe 1970), Θ_R^* , genannt. Sie stellen für dieses Materialverhalten eine theoretische obere bzw. untere Schranke der Scherbandneigung dar. Die Lösung nach Coulomb beinhaltet die Aussage, daß die Scherbandorientierung mit der Orientierung der Ebene mit dem maximalen Spannungsverhältnis τ/σ_n übereinstimmt.

Verwendet man jedoch ein erweitertes Materialmodell mit Ver- und Entfestigung und berücksichtigt zusätzlich die Möglichkeit einer Gleichgewichtsverzweigung (Arthur et al. 1977), so findet sich mit Θ_A^* eine Lösung zwischen diesen beiden Schranken. Diese Lösung konnte in der Folge sowohl experimentell als auch theoretisch belegt werden (Vardoulakis 1980):

$$\begin{aligned}\Theta_R^* &= 45^\circ - \frac{\psi_p}{2}, \\ \Theta_A^* &= 45^\circ - \frac{\varphi_p + \psi_p}{4}, \\ \Theta_C^* &= 45^\circ - \frac{\varphi_p}{2}.\end{aligned}\tag{2.16}$$

Eine gute Zusammenstellung von experimentellen Ergebnissen aus Biaxialversu-

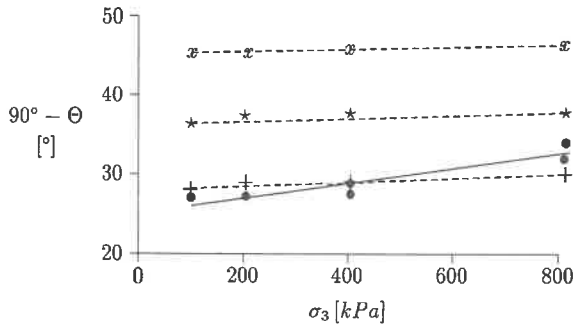


Bild 2.11: Einfluß des Seitendrucks auf die Scherbandneigung $\Theta^* = 90^\circ - \Theta$ bei dichtem Hostun-Sand (Hammad 1991): •, $90^\circ - \Theta$; +, Θ_C^* ; x, Θ_R^* ; *, Θ_A^* .

chen findet sich bei Bardet (1991). Diese sind in Bild 2.10 dargestellt. Die zusätzlich eingetragene Linie repräsentiert die Lösung Θ_A^* nach Arthur. Die Mehrzahl der Werte liegt signifikant unterhalb dieser Linie. Aus Bild 2.10 ergibt sich deutlich, daß die Lösung nach Roscoe experimentell nicht bestätigt werden kann.

Bei Desrues & Hammad (1989) und Hammad (1991) werden die in Bild 2.11 dargestellten Ergebnisse an lockerem und dichtem Hostun-Sand im Biaxialgerät angegeben.

Die zu beobachtende Tendenz ist eine Abnahme des Neigungswinkels Θ mit Zunahme des Seitendrucks. Zusätzlich sind Linien analog der Lösungen von Roscoe, Arthur und Coulomb eingezeichnet. Daraus läßt sich schließen, daß die Versuchsergebnisse alle zwischen den Neigungswinkeln Θ_C^* und Θ_A^* liegen. Diese Ergebnisse werden qualitativ auch von Han (1991) mit Versuchen an eng gestuftem,

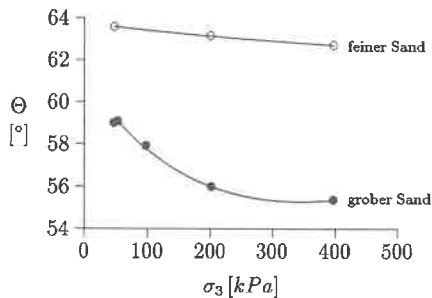


Bild 2.12: Einfluß der Kornverteilung und des Seitendrucks auf die Scherbandneigung Θ (Han 1991)

dichtem Ottawa-Sand bestätigt.

Aus der Analyse verschiedener Experimente ergeben sich folgende uneinheitliche Beobachtungen bezüglich des Einflusses der Korneigenschaften: Es zeigt sich zum einen (Vardoulakis 1977) die Tendenz, daß grober Sand eher zur Arthur-Lösung und feiner Sand eher zur Coulomb-Lösung tendiert. Der Neigungswinkel des Scherbands nimmt mit Abnahme der mittleren Korngröße und der Angularität zu.

Die einzige theoretische Erklärung für diese Beobachtung wird durch Vermeer (1990) mittels einer (semi-inversen) Post-Bifurkation-Analyse gegeben. Berücksichtigt man demnach die spezifischen Randbedingungen im Biaxialversuch, so ergibt sich eine Tendenz für feinen Sand zur Lösung nach Coulomb.

Leider sind die experimentellen Ergebnisse in dieser Frage nicht konsistent: In Vardoulakis (1980) werden Werte von ungefähr $\Theta \approx \Theta_A$ für Karlsruhe-Sand ($d_{50} = 0.33 - 0.8 \text{ mm}$, $\sigma_3 = 60 - 200 \text{ kPa}$) angegeben, und Drescher, Vardoulakis & Han (1990) finden $\Theta \approx \Theta_R$ für Ottawa-Sand ($d_{50} = 0.72 \text{ mm}$, $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$). Eine eindeutige Klärung dieser Frage steht noch aus.

In Han (1991) werden ergänzend die in Bild 2.12 dargestellten Ergebnisse bezüglich der Scherbandneigung als Funktion der Kornverteilung angegeben.

2.3.2 Scherbanddicke

Die Dicke eines Scherbands, $2d_E$, umfaßt mehrere Korndurchmesser. Erste quantitative Angaben stammen mit $2d_E \approx 10 d_{50}$ von Roscoe (1970). Untersuchungen mit Röntgenstrahlen (Vardoulakis & Graf 1985) an Karlsruhe-Sand ergeben Faktoren von 18.5 für Fein- und 13.0 für Mittelsand.

Eine umfangreiche Zusammenstellung des Einflusses von Druck und Dichte auf die Scherbanddicke, die in Bild 2.13 wiedergegeben ist, resultiert aus der schon wiederholt zitierten Arbeit von Hammad (1991). Auch hier ist die Scherbanddicke ein Mehrfaches des charakteristischen Korndurchmessers. Sie nimmt mit zunehmendem Seitendruck und Lagerungsdichte ab.

Eine kritische Haltung gegenüber diesen Ergebnissen zeigen jüngere Arbeiten (Oda & Kazama 1998) mit der Auswertung von Dünnschliffen von Proben aus Toyoura- ($d_{50} = 0.21 \text{ mm}$), Ticino- ($d_{50} = 0.53 \text{ mm}$) und Soma-Sand ($d_{50} = 0.65 \text{ mm}$). In Übereinstimmung mit Roscoe (1970), Scarpelli & Wood (1982) und Mühlhaus & Vardoulakis (1987) werden für diese gleichförmigen Sande Scherbanddicken mit einem Faktor von nur 7 – 10 angegeben. Die oben gezeigten höheren Werte werden dem Einfluß der Gummimembrane bei der Beobachtung der Scherbanddicke zugerechnet.

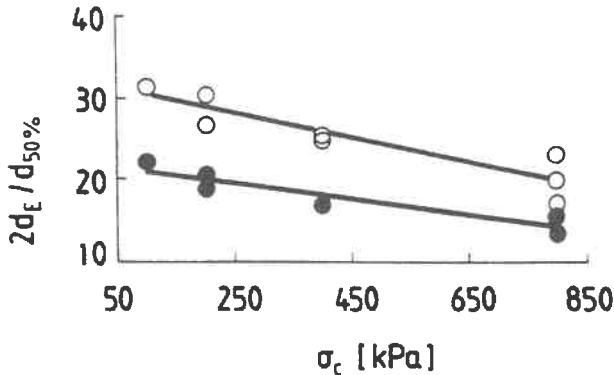


Bild 2.13: Dicke des Scherbands $2d_E$ im Biaxialversuch an Hostun-Sand als Funktion des Seitendrucks σ_c und des mittleren Korndurchmessers $d_{50\%}$ (Hammad 1991): ●, dichte Lagerung; ○, lockere Lagerung.

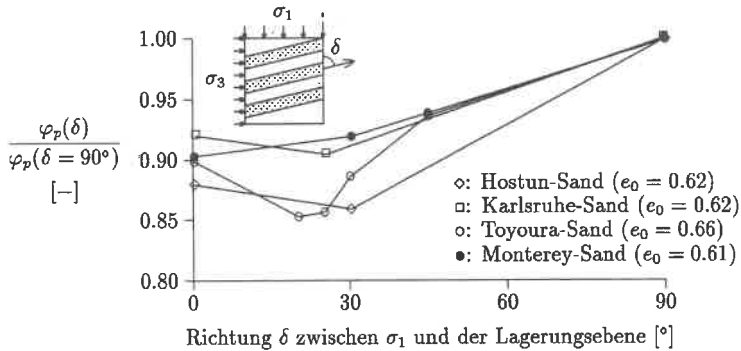


Bild 2.14: Einfluß der Anisotropie (Richtung δ der Sedimentation) auf den bezogenen Reibungswinkel $\varphi_p(\delta)$ verschiedener dichter Sande im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 78.5 \text{ kPa}$)

2.4 Anisotropie

Die Anisotropie granularer Materialien hat einen signifikanten Einfluß auf deren mechanisches Verhalten. Prinzipiell werden zwei Arten von Anisotropie unterschieden: So kann die Art der Deposition und die Kornform zur sogenannten *inherenten* Anisotropie führen (Arthur & Menzies 1972). Die zweite Möglichkeit besteht darin, daß sich während des eigentlichen Belastungsvorgangs das Material irreversibel verformt, was zur Ausbildung einer *spannungsinduzierten* Anisotropie führen kann (Arthur & Menzies 1972). Beide Effekte seien hier in Fortführung der oben beschriebenen Einflüsse auf die Scherfestigkeit und die Steifigkeit betrachtet.

Bild 2.14 zeigt zunächst mit den Ergebnissen nach Park & Tatsuoka (1994) den Einfluß der inherenten Anisotropie auf den Reibungswinkel verschiedener Sande im Biaxialversuch.

Verringert sich der Richtungswinkel δ von 90 Grad gegen 20-30 Grad, so erreicht die relative Scherfestigkeit dort ein Minimum, um anschließend wieder auf größere Werte für $\delta = 0$ anzusteigen. Dies gilt, unterschiedlich stark ausgeprägt, für alle dargestellten Sande. Einen wesentlichen Einfluß auf die Ausprägung dieses Minimums hat vermutlich die Kornform und die Kornverteilung. Am Beispiel von dicht gelagertem Hostun-Sand zeigt sich in Bild 2.15 zusätzlich, daß dieser Einfluß mit abnehmender Mobilisierung der Scherfestigkeit, ausgedrückt über die axiale Dehnung ε_1 , verschwindet.

Über den Einfluß der Anisotropie und der Größe der Schubverzerrung auf die Steifigkeit von Hostun-Sand berichtet Tatsuoka (1997). Trägt man die aus der

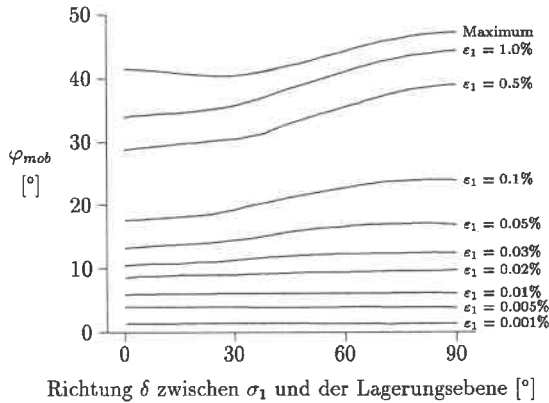


Bild 2.15: Einfluß der Anisotropie (Richtung δ der Sedimentation) auf den mobilisierten Reibungswinkel φ_{mob} von dichtem Hostun-Sand ($e_0 \approx 0.62$) im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 78.5 \text{ kPa}$) nach Park & Tatsuoka (1994)

Auswertung lokaler Verformungsmessungen im Biaxialversuch ermittelte Sekantensteifigkeit G_{sek} über der lokalen Schubverzerrung γ auf, so erhält man die in Bild 2.16 dargestellten, typischerweise S-förmigen Kurvenverläufe. Für sehr klei-

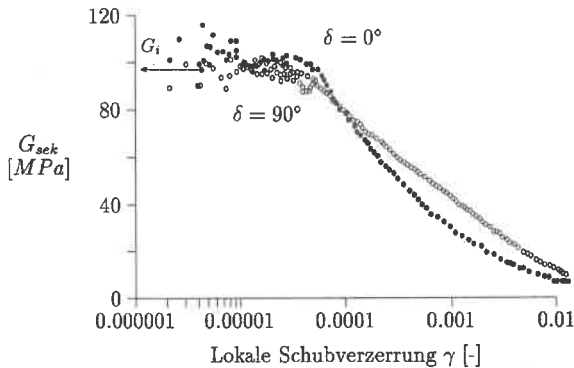


Bild 2.16: Einfluß der Anisotropie (Richtung δ der Sedimentation) und der Schubverzerrung γ auf die (Sekanten-) Steifigkeit G_{sek} im Biaxialversuch an dichtem Hostun-Sand ($\sigma_3 = 78.5 \text{ kPa}$, $e_0 = 0.62$) nach Tatsuoka (1997)

ne Dehnungen kann aus Bild 2.16 ein Wert für die initialen Steifigkeitsmoduli bestimmt werden. Überschläglicly ergeben sich initiale Schubmoduli in der Größenordnung von $G_i \approx 100 \text{ MPa}$ für eine Belastung (im Biaxialgerät) senkrecht zur Richtung der Sedimentation ($\delta = 90^\circ$). Daraus ergibt sich mit $E_i = 2(1 + \nu_{ur}) G_i$, bei der Annahme einer Querdehnungszahl von $\nu_{ur} = 0.25$, eine initiale Steifigkeit von $E_i \approx 250 \text{ MPa}$.

2.5 Weitere Effekte

Vollständigkeitshalber werden in diesem Abschnitt mit dem zeitabhängigen Verhalten, dem Verhalten unter zyklischer Beanspruchung und der Alterung drei weitere Effekte andiskutiert, ohne diese jedoch näher zu quantifizieren.

Zeitabhängiges Verhalten

Materialien ohne internen Zeitmaßstab werden als *ratenunabhängig* bezeichnet, d. h. die Deformationsgeschwindigkeit ist ohne Einfluß auf den letztendlichen Spannungszustand. Ratenunabhängige Materialien sind somit gegenüber einem Wechsel des Zeitmaßstabs invariant. Die Annahme einer Zeitunabhängigkeit ist jedoch eine Idealisierung, denn alle Böden sind mehr oder weniger viskos (Gudehus 1990). Eine ausgeprägte Zeitabhängigkeit, d. h. *Viskosität*, ist vor allem bei bindigen Materialien zu beobachten. Der Grund hierfür liegt mehr in der Materialstruktur und weniger an der freien Porenflüssigkeit.

Viskosität führt bei Böden zum Auftreten einer *Relaxation* oder zum *Kriechen*: Bei der Relaxation kommt es bei einem konstanten Dehnungszustand, d. h. $\dot{\epsilon} = 0$, zu einer zeitabhängigen Änderung der Spannungen, $\dot{\sigma} \neq 0$. Die Bedeutung der Relaxation ist in der Geotechnik nur gering.

Kriechvorgänge zeigen unter einem konstanten Spannungszustand, d. h. $\dot{\sigma} = 0$, eine endliche Dehnungsrate, $\dot{\epsilon} \neq 0$. Die entsprechenden Verformungen dauern länger an und ihr zeitlicher Ablauf geht nicht auf den Strömungswiderstand des Porenwassers zurück. Kriechen kann sowohl unter drainierten als auch unter undrainierten Randbedingungen beobachtet werden. Die Bezeichnungen *primäres*, *sekundäres* und *tertiäres* Kriechen beziehen sich auf die Dehnungsgeschwindigkeiten (abnehmend-konstant-zunehmend).

Im Mechanismus vom Kriechen zu unterscheiden ist die *Konsolidation*. Unter einer äußeren Belastung kommt es bei der Konsolidation zu einer internen Lastumlagerung: Im Boden übernimmt die feste Phase durch Spannungsumlagerungen Lasten, die zunächst vom Porenwasser getragen wurden. Zu dieser Lastabtragung bedarf es einer Änderung der stabilen Kontakte, was zunächst zu überwiegenden Gestalt-, später zu überwiegenden Volumenänderungen führt. Der Abbau des anfänglichen Porenwasserüberdrucks ist mit einem Abströmen des Porenwassers verbunden.

Wegen des zeitlichen Nebeneinanders der beiden Vorgänge ist eine klare Trennung von Dehnungsanteilen zufolge Kriechen und Konsolidation in Experimenten sehr aufwendig.

Aufgrund von jüngeren Untersuchungen (di Prisco & Imposimato 1997) wird auch für Sand ein zeitabhängiges Verhalten postuliert. Dazu werden Ergebnisse von lastgesteuerten, drainierten Triaxialversuchen an lockerem Hostun-Sand ($D_r \approx 20\%$) beschrieben. Die axiale Last wurde in einer ersten Phase in kleinen Schritten erhöht, die von einer Phase mit konstanter, axialer Last gefolgt wurde.

Für niedrige Spannungen ergaben sich stabile Zustände, d. h. die Dehnraten nahmen kontinuierlich ab. Für höhere Spannungen kam es bei konstanter Last zu einem zeitabhängigen Kollaps der Proben. Dieses Versagen findet auf einem deutlich niedrigeren Spannungsniveau statt, als dem aus verformungsgesteuerten Versuchen ermittelten Niveau der Maximallast. Diese Instabilität (Kriechphänomen) läßt sich sowohl bei trockenen als auch bei gesättigten Proben beobachten.

Verhalten bei zyklischer Beanspruchung

Unter zyklischer Beanspruchung zeigen granulare Materialien entweder einen graduellen Übergang von einem elasto-plastischen Verhalten zu einem näherungsweise elastischen Verhalten (*shake-down*) oder ein unbegrenztes Anwachsen der Deformationen mit zunehmender Lastwechselzahl (inkrementeller Kollaps, *ratcheting*).

Alterung

Unter *Alterung* versteht man die Veränderung von Steifigkeits- und Scherfestigkeitseigenschaften von Materialien innerhalb ingenieurmäßig relevanter Zeiträume (einige Jahrzehnte). Bei der Alterung soll im folgenden zwischen *chemischer* und *mechanischer* Alterung unterschieden werden.

Bei der *chemischen* Alterung kommt es durch die Anwesenheit von Porenwasser und darin gelösten Bestandteilen zu mit der Zeit fortschreitenden Umwandlungen und chemischen Prozessen. Ein Beispiel für die chemische Alterung ist die *Zementierung* von Sanden. Dabei kommt es zu einer Brückenbildung (z. B. aus Kalk) zwischen den einzelnen Körnern, die oft von den Kontaktpunkten ausgeht. Zementierte Sande weisen im Vergleich zu unzementierten Sanden, bei gleichem Reibungswinkel, eine erhöhte Kohäsion auf. In Abschnitt 4.3 wird auf die Zementierung von Sand und ihre mechanischen Folgen detailliert eingegangen.

Vorgänge der *mechanischen* Alterung findet man praktisch bei allen Böden, auch bei Sand. Bei Reibungsmaterialien ist der entscheidende Mechanismus eine Zunahme der internen Reibung und nicht, wie oft behauptet, der Kohäsion (Schmertmann 1991). Bei Reibungsmaterialien kommt es mit der Zeit zu Kornumlagerungen und damit zu einer Änderung der Kornkontakte bzw. der Kornverzahnungen. Die sich daraus ergebenden Spannungsumlagerungen und Dichteänderungen sind die hauptsächliche Ursache für die Änderung der mechanischen Eigenschaften. Diese Vorgänge sind nicht an die Anwesenheit von Porenwasser gebunden. Zum Thema *mechanische Alterung* sind noch nicht alle Fragen vollständig beantwortet, so daß hier weiterer Forschungsbedarf besteht.

Weitere Ursachen für Alterungsvorgänge ergeben sich aus den jeweiligen Randbedingungen: So kann ein schwankender Grundwasserspiegel z. B. einen Einfluß auf die Größe einer durch Kapillarspannungen verursachten, *scheinbaren Kohäsion* von Sand haben.

Kapitel 3

Experimentelle Arbeiten

In diesem Kapitel werden hauptsächlich experimentelle Ergebnisse an granularen Materialien dargestellt. Es handelt sich um Ergebnisse aus Oedometer-, Biaxial- und aus Triaxialversuchen. Zusätzlich werden Ergebnisse mittels eines neu entwickelten Torsionsschergeräts, dem sogenannten *Torsionsoedometer*, angegeben. Neben dem Studium des mechanischen Verhaltens gleicher Materialien in vergleichbaren Zuständen, bei jedoch unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen, steht eine Einordnung der Ergebnisse, die aus Versuchen mit diesem neuen Laborgerät gewonnen wurden, zu den Ergebnissen aus konventionellen Versuchen im Vordergrund dieses Kapitels. Dazu werden Versuchsergebnisse bezüglich der Materialsteifigkeit und -scherfestigkeit gegenübergestellt.

Einleitend werden die wesentlichen Merkmale des Torsionsoedometers, d. h. die Grundidee, ihre Realisierung und die getroffene Idealisierung, vorgestellt.

3.1 Das Torsionsoedometer

Das im folgenden beschriebene *Torsionsoedometer* wurde im Rahmen des DFG-Forschungsprojekts *Entwicklung und Prüfung eines Torsionsoedometers* (Ve 163/1-1) vom Verfasser am IGS entwickelt. Das Torsionsoedometer geht in seiner Konzeption auf ein Gerät aus dem Bereich der Verfahrenstechnik zur Bestimmung der Fließeigenschaften von Pasten (Felder 1990, Raschka 1990) zurück. Die Operationalisierung dieses Konzepts in der geotechnischen Forschung ermöglicht die Untersuchung der Auswirkung einer Drehung der Hauptspannungen auf die Steifigkeit und Scherfestigkeit von Böden.

Mit dem Torsionsoedometer soll desweiteren den geotechnischen Labors ein Versuchsgerät zur Verfügung gestellt werden, welches die Versuchsdurchführung in verschiedenen Bereichen vereinfacht, mit konventionellen Geräten vergleichbare Ergebnisse liefert und im Bereich der Versuchsdurchführung und -steuerung den aktuellen Stand der Technik widerspiegelt. In diesem Zusammenhang steht die Bestimmung des Oedometermoduls und der Scherfestigkeit im Vordergrund.

Historisch gesehen handelt es sich bei dem Torsionsoedometer um eine Fortführung von Ideen, die bereits seit 1917 diskutiert und in den folgenden Jahrzehnten realisiert wurden. Eine historische Einordnung des Torsionsoedometers gibt Bild 7.5 (Bishop, Green, Garga, Andresen & Brown 1971) im Anhang. Das Gerät ist wegen der austauschbaren Scherzelle prinzipiell auch für bindige Böden einsetzbar. In dieser Arbeit werden jedoch ausschließlich die Ergebnisse an Sand diskutiert.

Die ursprüngliche Idee des Torsionsoedometers wurde am IGS bis heute in zwei Prototypen realisiert, im folgenden Typ I und II genannt. Deren Entwicklungsgeschichte und Realisierung sowie Details der im folgenden dargestellten Zusammenhänge finden sich ausführlicher in Schanz & Vermeer (1997).

3.1.1 Geräteprinzip

Im Torsionsoedometer (siehe die Bilder 7.1, 7.2 und 7.6 im Anhang) wird eine scheibenförmige Probe ($H/D \approx 20 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) zunächst einer 1-dimensionalen Kompressionsbeanspruchung unterworfen, eventuell mit anschließender Konsolidation. Dazwischen sind beliebige Ent- und Wiederbelastungsschleifen einfügbar. Anschließend wird die Probe über eine aufgeprägte Rotation der Stirnplatten auf Torsion beansprucht. Während des gesamten Versuchs ist es prinzipiell möglich, einen Sättigungsdruck (*back pressure*) aufzubringen und die Porenwasserdrücke zu messen.

Die wirkenden Spannungen werden sowohl global als auch lokal gemessen. Die lokale Spannungsmessung erfolgt auf einem konstanten Radius r_m . Durch den gewählten Aufnehmertyp in Form eines Speichenrads, das in der Nabe fixiert ist, werden simultan auf einem Umfang sowohl die mittlere Normalspannung als auch die mittlere Schubspannung gemessen. Dazu ist die obere Stirnplatte dreigeteilt: Der innere und der äußere Teil sind starr angeordnet. Der mittlere Teil (d. h. das Meßrad), also dort, wo der Meßaufnehmer Kontakt mit der Probe hat, kann sich relativ zu ihnen bewegen. Dadurch kommt es bei einer Normal- bzw. Torsionsbeanspruchung zu einer unterschiedlichen Biegung der Speichen des Meßrads. Dies ist in Bild 7.4 des Anhangs mittels einer 3-d FEM Simulation für den Fall der Torsionsbeanspruchung qualitativ dargestellt.

Die Speichen des Meßrads sind mit verschiedenen DMS für die Normal- und die Tangentialkomponente bestückt, aus deren Signal sich, nach einer Kalibrierung, die entsprechende Spannungskomponente ermitteln läßt (siehe Bild 7.3).

In Anlehnung an frühere Versuchsgeräte, siehe z. B. den Entwurf von Ghani (1966) in Bild 7.5, werden die Normal-, σ_{yy} , und die Schubspannung σ_{yx} nur auf einem Radius gemessen und berücksichtigt. Während des Abscherens wird die mittlere Normalspannung für diesen Radius konstant gehalten; wegen der inhomogenen Entwicklung der (Volumen-) Dehnungen über die gesamten Kopfplatten ist die Spannungsverteilung nicht gleichförmig. Zusätzlich werden die (globale)

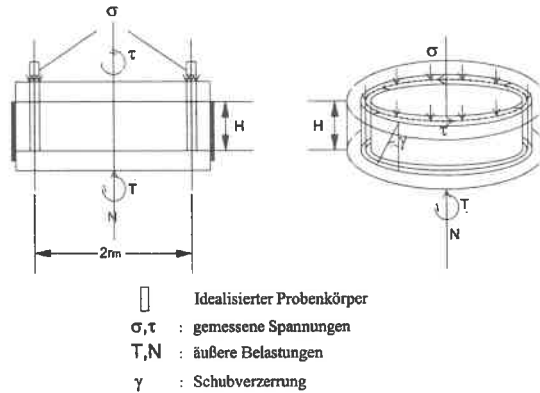


Bild 3.1: Idealisierung des Torsionsoedometers: erfaßte Meßgrößen (im Text: $\sigma \equiv \sigma_{yy}, \tau \equiv \sigma_{yx}, \gamma \equiv \gamma_{yx}$)

Schubverzerrung γ_{yx} und die Volumendehnung $\varepsilon_v = \varepsilon_{yy}$ aufgezeichnet.

Das Konstruktionsprinzip des Prototyps II, mit einem wesentlich überarbeiteten Meßaufnehmersystem, ist im Anhang beschrieben.

Bei der späteren Analyse der Versuchsergebnisse wird nicht die gesamte Probe betrachtet, sondern nur der in Bild 3.1 dargestellte Ausschnitt unterhalb des Meßaufnehmers. Dabei wird von einem rotationssymmetrischen *Einfachscherzustand* ausgegangen. Somit ergeben sich die Spannungsverhältnisse in der Mohrschen Darstellung bei Kenntnis der Richtung der Bruchebene entsprechend Bild 3.2.

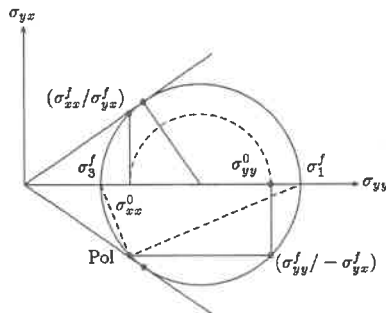


Bild 3.2: Mohrscher Spannungskreis für den Einfach-Scherversuch: Initial- (σ^0) und Endzustand (σ^f)

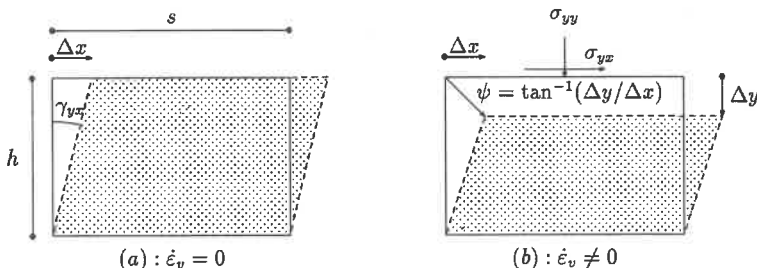


Bild 3.3: Einfachscherversuch: (a): ohne Volumenänderung, (b): mit Volumenänderung

Eine entscheidende Tatsache ist die Unterbestimmtheit des gemessenen Spannungszustands: Die fehlende Information bezüglich z. B. der radialen Spannung muß durch eine zusätzliche Annahme ersetzt werden. Die Diskussion dieser Annahme steht im Mittelpunkt des folgenden Abschnitts.

3.1.2 Interpretation des Torsionsoedometers

Grundlagen

Eine wesentliche Annahme zur Interpretation der Versuchsergebnisse mittels des Torsionsoedometers ist, neben der Idealisierung als ebener Einfachscherversuch entsprechend Bild 3.3 (d. h. $\dot{\epsilon}_{yy} = 0$), die unterstellte Koaxialität zwischen der Richtung der Hauptspannungen Θ und der Richtung der plastischen Dehnungsinkremente ζ im Bruchzustand. Die Motivation dieser Annahme unter Berücksichtigung von experimentellen und theoretischen Ergebnissen erfolgt im nächsten Abschnitt.

Mit Glg. 3.1 lassen sich die (gemessenen) kartesischen Spannungen in Hauptspannungen transformieren:

$$\tan 2\zeta = \tan 2\Theta = \frac{\dot{\gamma}_{yx}}{\dot{\epsilon}_{yy} - \dot{\epsilon}_{xx}} = \frac{\dot{\gamma}_{yx}}{\dot{\epsilon}_{yy}} \quad (3.1)$$

Mit

$$\dot{\epsilon}_{xx} = \dot{\epsilon}_{xx} = \dot{\epsilon}_{zz} = \dot{\epsilon}_{zz} = 0 \quad (3.2)$$

ergibt sich (siehe Bild 3.2)

$$\sigma_1 = \sigma_{yy} + \sigma_{yx} \left(\frac{1}{\sin 2\zeta} - \frac{1}{\tan 2\zeta} \right) \quad (3.3)$$

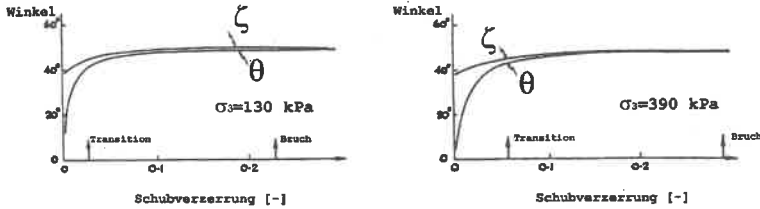


Bild 3.4: Vergleich der Richtung der Hauptspannungen Θ mit der Richtung der Dehnungsraten ζ im Einfachscherversuch für mitteldichten Sand ($e_0 = 0.64$) nach Roscoe (1970)

$$\sigma_x = \sigma_{yy} - \sigma_{yx} \left(\frac{1}{\sin 2\zeta} + \frac{1}{\tan 2\zeta} \right) \quad (3.4)$$

Verwendet man zusätzlich ein ideal-plastisches Grenzkriterium in Kombination mit einer nicht-assozierten Fließregel, so erhält man das maximale Spannungsverhältnis zu

$$\sigma_{yx}|_{\max} = \sigma_{yy} \frac{\cos \psi_p \sin \varphi_p}{1 - \sin \psi_p \sin \varphi_p} \quad (3.5)$$

Glg. 3.5 findet sich bereits bei Hill (1950). Es ergeben sich die beiden theoretischen Grenzfälle

$$\rightarrow \begin{cases} \psi_p = 0 : \sigma_{yx}|_{\max} = \sigma_{yy} \sin \varphi_p \\ \psi_p = \varphi_p : \sigma_{yx}|_{\max} = \sigma_{yy} \tan \varphi_p \end{cases} \quad (3.6)$$

Glg. 3.5 kann man zur Bestimmung des Reibungswinkels φ_p im Bruchzustand für lockere Lagerung zu

$$\sin \varphi_p = \left(\frac{\sigma_{yx}}{\sigma_{yy}} \right)_{\max} \quad (3.7)$$

und für dichte Lagerung zu

$$\sin \varphi_p = \frac{\frac{\sigma_{yx}}{\sigma_{yy}}}{\cos \psi_p + \frac{\sigma_{yx}}{\sigma_{yy}} \sin \psi_p} \quad (3.8)$$

umschreiben. Vernachlässigt man die elastischen Verzerrungsanteile im Bruchzustand, so kann der Dilatanzwinkel nach Glg. 3.9 ermittelt werden.

$$\tan \psi_p = \frac{\dot{\epsilon}_{yy}^p}{\dot{\gamma}_{yx}^p} = \frac{\dot{\epsilon}_{yy}}{\dot{\gamma}_{yx}} \quad (3.9)$$

Diskussion der Koaxialität

Wegen der Unterbestimmtheit des Spannungszustands im Torsionsoedometer bedarf es zur Ermittlung des Hauptspannungszustands, und damit der Scherfestigkeit, einer weiteren Annahme.

In diesem Abschnitt soll die nach Glg. 3.1 getroffene Annahme der Koaxialität zwischen der Richtung der Hauptdehnungsraten und der Richtung der Hauptspannungen näher diskutiert werden. Dies geschieht unter experimentellen und theoretischen Gesichtspunkten. Zu beachten ist, daß diese Annahme bei der Ermittlung des maximalen Reibungswinkels nur für den Bruchzustand getroffen wird. Es soll deshalb zwischen der Annahme der allgemeinen Koaxialität, wie sie in isotropen Plastizitätsmodellen verwendet wird, und der Koaxialität bei Bruch unterschieden werden.

Die experimentelle Motivation der hier getroffenen Annahme der Koaxialität geht auf die Arbeiten von COLE und STROUD in einem Einfachschervergät in Cambridge zurück (Cole 1967, Stroud 1971). Wenn überhaupt sollte man Nicht-Koaxialität vor allem bei einer Drehung der Hauptspannungen erwarten. Deshalb wurden umfangreiche Experimente an Sand im Einfachscherversuch, d. h. mit der Möglichkeit der Drehung der Spannungshauptachsen, durchgeführt. Bild 3.4 zeigt exemplarisch ein wesentliches Ergebnis dieser Untersuchungen (Roscoe 1970) für mitteldichten Sand. Dargestellt sind zwei Versuche mit unterschiedlichem Seitendruck σ_3 . Für Werte der Schubverzerrung von $\gamma > 0.1$ und besonders im Bruchzustand¹, der in Bild 3.4 zusätzlich markiert ist, stimmen die Winkel Θ und ζ sehr gut überein².

Die Koaxialität ist eine wichtige Arbeitshypothese der klassischen Plastizitätstheorie und geht hier auf ST. VENANT zurück. Eine Vielzahl der in der Literatur dokumentierten Stoffgesetze beinhalten implizit die Aussage der Koaxialität im Allgemeinen, fast alle unterstellen Koaxialität im Bruchzustand: So ergibt sich z. B. für ein ideal-plastisches Grenzkriterium in Verbindung mit einer assoziierten oder nicht-assozierten Fließregel, beim Bruch mit $\dot{\sigma} = 0$, sofort $\Theta = \zeta$. Eine charakteristische Eigenschaft derartiger Stoffmodelle ist die Art der Fließregel, in der die plastischen Dehnungsraten mit den Spannungen, und nicht mit den Spannungsraten, funktional verbunden werden. Solch eine Funktion muß wegen der Objektivität isotrop in ihrem Argument sein, was die Koaxialität der Hauptachsen der plastischen Dehnungsraten und der Spannungen zur Folge hat (Leigh 1968).

Auch die in Abschnitt 4.1.2 vorgestellten, hypoplastischen Stoffansätze beinhalten

¹Für die Erfassung der im Bruchzustand auftretenden Dehnungen von ca. 20% ist die Annahme einer geometrischen Linearität aufzugeben.

²Ergänzend kommt Goldscheider (1983) auch für dichten Sand zu der Schlussfolgerung, daß die Achsenabweichungen zwischen Θ und ζ nicht groß sind, so daß ... (Koaxialität) ... näherungsweise auch für Verformungen mit Drehung der Hauptachsen der Dehnungsraten anwendbar ist.

ten im Bruchzustand bei $\dot{\sigma} = 0$ implizit die Koaxialität (Wu & Niemunis 1996). Die grundlegenden theoretischen Arbeiten zur Nicht-Koaxialität bei der plastischen Verformung von isotropen, granularen Materialien gehen auf Josselin de Jong (1958, 1959) und Geniev (1958) zurück. Diese Konzepte haben jedoch keine weite Verbreitung gefunden. Eine Ursache dafür war die mangelnde Erklärung der mechanischen Umsetzung. Zur Ergänzung dieses Konzeptes zeigen Mandl & Luque (1970) mit einem statistischen Ansatz, daß in einer zufallsverteilten Anordnung starrer Kugeln eine Abweichung von der Koaxialität auftreten kann, ohne die globale Isotropie zu beeinflussen. Sie zeigen außerdem, daß die zusätzliche Einführung der Spannungsraten in die Fließregel durch Spencer (1964)³, zumindestens für ebene Verformungen, nicht unbedingt nötig ist.

Diesen Überlegungen zum Trotz erscheinen Bruchmodelle im Sinne von Spencer (1964) und Vardoulakis (1980), bei denen im Bruchzustand mit $\dot{\sigma} = 0$ Koaxialität der Verzerrungsraten vorliegt, realistisch.

Die im folgenden dokumentierten, experimentellen Ergebnisse mit dem Torsions-oedometer sind nicht als ein umgekehrter Beweis für das Vorliegen von Koaxialität zu verstehen. Sie sollen vielmehr aufzeigen, welche Einordnung der Versuchsergebnisse aus dem Torsionsoedometer mit Ergebnissen anderer Versuche unter dieser Annahme möglich ist.

³Dadurch kommt es zu einem zusätzlichen plastischen Dehnungsanteil zufolge der Rotation der Hauptspannungen, d. h. einem *weicheren* Verhalten.

3.1.3 Numerische Untersuchung der Idealisierung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse von numerischen Untersuchungen des Torsionsoedometers mit der Methode der Finiten Elemente dargestellt. Dazu wurde die Grundversion des in Kapitel 4.2 beschriebenen Stoffgesetzes verwendet: Dieses Modell ist im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie formuliert und wird durch die Definition

- einer nicht-linearen, elastischen Spannungs-Dehnungsbeziehung mit spannungsabhängigem Elastizitätsmodul,
- einer Fließbedingung mit nicht-linearer Darstellung im Hauptspannungsraum,
- einem isotropen Verfestigungsgesetz mit einem Maß der plastischen Schubverzerrung als Verfestigungsparameter ($\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p$)
- und einer nicht-assozierten Fließregel

vollständig beschrieben. Anlaß der Untersuchung war u. a. die Frage nach der Berechtigung der bereits dargestellten Idealisierung der Versuchsprobe in Form einer *Einfach-Scher-Näherung*.

Die Untersuchungen zu dieser Fragestellung sind noch nicht abgeschlossen. In Anbetracht der vorliegenden, komplexen Spannungspfade, inklusive einer Rotation der Hauptspannungsrichtung, ist die gewählte Stoffmodellierung nur mit Einschränkungen sinnvoll. Für einen quantitativen Vergleich sind noch Erweiterungen (Berücksichtigung von Anisotropie, anisotropen Fließ- / Potentialflächen) bzw. eventuell eine gänzlich andere Stoffmodellierung notwendig.

Diskretisierung

Da es sich bei dem zu untersuchenden Randwertproblem zwar um eine radial-symmetrische Geometrie, nicht aber um eine rotationssymmetrische Belastung handelt, muß eine vollständige 3-d Simulation durchgeführt werden.

Im Hinblick auf die zu untersuchende Idealisierung sind in Bild 3.5 die beiden benutzten Diskretisierungen dargestellt. Das Netz auf der linken Seite ($H = 20\text{ mm}$, $D = 100\text{ mm}$) von Bild 3.5 beinhaltet 120 20-Knoten-Elemente mit reduzierter ($2 \times 2 \times 2$) Integration. Im Zentrum degenerieren diese Elemente zu 15-Knoten-Elementen. Insgesamt wurden 607 Knoten verwendet. Im Vergleich dazu wird bei dem Netz auf der rechten Seite mit der Diskretisierung der Probe ausschließlich unter dem Meßring, nur eine reduzierte Menge an Elementen benutzt⁴. Die obere horizontale Elementschicht simuliert die (elastische) Stirnplatte, der in der Scherphase eine Rotation um die Mittelachse aufgeprägt wird. Die darun-

⁴Bei beiden Diskretisierungen handelt es sich um einen 1. Ansatz im Sinne einer Voruntersuchung. Für eine weitere Untersuchung wäre eine wesentlich feinere Diskretisierung notwendig.

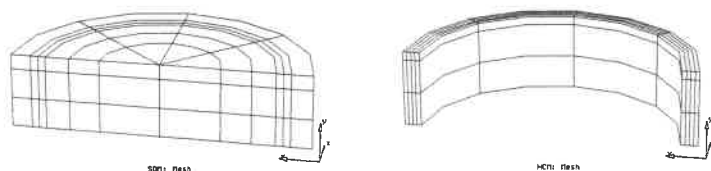


Bild 3.5: Vollständige *Solid Disc*-Diskretisierung (SDM) und *Einfach-Scher*-Näherung (HCM) für 3-d Simulationen des Torsionsoedometers (halbe Netze)

terliegenden Bodenelemente sind am Rand radial unverschieblich, vertikal und tangential verschieblich gelagert. An der Netzunterseite sind alle Knoten festgehalten.

Während der Berechnung ist der radiale Verlauf der tangentialen Schubspannung σ_{yz} ⁵ nicht konstant. Am äußeren Rand entwickelt sich diese Schubspannung am schnellsten. Zusammen mit dieser Veränderung der Schubspannungen treten auch Volumendehnungen auf, zunächst Kontraktion und daran anschließend eventuell Dilatanz. Diese führen zu einer vertikalen Verschiebung der Kopfplatte, bzw. bei verhinderter Volumendehnung zu einer Änderung der Vertikalspannungsverteilung unter der Kopfplatte. Als zusätzliche Randbedingung wurde deshalb für das SDM-Netz während der Torsionsphase nach Aufbringung der inkrementellen Rotation in jedem Lastschritt die (gemeinsame) vertikale Verschiebung der Kopfplatte derartig reguliert, daß sich im Bereich des Meßrings die vorgegebene, konstante Vertikalspannung einstellte.

Berechnungsergebnisse

Für die im folgenden dargestellten Vergleichsberechnungen der unterschiedlichen Diskretisierungen wurden die aus Triaxial- bzw. Oedometerversuchen bestimmten, in Tab. 3.1 angegebenen Stoffparameter verwendet. Bei E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} handelt es sich um zwei bezogene Steifigkeitsmoduli, die sich auf die Erst- bzw. Ent- und Wiederbelastung beziehen. Ihre genaue Bedeutung (siehe Bild 4.2) und

Tabelle 3.1: Materialparameter für 3-d FEM-Simulationen

	Lockere Lagerung	Dichte Lagerung
φ_p/ψ_p	$34^\circ/0^\circ$	$42^\circ/13^\circ$
c	0	0
ν_{ur}	0.2	0.2
E_{50}^{ref}	20 MPa	40 MPa
E_{ur}^{ref}	$5 E_{50}^{pa}$	$5 E_{50}^{pa}$

⁵ σ_{yz} entspricht σ_{yz} in Bild 3.5.

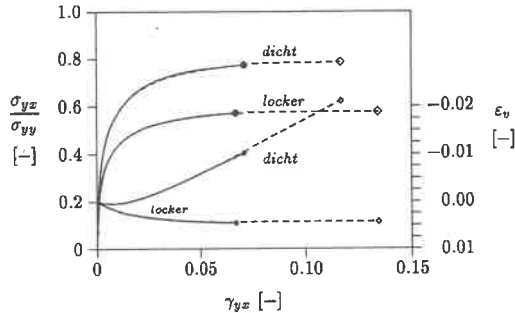


Bild 3.6: Vergleich der beiden verschiedenen 3-d FEM-Diskretisierungen: *Solid Disk* Modell (SDM:●), Einfach-Scher Modell (HCM:○); Berechnungen mit dem HS-Modell, beschrieben in Kapitel 4

Bestimmung geschieht im folgenden Kapitel 4.

In Bild 3.6 wird ein Vergleich der beiden unterschiedlichen Diskretisierungen gezeigt: Für verschiedene Dichten werden das Verhältnis der Schub- zur Normalspannung, σ_{yx}/σ_{yy} , und die (globale) Volumenverzerrung ϵ_v für einen Radius von 40.5 mm in der Mitte der Höhe der Bodenelemente (Knoten 47, Bild 3.7) über der Schubverzerrung γ_{yx} aufgetragen. Offensichtlich gibt es zwischen den beiden Diskretisierungen bezüglich des Spannungs-Dehnungsverhaltens keinen Unterschied. Dieses Ergebnis impliziert, daß die radialen Deformationen direkt unter

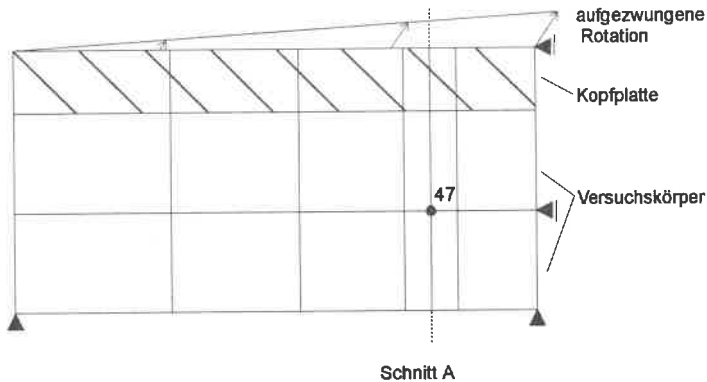


Bild 3.7: SDM-Diskretisierung: beobachteter Knotenpunkt 47, vertikaler Schnitt A zur Untersuchung der radialen Verzerrungen, Randbedingungen

dem Meßring (für einen Radius von 40.5 mm) vernachlässigbar klein sind. Zur Untersuchung dieser Frage sind die radialen Verzerrungen an dieser Stelle (Schnitt A, Bild 3.7) in Bild 3.8, für das SMD-Modell und die lockere Lagerung, dargestellt. Auf den Spannungs-Dehnungskurven bzw. Volumendehnungskurven sind jeweils die Lastschritte markiert, für die im oberen Teilbild von Bild 3.8 die vertikale Verteilung der Radialverzerrungen über die Probenhöhe in der Mitte des Meßrings aufgetragen ist.

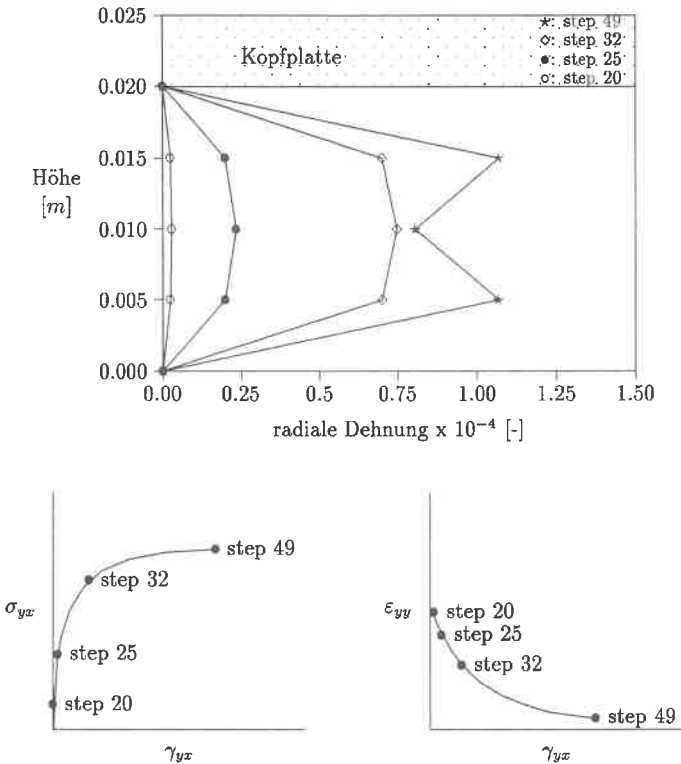


Bild 3.8: 3-d FE-Simulation der vollen Scheibe; oben: Radiale Dehnungen unter dem Meßring in Abhängigkeit der Mobilisierung der Scherfestigkeit für lockeren Sand; unten rechts: Kontraktanzverhalten in Pkt. 47; links unten: Spannungs-Dehnungsbeziehung in Pkt. 47

Es zeigt sich für die lockere Lagerungsdichte eine mit der Mobilisierung der Scherfestigkeit zunehmende radiale Dehnung nach außen, die durch die dort auftretende Kontraktanz des Materials verursacht wird.

Die Absolutbeträge der Dehnungen sind jedoch auch für den hier nicht dargestellten Fall der dichten Lagerung relativ klein.

3.1.4 Diskussion

Bei der einleitenden Beschreibung des Gerätekonzepts wurde besonders auf das verwendete Meßprinzip eingegangen, in dem sich die beiden Prototypen I und II sowohl untereinander als auch von ähnlichen Vorgängermodellen wesentlich unterscheiden. Im Gegensatz zu den in der Literatur beschriebenen Geräten wird zwar eine volle Materialscheibe als Versuchskörper benutzt, die Messung der Spannungs- und Verschiebungskomponenten, die Idealisierung des Versuchsaufbaus und die Analyse der Meßergebnisse erfolgt jedoch nur an einem reduzierten Ausschnitt. Dadurch ergeben sich zum einen Vorteile in der Handhabbarkeit des Geräts, denn die Probenpräparation und der Einbau werden vereinfacht. Zum anderen können, im Vergleich z. B. mit einem Kreisringschergerät, die Randeinflüsse reduziert und der Umfang der erfaßten Meßgrößen erhöht werden. Dabei sind Versuche sowohl unter drainierten als auch unter undrainierten Randbedingungen durchführbar. Im Vergleich zu konventionellen Laborversuchen lassen sich wegen der geringen Probenhöhe relativ kurze Konsolidations- und Versuchszeiten in der Scherphase realisieren.

Die aufwendige Kalibrierung des Meßsystems von Prototyp I konnte durch eine Änderung im Prototyp II wesentlich vereinfacht werden. Mit dieser Version steht ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät zur Verfügung.

Die durchgeführten Kompressions- und Scherversuche im Prototyp I an Sand, die im folgenden beschrieben werden, machen die gute Eignung des Torsionsoedometers für die Untersuchung nichtbindiger Böden deutlich. Mit einem im Vergleich zu herkömmlichen Untersuchungen geringeren Materialbedarf sind mittels eines einzigen Versuchs Ergebnisse zu erzielen, die mit Ergebnissen mehrerer herkömmlicher Versuchsgeräte im wesentlichen gut korrelieren: In der Kompressionsphase steht ein modernes Oedometergerät zur Verfügung, das Werte des Steifemoduls liefert, die in der gleichen Größenordnung liegen, wie die Werte aus Standardoedometergeräten. Aufgrund der vielfältigen Steuerelektronik und Ausrüstung (Porenwasserdruckmessung, Backpressure, Abdichtung der Versuchszelle) sind darüber hinaus mannigfache weitere Versuchsdurchführungen möglich.

Zur Analyse der Versuchsergebnisse unter Torsionsbeanspruchung wurde die Idealisierung eines Teilbereichs der Versuchsprobe vorgeschlagen. Diese Idealisierung wurde exemplarisch numerisch mittels 3-d FEM-Simulationen auf ihre Anwendbarkeit hin untersucht.

3.2 Kompressionsversuche

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse von 1-dimensionalen Kompressionsversuchen mit verhinderter Seitendehnung (Oedometerversuchen) an Hostun-Sand unterschiedlicher Lagerungsdichte im Torsionsoedometer dargestellt. Alle Versuche wurden zur Verifizierung der Reproduzierbarkeit mehrfach wiederholt.

Eine wesentliche Fehlerquelle bei der Durchführung von Oedometerversuchen ist, neben der Ebenheit der Stirnfläche, die Reibung zwischen der Probe und der Oedometerwand. Die dort auftretenden Schubspannungen, die der Belastung entgegenwirken und dadurch die Probe entlasten, können mit dem verwendeten *schwebenden Ring* um 50% reduziert werden.

Bei der Kalibrierung des Meßrads erweist sich der Prototyp I besonders anfällig gegenüber Unebenheiten der Probenoberfläche. Durch die gewählte Probengeometrie kann die Größe des verbleibenden Fehlers reduziert werden.

Zusätzlichen Fehlerquellen, wie dem Verkippen der Lastplatte bzw. einer zu weichen Auslegung des Oedometerrings, wird konstruktiv begegnet.

3.2.1 Der Steifemodul von Hostun-Sand

Die Bilder 3.9 und 3.10 zeigen die Ergebnisse von jeweils drei 1-d Kompressionsversuchen an lockerem und dichtem Hostun-Sand. Angegeben sind zusätzlich verschiedene Ent- und Wiederbelastungsschleifen.

Mit Werten von $E_s^{ref} = 17 \text{ MPa}$ für die lockere bzw. 35 MPa für die dichte

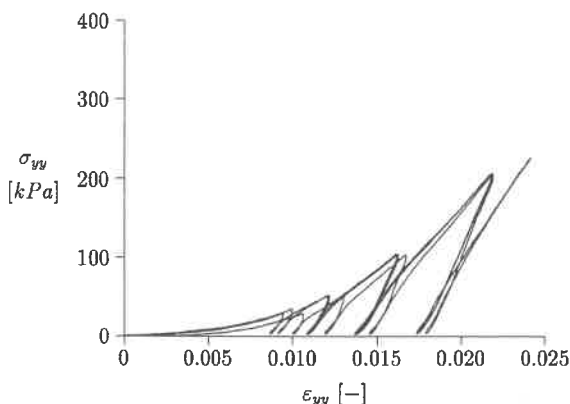


Bild 3.9: Drei experimentelle Spannungs-Dehnungskurven für lockeren Hostun-Sand ($e_0 = 0.89$) bei einaxialer Kompression und verhinderter Seitendehnung (Schanz & Vermeer 1997)

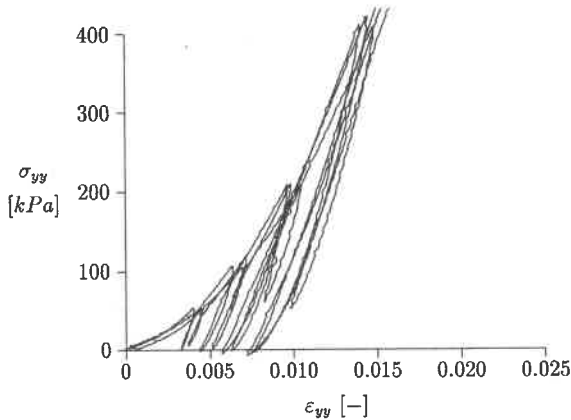


Bild 3.10: Drei experimentelle Spannungs-Dehnungskurven für dichten Hostun-Sand ($e_0 = 0.59$) bei einaxialer Kompression und verhinderter Seitendehnung (Schanz & Vermeer 1997)

Lagerung (bei einer vertikalen Referenzspannung von $\sigma_{yy}^{ref} = 100 \text{ kPa}$) liegen die Ergebnisse aus dem Torsionsoedometer in der gleichen Größenordnung wie Werte aus Standard-Oedometerversuchen.

3.2.2 Steifigkeit bei verschiedenen Versuchsbedingungen

In diesem Abschnitt werden die Werte der Steifigkeit für verschiedene Sande aus Oedometerversuchen mit solchen aus Triaxialversuchen verglichen.

Steifigkeit im Oedometerversuch

Aus den Arbeiten von Ohde (1939, 1951) an Sanden und Schluffen resultiert die Darstellung eines spannungsabhängigen Oedometermoduls E_s nach Glg. 3.10:

$$E_s = E_s^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma^{ref}} \right)^m, \quad \sigma^{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (3.10)$$

Hierbei bezeichnet σ_1 die effektive vertikale Spannung. Zu beachten ist, daß OHDE keine normalisierte Steifigkeit E_s^{ref} benutzt, sondern eine Konstante v_e mit

$$E_s^{ref} = v_e \cdot \sigma^{ref} \quad (3.11)$$

In Ohde (1951) werden für v_e je nach Lagerungsdichte Werte von 100 bis 750 gegeben, welche normalisierten Moduli von 10 bis 75 MPa entsprechen. Diese

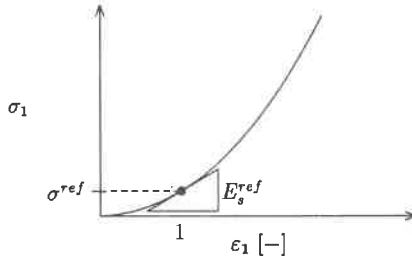


Bild 3.11: Verhalten von Sand im Oedometerversuch und Definition des normierten Steifemoduls E_s^{ref}

Moduli sind nach Bild 3.11 Tangentenmoduli, und für den Spezialfall $\sigma_1 = \sigma^{ref}$ erhält man $E_s = E_s^{ref}$. Im Gegensatz dazu ist in der Praxis eine Ermittlung von E_s als Sekantenmodul, z. B. über einen Spannungsbereich von 50 bis 150 kPa, üblich. International sind diese grundlegenden Arbeiten leider übersehen worden und die Einführung des spannungsabhängigen Steifemoduls wird fälschlicherweise meistens Janbu (1963) zugeschrieben.

In Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 sind in Bild 3.12 Werte aus der Literatur für den Exponenten m aus Glg. 3.10 zusammengestellt. Die Arbeiten von Janbu (1963) und v. Soos (1997), welche auf der Untersuchung einer Vielzahl von Sanden beruhen, zeigen Werte für m im Bereich von 0.4 bis 0.75.

Neben diesen Daten werden drei Sande im folgenden detaillierter untersucht, da für diese sowohl Oedometer- als auch Scherversuche zur Verfügung stehen. Es handelt sich dabei um den Karlsruhe-Sand (Bauer 1992), den französischen Hostun-Sand (Flavigny et al. 1993) und den japanischen Toyoura-Sand (Goto & Tatsuoka 1988, Bauer 1992). Die charakteristischen Kennwerte dieser drei Sande sind in Tab. 3.2 zusammengestellt. Es handelt sich um drei Feinsande mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0.16, 0.32$ und 0.33 mm . Alle drei Sande sind durch ein Ungleichförmigkeitszahl von $C_u \approx 1.5$ gekennzeichnet.

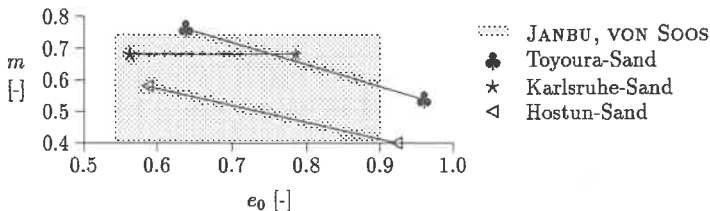


Bild 3.12: Aus Oedometerversuchen bestimmte Werte für den Exponent m (Schanz & Vermeer 1998)

Tabelle 3.2: Kennwerte der 3 speziell untersuchten Sande

	d_{50} [mm]	C_u	I_D	e_0
Toyoura-Sand	0.16	1.46	0.21-0.8	0.67-0.89
Hostun-Sand	0.32	1.5	0.30-1.15	0.59-0.92
Karlsruhe-Sand	0.33	1.5	0.16-0.98	0.54-0.75

Außerdem sind in dieser Tabelle die initialen Porenzahlen e_0 und die bezogenen Lagerungsdichten I_D angegeben.

Bild 3.13 zeigt die ermittelten normierten Oedometermoduli als eine Funktion der initialen Porenzahl e_0 . In dieser Darstellung liegen die Ergebnisse von Janbu (1963) und v. Soos (1997) im schraffierten Bereich. Die Ergebnisse der drei ausgewählten Sande sind separat dargestellt.

Bild 3.13 zeigt deutlich höhere Werte für einen dichten als für einen lockeren Sand, wobei sich ein Verhältnis von 2 bis 3 zwischen den Extremwerten ergibt.

Steifigkeit im Triaxialversuch

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse aus drainierten Triaxialversuchen an verschiedenen Sanden bezüglich der Steifigkeit untersucht. Bild 3.14 illustriert das charakteristische Verhalten unter triaxialer Belastung und zeigt zusätzlich die Definition der Steifigkeit E_{50} . Es handelt sich um eine Sekantensteifigkeit, die mit einer Mobilisierung der maximalen Scherfestigkeit von 50% korrespondiert. Im Gegensatz zur Definition der spannungsabhängigen Oedometersteifigkeit nach

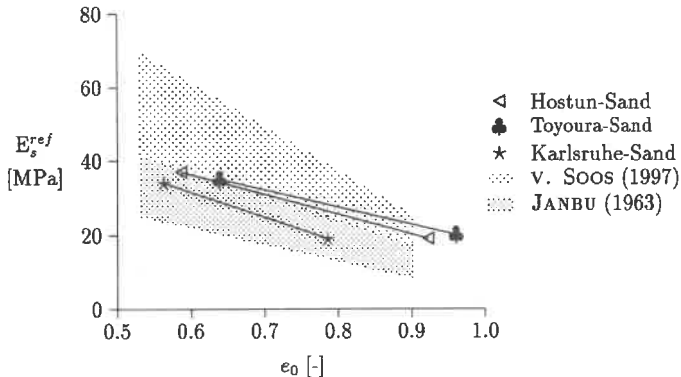
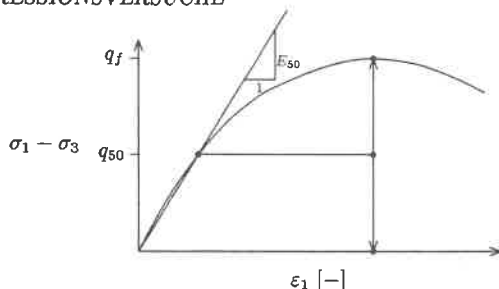


Bild 3.13: Normierter Steifemodul verschiedener Sande aus Oedometerversuchen (Schanz & Vermeer 1998)

Bild 3.14: Verhalten von Sand im Triaxialversuch und Definition von E_{50}

Glg. 3.10 wird für diesen Modul in Anlehnung an Kondner & Zelasko (1963) und Duncan & Chang (1970) die kleinere Hauptspannung σ_3 als Referenzspannung σ^{ref} gewählt.

Unter Berücksichtigung dieses Unterschieds ergibt sich, in Analogie mit dem Steifemodul die empirische Beziehung nach Glg. 3.12:

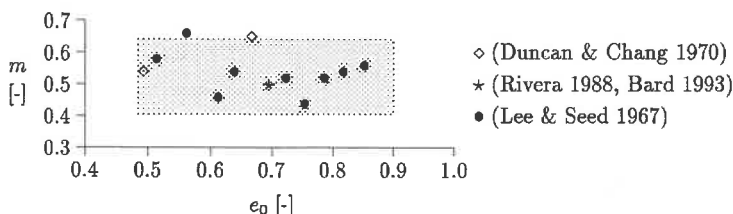
$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{\sigma^{ref}} \right)^m \quad (3.12)$$

In Arslan (1980) wird mit Glg. 3.13 eine ähnliche Beziehung angegeben, die jedoch durch die Verwendung der Invarianten I_1 und I_2 allgemeiner formuliert ist. Dadurch ist der experimentelle Aufwand zur Bestimmung der Parameter deutlich höher:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{2I_1^2 - I_2}{(p^{ref})^2} \right)^m \quad (3.13)$$

Ein darüber hinausgehender Ansatz (Ehlers, Blome & Müllerschön 1998) wird in Kapitel 4 mit Gln. 4.6ff näher diskutiert.

Neben der Spannungsabhängigkeit ist dieser Modul E_{50} durch die Kornverteilung und die Ungleichförmigkeitszahl beeinflusst. Wie beim Oedometerversuch erge-

Bild 3.15: Aus Triaxialversuchen bestimmte Werte für den Exponenten m (Schanz & Vermeer 1998)

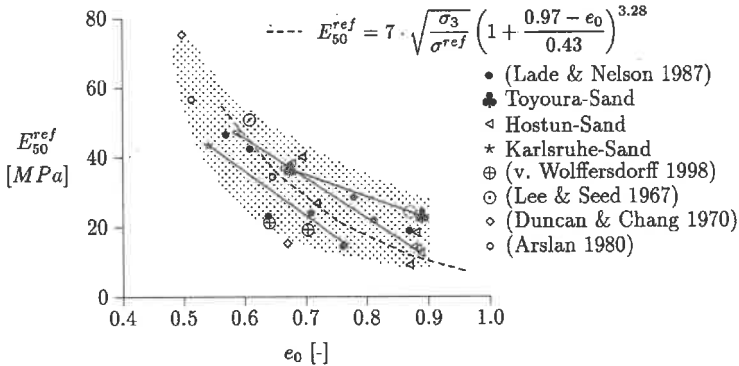


Bild 3.16: Normierter Triaxialmodul bei verschiedenen Sanden (Schanz & Vermeer 1998)

ben sich auch hier (siehe Bild 3.15) Werte von 0.4 bis 0.7 für den Exponenten m . In Bild 3.16 sind gemessene Triaxialmoduli in Abhängigkeit der initialen Porenzahl e_0 aufgetragen. In der Fachliteratur kaum direkt veröffentlicht, wurden sie aus den Arbeitslinien von vielen Sanden ermittelt. Dabei wurden ausschließlich Versuchsergebnisse mit einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ ausgewertet. Somit wurden keine Versuchsergebnisse mit abweichenden Zelldrücken zum Referenzdruck σ^{ref} extrapoliert. Neben den in Bild 3.15 erwähnten Autoren wurden weitere Versuchsergebnisse (Lee & Seed 1967, Arslan 1980, v. Wolfersdorff 1998) ausgewertet und in Bild 3.16 eingetragen. Für den Hostun-Sand ergab sich eine große Anzahl von Daten, z.T. bei derselben Porenzahl, da hier von verschiedenen Instituten Versuche durchgeführt wurden (Schanz & Vermeer 1996). Nur bei einer Versuchsreihe (Lade & Nelson 1987) wurde eine Umrechnung durchgeführt. Im Gegensatz zu den Daten des Hostun-Sandes, handelte es sich hierbei um Ergebnisse von 7 verschiedenen Sanden. Eine Hochrechnung war hier nötig, da statt der Arbeitslinien bei Erstbelastung nur Triaxialmoduli E_{ur}^{ref} für Ent- und Wiederbelastung (unloading/reloading) angegeben sind. Die Hochrechnung bestand darin, daß die Beziehung $E_{ur}^{ref} = 5 E_{50}^{ref}$ angenommen wurde. Zusätzlich beschreibt die gestrichelte Linie in Bild 3.16 einen mittleren Zusammenhang zwischen E_{50}^{ref} und der initialen Porenzahl e_0 .

Steifemodul versus Triaxialmodul

Nachdem Versuchsergebnisse sowohl für den Steifemodul E_s als auch für den Triaxialmodul E_{50} quantifiziert worden sind, sollen diese Moduli zunächst rein empirisch miteinander verglichen werden.

Auf den ersten Blick erscheinen die normierten Werte schon ähnlich, denn sowohl

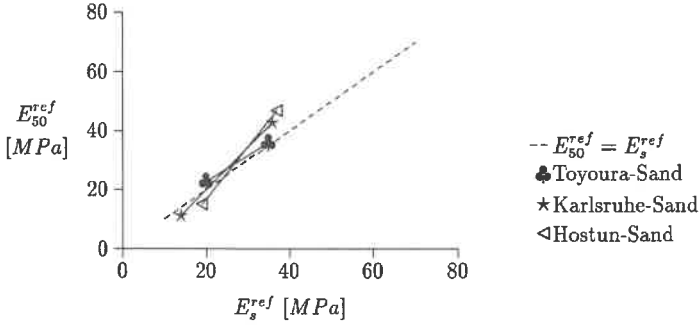


Bild 3.17: Vergleich normierter Moduli aus Oedometer- und Triaxialversuch (Schanz & Vermeer 1998)

Bild 3.13 als auch Bild 3.16 zeigen Moduli mit Werten zwischen 10 und 75 MPa, wobei ein lockerer Feinsand mehr zu der unteren Grenze und ein dichter Grobsand mehr zu der oberen Grenze neigt. Beide Bilder zeigen in etwa ein Verhältnis von 2 bis 7 zwischen den *dichten* Grobsand-Steifigkeiten und den *lockeren* Feinsand-Steifigkeiten.

Ein genauer Vergleich des Steifemoduls mit dem Triaxialmodul ist leider nur bei den drei Spezialsand (Hostun-, Karlsruhe- und Toyoura-Sand) möglich, denn nur hier sind die Werte der beiden unterschiedlichen Moduli vorhanden. Die in Bild 3.17 aufgetragenen Werte zeigen dann, daß die im Oedometer ermittelten, normierten Steifemoduli E_s^{ref} gut mit den normierten Sekantenmoduli E_{50}^{ref} aus drainierten Standard-Triaxialversuchen korrelieren, zum mindesten nach passender Normierung. Dabei muß auf die unterschiedliche Normierung beider Moduli Rücksicht genommen werden. Der Steifemodul wurde für eine Vertikalspannung $\sigma_1 = \sigma^{ref}$ und der Triaxialmodul für eine Horizontalspannung $\sigma_3 = \sigma^{ref}$ normiert. Bei anisotropen Spannungszuständen ergibt sich deshalb ein Unterschied zwischen dem aktuellen Steifemodul und dem aktuellen Triaxialmodul. Nach den Gleichungen 3.10 und 3.12 gilt

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{\sigma^{ref}} \right)^m, \quad E_s = E_s^{ref} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma^{ref}} \right)^m \quad (3.14)$$

und daraus geht hervor, daß

$$\frac{E_s}{E_{50}} = \frac{E_s^{ref}}{E_{50}^{ref}} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^m \approx \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^m \quad (3.15)$$

Bei einem Erdruhedruckzustand gilt $\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$, mit $K_0 \approx 0.4$ für einen normalkonsolidierten Sand, und es folgt, daß

$$E_{50} = K_0^m E_s \rightarrow E_s \approx 1.5 E_{50} \quad (3.16)$$

Es soll betont werden, daß die obigen Beziehungen zwischen dem Steifemodul E_s und dem Triaxialmodul E_{50} rein empirische Korrelationen sind, die vor allem bei nicht-linearen Berechnungen eine wichtige Rolle spielen. Bei einer konventionellen Setzungsberechnung wird üblicherweise keine Arbeitslinie von Triaxialversuchen herangezogen, sondern nur der Steifemodul. Selbst bei der Anwendung von geschlossenen Formeln aus der Elastizitätstheorie, die einen Triaxialmodul verlangen, errechnet man sich diesen Triaxialmodul E aus E_s mit Hilfe der wohl-bekannten Elastizitätsformel

$$E = \frac{(1 + \nu_{ur})(1 - 2\nu_{ur})}{(1 - \nu_{ur})} E_s \quad (3.17)$$

Für gegebene Werte des Steifemoduls E_s und der Querdehnungszahl ν_{ur} ergibt sich daraus der Triaxialmodul. Für die üblichen Setzungsberechnungen werden dabei meistens kleine Werte für ν_{ur} angenommen. Bei der mehr oder weniger üblichen Wahl $\nu_{ur} = 0$ folgt $E = E_s$, und dies bedeutet $E \approx E_{25}$, d. h. einen Sekantenmodul des Triaxialversuchs bei 25% Ausnutzung der Scherfestigkeit. Obwohl die Wahl $\nu_{ur} = 0$ und $E = E_s$ bei der gängigen Setzungsermittlung üblich ist, können FE-Berechnungen mit dieser Wahl der Querdehnungszahl schlecht durchgeführt werden. Bei Anwendung eines elastischen Stoffgesetzes ergibt sich in diesem Fall der Erdruchdruckbeiwert $K_0 = \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}}$ und mit $\nu_{ur} = 0$ erhält man somit $K_0 = 0$. Dies bedeutet, daß sich die Horizontalspannungen nicht erhöhen und FE-Berechnungen dadurch sehr unrealistische Spannungsfelder aufzeigen würden. Bei normalkonsolidierten Böden ergeben sich Erdruchdruckbeiwerte um $K_0 \approx 0.5$. Konsistente Elastizitätsberechnungen verlangen deshalb eine Querdehnungszahl $\nu_{ur} \approx \frac{1}{3}$. FE-Berechnungen zur Ermittlung von Setzungen würde man also nicht mit $\nu_{ur} = 0$ und $E = E_s$, sondern eher mit $\nu_{ur} = \frac{1}{3}$ und $E = \frac{2}{3}E_s \approx E_{50}$ durchführen.

Diskussion und Ausblick

In den vorhergehenden Abschnitten wurde zunächst ein normierter Steifemodul E_s^{ref} eingeführt, der mit der Dichte und der Kornverteilung, aber nicht mit dem Spannungsniveau variiert. Dabei soll ergänzend erwähnt werden, daß das Verhalten von Sanden unter Erstbelastung betrachtet wurde. Somit handelt es sich um einen *normalkonsolidierten* Boden. Es wurde zusätzlich ein normierter Triaxialmodul E_{50}^{ref} eingeführt, der sich aus Triaxialversuchen ermitteln läßt und genau wie der normierte Steifemodul nur von der Dichte und der Kornverteilung abhängig ist. Beim Vergleich von vielen Versuchsergebnissen ließ sich feststellen, daß beide Moduli meistens in etwa denselben Wert haben. Somit ergibt sich eine Korrelation zwischen Steifigkeitsmoduli aus Oedometer- und aus Triaxialversuchen.

Letztendlich stellt sich die Frage, welche Steifigkeit man in numerischen Berechnungen verwenden soll. In der Ingenieurpraxis liegen meistens Ergebnisse von

Oedometerversuchen in Form von Steifemoduli E_s vor. Aus den Ergebnissen der vorhergehenden Abschnitte ergibt sich unter Beachtung der unterschiedlichen Normierung die empirische Relation $E_s^{ref} \approx E_{s0}^{ref}$. Berücksichtigt man diesen Unterschied, ergibt sich $E_s \approx 1.5 \cdot E_{s0}$, zumindestens für einen normalkonsolidierten Boden mit $\sigma_1/\sigma_3 \approx 0.4$.

Die genannte Korrelation kann zum einen dazu benutzt werden, Oedometermoduli in Triaxialmoduli umzurechnen, oder umgekehrt. Diese Situation tritt auf, wenn man ein schubdominiertes Problem (z. B. die Tragfähigkeit einer Flachgründung) lösen will, aber nur Daten aus Oedometerversuchen vorliegen hat.

Eine weitere Anwendung dieser Beziehung liegt im Bereich der numerischen Stoffmodellierung. In diesem Bereich existieren verschiedenartige Modelle zur Beschreibung granularer Materialien, und es wäre interessant zu überprüfen, inwiefern sich diese empirisch gefundenen Zusammenhänge mit den existierenden Modellen bestätigen lassen. In Abschnitt 4.5 wird detailliert auf diese Fragestellung eingegangen.

3.3 Scherversuche

In diesem Abschnitt werden Ergebnisse von konventionellen Scherversuchen (Triaxial- und Biaxialversuchen) mit solchen aus dem Torsionsoedometer verglichen. Dabei werden besonders der maximale Reibungswinkel φ_p und der maximale Dilatanzwinkel ψ_p analysiert.

Die experimentellen Ergebnisse von den Versuchen mit dem Torsionsoedometer, die in diesem Abschnitt dargestellt werden, resultieren ausschließlich aus Versuchen mit dem Prototyp I.

3.3.1 Torsionsversuchsergebnisse

In den Bildern 3.18 und 3.19 sind die Ergebnisse von Torsionsscherversuchen an lockerem ($I_D = 0.37$) und dichtem ($I_D = 1.15$) Hostun-Sand dargestellt. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit sind jeweils die Ergebnisse mehrerer Versuche bei einer konstanten Vertikalspannung von $\sigma_{yy} = 100 \text{ kPa}$ in einem Bild angegeben.

Zum einen sind die Spannungs-Dehnungsbeziehungen zu sehen, wobei über der Schubdehnung γ_{yx} auf der linken vertikalen Achse das Spannungsverhältnis $\frac{\sigma_{yx}}{\sigma_{yy}}$ aufgetragen ist. Diesen Kurven werden von einer Darstellung der volumetrischen Dehnung auf der rechten vertikalen Achse ε_v als Funktion der Schubdehnung überlagert.

Die Versuche einer gemeinsamen Lagerungsdichte zeigen global bei beiden Auftragungen nur eine geringe Streuung. Bei einer genaueren Betrachtung der gemessenen Resultate zeigt sich jedoch eine gute Übereinstimmung nur bis zu einer Schubverzerrung, die ungefähr dem Maximalwert des Spannungsverhältnisses

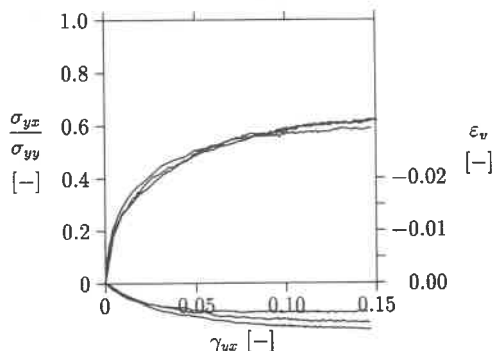


Bild 3.18: Torsionsscherversuche an lockerem ($e_0 = 0.89$) Hostun-Sand (Schanz et al. 1997)

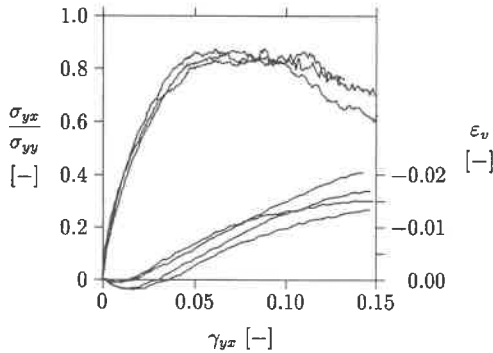


Bild 3.19: Torsionsscherversuche an dichtem ($e_0 = 0.59$) Hostun-Sand (Schanz et al. 1997)

entspricht. Vor allem bei dichtem Sand vergrößern sich die Abweichungen über diesen Maximalwert bis hin zu einem kritischen Zustand deutlich.

Der Endzustand wird durch ein annähernd konstantes Spannungsverhältnis bei volumenkonstantem Abscheren charakterisiert. Am Ende der Versuche ist dieser kritische Zustand noch nicht vollständig erreicht, es läßt sich aber eine deutliche Abnahme der Dilatanz und der Entfestigung beobachten.

In Bild 3.19 fällt außerdem bei allen Spannungs-Dehnungskurven bereits knapp vor dem Erreichen des maximalen Spannungsverhältnisses eine Zunahme der Oszillationen auf. Diese Beobachtung wird als die Initialisierung von Scherbändern interpretiert. Die Bestimmung von γ_{yx} aus der globalen Messung der Deforma-

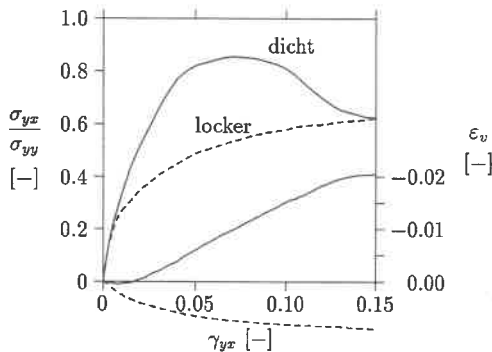


Bild 3.20: Torsionsscherversuche an Hostun-Sand (Mittelwerte)

tionen ist wegen des zunehmend inhomogenen Verformungszustands nicht mehr zulässig. Die Versuchskurven jenseits einer Schubverzerrung von $\gamma_{yx} \approx 0.06$ sind deshalb für dichten Sand quantitativ nicht auswertbar.

Ergänzend werden in Bild 3.20 nur die Mittelwerte der beiden Versuchsserien an lockerem und dichtem Hostun-Sand dargestellt.

Mit der Annäherung an den kritischen Zustand streben beide Serien den gleichen Wert des Spannungsverhältnisses an.

Im Gegensatz zu den noch folgenden Ergebnissen aus dem Biaxialversuch, die einen scharfen Abfall des Spannungsverhältnisses im Übergang zur Entfestigung aufweisen (Bild 3.25), zeigen die Torsionsscherversuche einen deutlich glatteren Übergang vom Verfestigungs- in den Entfestigungsbereich.

Tabelle 3.3: Nach DIN 18126 ermittelte Materialparameter für Hostun-Sand

e_{min} [-]	e_{max} [-]	$\rho_s [g/cm^3]$
0.648	1.041	2.7

3.3.2 Triaxialversuchsergebnisse

In diesem Abschnitt wird über verschiedene, an einem Quarzsand (Flavigny, Desrues & Palayer 1990) durchgeführte triaxiale Kompressionsversuche berichtet. Dieser bereits eingeführte Hostun-Sand wird seit Jahrzehnten in der geotechnischen Versuchspraxis untersucht (Labor-, Zentrifugen- und Modellversuche), entsprechend umfangreich sind die verfügbaren Ergebnisse (Desrues 1984, Desrues, Colliat-Dangus & Foray 1988, Flavigny et al. 1993). Zusätzlich existieren vielfältige Erfahrungen im Bereich der numerischen Simulation dieses Materials. In Tab. 3.3 sind die im Rahmen dieser Versuchsserie nach DIN 18126 bestimmten, charakteristischen Materialparameter des Hostun-Sands angegeben.

Probenherstellung, Versuchsdurchführung und Fehlerdiskussion

Die Proben der am IGS durchgeführten Versuche wurden durch Einrieseln des Sands in einen mit einer Gummimembran (Dicke $t_0 = 0.3\text{ mm}$) ausgekleideten Stahlzylinder hergestellt. Bei einem Unterdruck von $\sigma_0 = -50\text{ kN/m}^2$ wurden die Proben ($H_0 = D_0 = 100\text{ mm}$) in die Triaxialzelle eingebaut, der Konsolidationsdruck σ_c aufgebracht und der Unterdruck entfernt. Um die Sättigung der Proben zu beschleunigen, wurde die Porenluft zunächst durch CO -Gas ersetzt, das sich bei der anschließenden Sättigung besser als Luft in Wasser löst. Bei drainierten Versuchsrandbedingungen wurde die Volumenänderung der Proben über die Massenbilanz des Porenwassers berechnet. Nach der Konsolidierung wurden alle Proben durch eine axiale Stauchung von 1% je Minute abgeschert. Ein umfassender Überblick über Fehlerquellen bei der Durchführung von Triaxialversuchen und deren Vermeidung ist in Baldi, Hight & Thomas (1988) gegeben. Bei einem Verhältnis von $H_0/D_0 = 1$ sind Gegenmaßnahmen bezüglich der *Endflächenreibung* unumgänglich. Dazu wurde die folgende Endflächenschmierung verwendet:

Beide Endplatten besitzen einen gegenüber der Probe vergrößerten Durchmesser von 110 mm , sind aus poliertem Edelstahl gefertigt und weisen in der Mitte einen Filterstein ($D = 8\text{ mm}$) zur Drainage auf. Diese Endplatten sind sehr dünn mit einem Silikonfilm bestrichen, auf dem eine dünne Gummifolie liegt. Im Vergleich zu konventionellen Versuchen (durchgehende, raue Filterplatten, $H_0/D_0 = 2$) liefert diese Versuchsdurchführung sehr ähnliche Ergebnisse. Durch diese Maßnahmen erreicht man eine annähernd homogene Verformung der Probe, zumindest bis zum Erreichen des maximalen Spannungsverhältnisses. Zu beachten ist

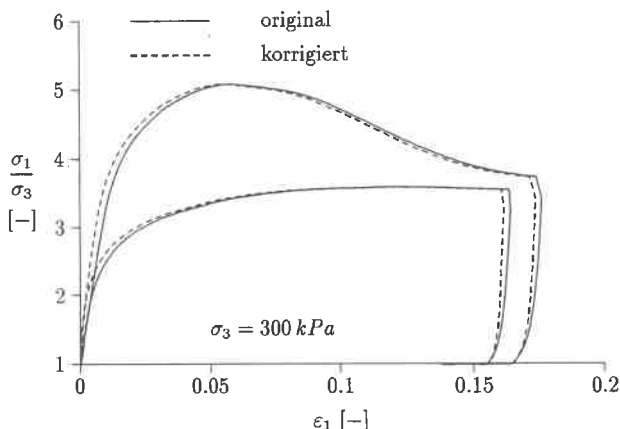


Bild 3.21: Einfluß des *bedding error* auf die Spannungs-Dehnungskurve im Triaxialversuch an lockerem und dichtem Hostun-Sand

bei einem Antireibungssystem der Einfluß der weicheren axialen Probenbettung (*bedding error*) Δt^c , der zu Fehlern bei der (initialen) Steifigkeitsermittlung von bis zu 60% führen kann. Zur Eliminierung dieses Fehlers wurde eine Abschätzung entsprechend Glg. 3.18 (Goldscheider 1982) verwendet,

$$\frac{\Delta t^c}{t_0} = 0.3 [1 - \exp(-0.0037\sigma_1 [kPa])] \quad , \quad (3.18)$$

wobei t_0 die Dicke der Gummimembran und σ_1 die vertikale Spannung bezeichnen. Bild 3.21 zeigt exemplarisch für lockeren und dichten Hostun-Sand den Unterschied zwischen den gemessenen Original-Versuchsergebnissen und einer Korrektur nach Glg. 3.18.

Des weiteren wurde bei den folgenden Auswertungen der Einfluß der zusätzlichen, radialen Spannung durch die Membran abgeschätzt: Bei Annahme der Membran als einen Kreiszylinder und einer Membransteifigkeit von $E_m = 1400 \text{ kN/m}^2$, erfolgt die Korrektur von $\Delta\sigma_3^c$ nach Glg. 3.19:

$$\Delta\sigma_3^c = -\frac{2t_0 E_m}{D_0} \varepsilon_3 \quad . \quad (3.19)$$

Ein weiterer Ansatz (Henkel & Gilbert 1952) ermöglicht die Korrektur beider Hauptspannungen als Funktion der Hauptdehnungen nach den Glgn. 3.20:

$$\Delta\sigma_1^c = -\frac{8t_0 E_m}{3 D_0} (2\varepsilon_1 + \varepsilon_3) \quad , \quad \Delta\sigma_3^c = -\frac{4t_0 E_m}{3 D_0} (\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3) \quad . \quad (3.20)$$

Im Gegensatz zum Bettungsfehler hat diese Einschnürung durch die Membran nur einen geringen Einfluß auf die Versuchsergebnisse.

Triaxiale Scherfestigkeit von Hostun-Sand

In diesem Abschnitt werden Ergebnisse von Standard-Triaxialversuchen an dichtem ($e_0 = 0.59$, $I_D = 1.15$) und an lockerem ($e_0 = 0.89$, $I_D = 0.37$) Hostun-Sand beschrieben. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit wurden für beide Lagerungsdichten jeweils mehrere Versuche bei einem gemeinsamen Zelldruck von $\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt.

Die Bilder 3.22 und 3.23 zeigen die entsprechenden Versuchsergebnisse: Spannungs-Dehnungskurven zeigen zunächst auf der linken vertikalen Achse das Verhältnis der Hauptspannungen σ_1/σ_3 über der auf der horizontalen Achse aufgetragenen axialen Dehnung ϵ_1 . Diesen Kurven ist die Volumendehnung ϵ_v auf der rechten vertikalen Achse als Funktion der axialen Dehnung überlagert.

Vergleicht man die Streuung der beiden Serien, so zeigt sich eine befriedigende Reproduzierbarkeit der Ergebnisse. Nach der Umrechnung des Spannungsverhältnisses in den Reibungswinkel reduziert sich die Streuung auf $\Delta\varphi_p \approx \pm 0.5^\circ$.

Zur weiteren Verifizierung werden die eigenen Ergebnisse nun mit den Ergebnissen anderer Labors verglichen. Ein direkter Vergleich unserer Ergebnisse (IGS) kann mit den Ergebnissen des Instituts für Mechanik in Grenoble (IMG) gemacht werden, da beide Labors nicht nur den gleichen Sand benutzen, sondern auch die gleiche Versuchsdurchführung (inklusive der Endflächenreibung und der Sättigungsprozedur) verwenden (Flavigny et al. 1993).

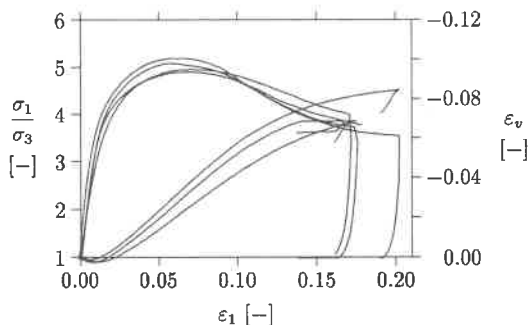


Bild 3.22: Triaxiales Spannungs-Dehnungsverhalten ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) von dichtem Hostun-Sand (Schanz & Vermeer 1996)

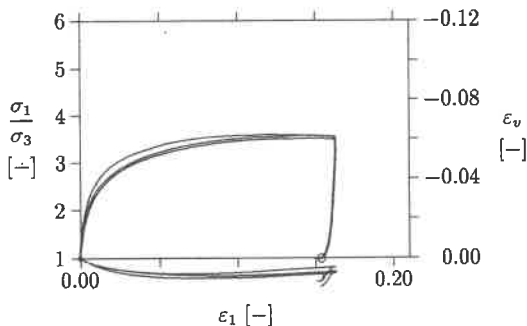


Bild 3.23: Triaxiales Spannungs-Dehnungsverhalten ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) von lockerem Hostun-Sand (Schanz & Vermeer 1996)

In Bild 3.24 werden die Versuchsergebnisse der verschiedenen Labors für den dichten Sand miteinander verglichen. Dabei handelt es sich um Mittelwerte der jeweiligen Versuchsserien.

Trotz vergleichbarer Versuchsdurchführungen lassen sich Unterschiede zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Labors feststellen: Der Unterschied zwischen den konventionellen Ergebnissen (*non-lub.* in Bild 3.24) und den Ergebnissen mittels der modifizierten Durchführung läßt sich durch den Einfluß der Endflächenschmierung, d. h. der unterschiedlichen Homogenität des Verformungszustands, erklären. Die Differenzen zwischen den Ergebnissen des IMG und des IGS sind überraschend, es reduziert sich jedoch der Unterschied in den Werten des Reibungswinkels auf 1 bis 2°. Die genauen Werte der ermittelten maximalen

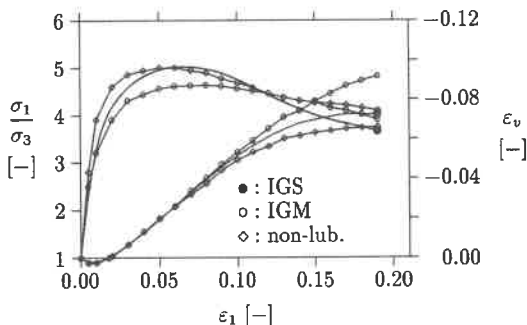


Bild 3.24: Vergleich Spannungs-Dehnungsverhalten von dichtem Hostun-Sand aus drei Labors ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$)

Tabelle 3.4: Scherfestigkeit und Dilatanz von Hostun-Sand im Triaxialversuch

	$\varphi_p^{tr} [^\circ]$	$\varphi_{cv}^{tr} [^\circ]$	$\psi_p^{tr} [^\circ]$
$I_D = 1.15$			
IGS	41.9	34.8	13.3
IMG	40.1	35.7	14.0
non-lub.	41.8	37.7	12.6
$I_D = 0.38$			
IGS	34.4	34.4	0.0

Dilatanz- (ψ_p^{tr}) und Reibungswinkel (φ_p^{tr}) und der residualen Scherfestigkeit (φ_{cv}^{tr}) finden sich in Tab. 3.4.

Vergleicht man in Bild 3.24 die Werte der gemessenen Volumendehnungen, so zeigt sich bis zu einer axialen Dehnung von $\varepsilon_1 \approx 0.1$ eine gute Übereinstimmung. Diese Dehnung ist größer als diejenige, welche mit dem maximalen Spannungsverhältnis korrespondiert. Wesentliche Unterschiede treten erst dann auf, wenn die Proben sich einem *kritischen* Zustand nähern, in dem die Verformungen ohne weitere Volumenänderungen auftreten. Für die residuale Scherfestigkeit ($\varepsilon_1 \approx 17\%$) liefern die Ergebnisse von IGS und IMG Reibungswinkel von 34.8° bzw. 35.7° . Für weiteres Abscheren wäre ein kritischer Wert von 34.4° denkbar. Dieser Winkel wurde aus Bild 3.23 für den lockeren Sand ermittelt und wird im folgenden als der *kritische Reibungswinkel* für Hostun-Sand angenommen.

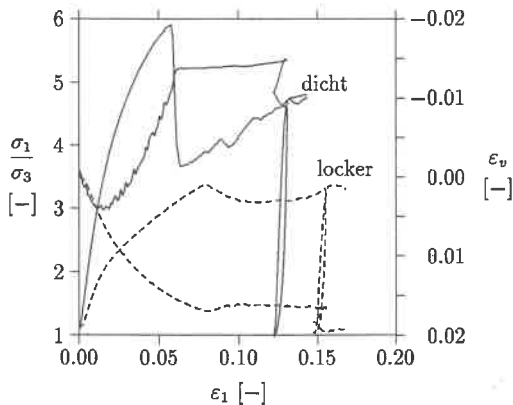


Bild 3.25: Spannungs-Dehnungsbeziehung im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$) nach Hammad (1991)

Tabelle 3.5: Reibungs- und Dilatanzwinkel von Hostun-Sand im Biaxialversuch nach Hammad (1991)

$\sigma_3 [kN/m^2]$	$\varphi_p^{ps} [^\circ]$	$\psi_p^{ps} [^\circ]$
$I_D = 0.95$		
100	46.7-47.5	14.5-14.7
200	46.4-47.0	14.1-14.2
400	45.1-45.3	11.4-12.1
$I_D = 0.37$		
100	35.5	0.0
200	32.5-34.5	0.0
400	33.0-33.3	-1.3

3.3.3 Biaxialversuchsergebnisse

Die in diesem Abschnitt dargestellten Ergebnisse beruhen auf der Arbeit von Hammad (1991). Bild 3.25 zeigt daraus zwei typische Versuchsergebnisse, die an lockerem und dichtem Hostun-Sand ermittelt wurden. Typisch ist der abrupte Abfall des Spannungsverhältnisses nach Erreichen eines Maximalwerts. Nachdem die maximalen Reibungswinkel im Triaxialversuch für dichten Hostun-Sand mit $40 - 42^\circ$ und für lockeren Hostun-Sand mit 34.4° bestimmt wurden, ist es nun interessant, diese Werte mit denjenigen aus dem Biaxialversuch zu vergleichen. Dazu wurden die in den einzelnen Versuchen maximal erreichten Spannungsverhältnisse σ_1/σ_3 ausgewertet. Letztere Ergebnisse sind in Tab. 3.5 für unterschiedliche Werte des Seitendrucks zusammengefaßt.

Aus diesen Daten läßt sich für einen Seitendruck von 300 kN/m^2 durch Interpolation ein maximaler Reibungswinkel von $45 - 47^\circ$ für den dichten Hostun-Sand und von $32.5 - 34.5^\circ$ für den lockeren Sand bestimmen. Im Vergleich zu den triaxialen Ergebnissen zeigt sich somit ein signifikanter Unterschied für die dichte Lagerung, der auch durch andere Studien bestätigt wird. Im Gegensatz dazu erhält man für die lockere Lagerung nur einen sehr geringen Unterschied. Es sieht ganz so aus, als gäbe es, zumindestens für Hostun-Sand, einen einheitlichen residualen Wert der Scherfestigkeit im kritischen Zustand, φ_{cv} , welcher unabhängig von den Versuchsrandbedingungen ist.

3.3.4 Scherfestigkeit von Sand unter verschiedenen Verformungsrandbedingungen

Die Scherfestigkeit granularer Materialien in Abhängigkeit von der mittleren Hauptspannung, b , d. h. von den Versuchsrandbedingungen, wurde bereits allgemein in Abschnitt 2.1.2 diskutiert. Diese Ausführungen sollen hier für den

triaxialen und biaxialen Fall mit den oben vorgestellten Versuchsergebnissen weiter vertieft werden.

Die Scherfestigkeit granularer Materialien wird normalerweise durch die Angabe des maximalen Reibungswinkels φ_p und des kritischen Reibungswinkels φ_{cv} beschrieben. Dabei muß berücksichtigt werden, daß der Reibungswinkel nicht nur vom Spannungsniveau und der Dichte sondern zusätzlich auch vom Spannungspfad abhängig ist. Dies zeigt sich u. a. in unterschiedlichen Ergebnissen bezüglich der aus Triaxial- und Biaxialversuchen ermittelten Scherfestigkeit. Für einen dichten Sand kann der Unterschied im Reibungswinkel bis zu 5° betragen. Für einen lockeren Sand mit der kritischen Dichte wurden ähnliche Unterschiede festgestellt (Stroud 1971, Lade 1984). Auf der anderen Seite haben auch verschiedene Autoren Ergebnisse publiziert, die einen einheitlichen kritischen Reibungswinkel nahelegen (Rowe 1962, 1971, Bolton 1986). Aus den hier präsentierten Ergebnissen für Hostun-Sand läßt sich letzterer Beobachtung eines einheitlichen Werts zustimmen. Eine wichtige Folgerung dieser Beobachtung für die numerische Modellierung ist die Brauchbarkeit der Mohr-Coulombschen Grenzbedingung, welche die bekannte sechsseitige Pyramide im Hauptspannungsraum beschreibt, für einen lockeren Sand.

Aufgrund von Untersuchungen an Ottawa-Sand und an weiteren granularen Materialien (Negussey, Wijewickreme & Vaid 1988) bestätigen sich die gemachten Beobachtungen: Aus Versuchen im Kreisringschergerät zeigt sich eine Unabhängigkeit der kritischen Scherfestigkeit von der Normalspannung, der Anwesenheit von Porenwasser, der Anfangslagerungsdichte und der Kornverteilung. Der Winkel der Restscherfestigkeit wird deshalb dort als ein *fundamentaler Materialkennwert* bezeichnet.

Ein weiterer Vergleich der Ergebnisse für lockeren und dichten Hostun-Sand betrifft die Größe der Dilatanz. Dieses Thema wird ausführlich von Bolton (1986) behandelt, der die heute allgemein akzeptierte Beobachtung festhält, daß die Werte der Dilatanz im Triaxial- und Biaxialversuch übereinstimmen. Diese Beobachtung wird durch die hier präsentierten Ergebnisse bestätigt⁶.

Zur Frage des Einflusses der Versuchsrandbedingungen auf die Scherfestigkeit von Sand gibt es in der Literatur verschiedene Untersuchungen (Cornforth 1964, Leusink, Wittke & Weseloh 1966).

Aus der Berücksichtigung dieser Arbeiten resultiert der Vorschlag einer Beziehung zwischen den maximalen Reibungswinkeln im Triaxial- und Biaxialversuch entsprechend Glg. 3.21 (Schanz & Vermeer 1996), die in Bild 3.26 den genannten experimentellen Ergebnissen gegenübergestellt wird:

$$\varphi_p^{tr} \approx \frac{1}{5} (3\varphi_p^{ps} + 2\varphi_{cv}) \quad . \quad (3.21)$$

Es zeigt sich eine sehr gute Bestätigung für die oben angegebene Beziehung. Der Unterschied zwischen den Scherfestigkeiten in beiden Versuchen reduziert sich

⁶Eine davon abweichende Meinung vertritt u. a. Lee (1970).

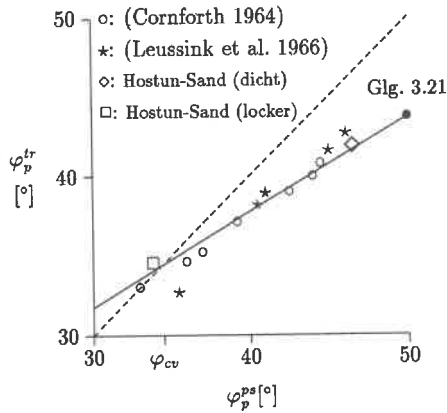


Bild 3.26: Maximale Scherfestigkeit unter ebener Verformungs- und Triaxialbedingung (Schanz & Vermeer 1996)

mit abnehmender Dichte. Dieser empirische Zusammenhang wird quantitativ auch von Schulze (1968) bestätigt: Für die dortige Auswertung weiterer 6 Untersuchungen ergibt sich ein Unterschied im Reibungswinkel für lockere Lagerung von ca. $0.6 - 3^\circ$ und für dichte Lagerung von $3 - 6^\circ$.

Über nur sehr geringe Unterschiede der Scherfestigkeit in verschiedenen Versuchsgescherten (Biaxial-, Triaxial- und Direktscherversuch) für Karlsruhe-Sand unterschiedlicher Dichte wird in Hettler & Gudehus (1988) berichtet. Als Erklärung wird dort die gesteigerte Homogenität der Verformungen, erzielt durch eine verbesserte Versuchsdurchführung (geführte Lastplatten, kurze Proben), gegeben.

Tabelle 3.6: Reibungs- und Dilatanzwinkel von Hostun-Sand aus den verschiedenen Scherverversuchen

Gerät	$\varphi_p [^\circ]$	$\psi_p [^\circ]$	$\varphi_p [^\circ]$	$\psi_p [^\circ]$
	$I_D = 0.95/1.15$		$I_D = 0.37$	
Triaxial	(43.0)/41.9	13.3-14.0	34.4-35.7	0
Biaxial	46.7-47.5/-	14.0-14.6	35.5	0
Torsion	43.8-45.5/47.7	8.0-13.0	36.0	1.7

3.3.5 Scherfestigkeit im Torsionsscherversuch im Vergleich mit konventionellen Versuchen

Tabelle 3.6 gibt eine Zusammenstellung aller Werte der Scherfestigkeit und der Dilatanz, die aus den unterschiedlichen Versuchen für Hostun-Sand ermittelt wurden.

Für die beiden Geräte mit einem ebenen Verformungszustand läßt sich kein signifikanter Unterschied der Ergebnisse für die dichte Lagerung finden. Der zu beobachtende Unterschied für die lockere Lagerung im kritischen Zustand ist ebenfalls nur sehr gering.

In Bild 3.27 sind die Ergebnisse für den ebenen Verformungszustand dargestellt. Die Ergebnisse aus dem Torsionsoedometer lassen sich sehr gut unter diejenigen aus dem Biaxialversuch einordnen. Diese Ergebnisse sollen im folgenden mit

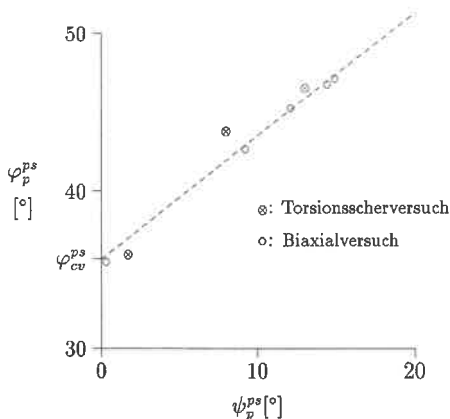


Bild 3.27: Vergleich der Dilatanz- und Reibungswinkel im ebenen Verformungszustand (Schanz & Vermeer 1996)

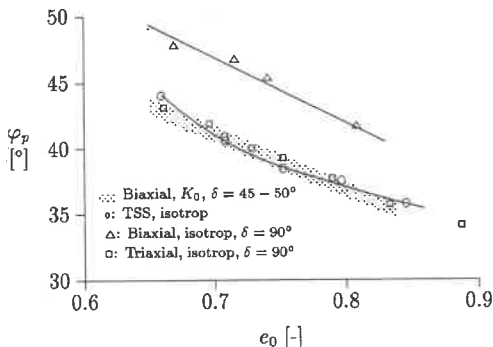


Bild 3.28: Vergleich des maximalen Reibungswinkels φ_p von Toyoura-Sand in verschiedenen Schergeräten ($\sin \varphi_p = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$)

Ergebnissen einer ähnlichen Untersuchung aus der Literatur (Pradhan, Tatsuoka & Horii 1988a, Pradhan, Tatsuoka & Horii 1988b) verglichen werden:

Dort werden Ergebnisse aus Triaxial-, Biaxial- und Torsionsscherversuchen (TSS) bezüglich der Scherfestigkeit und den Verformungseigenschaften von Toyoura-Sand gegenübergestellt. Das TSS (*Torsional Simple Shear Device*) entspricht der direkten Umsetzung der Idealisierung aus Bild 3.1 (Tatsuoka, Sonoda, Hara, Fukushima & Pradhan 1986). Ähnlich wie im Torsionsoedometer kann der Einfluß der Rotation der Hauptspannungen quantifiziert werden, wobei jedoch beim TSS, wegen der unterschiedlichen gerätetechnischen Realisierung in radialer Richtung, eine vollständige Erfassung des Spannungszustands möglich ist.

Bild 3.28 zeigt exemplarisch typische Ergebnisse aus den verschiedenen Versuchsgescherten. Aufgrund der Ergebnisse dieser Untersuchungen lassen sich folgende Beobachtungen zusammenfassen:

- Die gemessene Größe von $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$ im TSS ändert sich von einem Startwert mit $b = 0$ hin zu einem Endwert. Beide Werte entsprechen ungefähr denen aus dem Biaxialversuch.
- Die Rotation der Hauptspannungen im TSS beträgt für dichten Sand ca. $47 - 50^\circ$ im Bruchzustand und ist einige Grad geringer für lockeren Sand. Der wesentliche Anteil der Rotation der Hauptspannungen erfolgt im initialen Abschnitt des Versuchs.
- Die Größe von σ_3 ändert sich während des Versuchs im TSS nicht signifikant.
- Berücksichtigt man die Rotation der Hauptspannungen im TSS, indem man die Ergebnisse mit solchen aus dem Biaxialversuch mit $\delta \approx 45 - 50^\circ$ (Sedi-

mentationsrichtung) vergleicht, so ergeben sich bei gleicher Anfangsporenzahl sehr gut übereinstimmende Spannungs-Dehnungsbeziehungen.

Diese Ergebnisse und Bild 3.28 stehen im Gegensatz zu den oben gezeigten eigenen Auswertungen, obwohl das TSS mit dem Torsionsoedometer vergleichbar erscheint. Die Unterschiede treten bereits beim Vergleich zwischen Triaxial- und Biaxialergebnissen, die bei $\delta = 90^\circ$ auch für lockere Lagerungsdichte deutlich unterschiedliche Werte der Scherfestigkeit ergeben, auf.

3.3.6 Einfluß des Zustands auf die Scherfestigkeit

In Kapitel 2 wurde bereits der klassische Ansatz zur Berücksichtigung des Dichte- und Spannungseinflusses auf die Scherfestigkeit nach Bolton (1986) genannt. Hier seien die entsprechenden Glgn. 2.6 und 2.7 noch einmal wiederholt (p in kPa):

$$\varphi_p^{ps} - \varphi_{cv} \approx 5 \cdot (I_D(10 - \ln p) - 1) \quad , \quad (3.22)$$

$$\varphi_p^{tr} - \varphi_{cv} \approx 3 \cdot (I_D(10 - \ln p) - 1) \quad (3.23)$$

Aufbauend auf dieses Konzept wird für Hostun-Sand eine Beziehung entsprechend Glg. 3.24 vorgeschlagen:

$$\varphi_p^{tr} - \varphi_{cv} = 2.16 \cdot (I_D(10 - \ln \sigma_3 [kPa]) - 1) + 0.96 \quad . \quad (3.24)$$

Glg. 3.24 unterscheidet sich von Glg. 3.23 durch die Verwendung des Seitendrucks

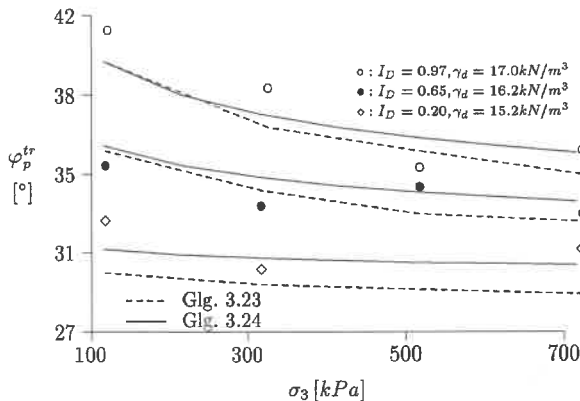


Bild 3.29: Einfluß der Lagerungsdichte und des Seitendrucks σ_3 auf die Scherfestigkeit φ_p^{tr} von Hostun-Sand im Triaxialversuch ($\varphi_{cv} = 30^\circ$)

σ_3 statt der mittleren Spannung p . Dies geschieht in Anlehnung an die Definition der normierten Steifigkeit E_{50} nach Glg. 3.12, bei der auch der Seitendruck als Referenzspannung verwendet wurde.

Die Glgn. 3.23 und 3.24 sind in Bild 3.29 experimentellen Ergebnissen aus Triaxialversuchen an Hostun-Sand unterschiedlicher Lagerungsdichte gegenübergestellt (Al Issa 1973). Die Unterschiede zwischen den beiden Formulierungen sind nur gering. Glg. 3.23 liefert im Vergleich mit Glg. 3.24 geringere Werte der Scherfestigkeit. Der Unterschied beträgt jedoch maximal ca. 2 Grad. In Anbetracht der einfachen Form von Glg. 3.24 zeigt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung über den untersuchten Zustandsbereich.

3.3.7 Diskussion

Aus den Resultaten, die in den vorangegangenen Abschnitten präsentiert wurden, lassen sich folgende Schlußfolgerungen in bezug auf den Reibungs- und den Dilatanzwinkel ziehen:

- Benutzt man das Konzept der Superposition entsprechend Abschnitt 2.2, so kann man den Dilatanzwinkel bei biaxialen und bei triaxialen Verformungsbedingungen aus den Volumen- und Schubdehnungsgeschwindigkeiten ermitteln. Diese erweiterte Theorie liefert für beide Randbedingungen ähnliche Maximalwerte des Dilatanzwinkels im Bruchzustand.
- Im Gegensatz zum Dilatanzwinkel hängt der Maximalwert des Reibungswinkels signifikant von den Verformungsbedingungen ab. Nach den hier dargestellten Werten ergeben sich jedoch für beide Bedingungen annähernd gleiche Ergebnisse für den residualen Wert der Scherfestigkeit, unabhängig von der Lagerungsdichte. Es läßt sich eine lineare Beziehung zwischen den Maximalwerten der Scherfestigkeit in beiden Versuchen entsprechend Glg. 3.21 formulieren.

3.4 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden die Ergebnisse an Sand aus dem Torsionsoedometer solchen aus herkömmlichen Versuchsgeräten gegenübergestellt. Hierbei wurden Vergleiche in bezug auf die Steifigkeit und die Scherfestigkeit/ Dilatanz dargestellt:

Für beide Parametergruppen ist unter Berücksichtigung der gewählten Idealisierung eine Einordnung der erhaltenen Ergebnisse in die Ergebnisse aus konventionellen Versuchen möglich.

Es ergeben sich ähnliche Werte für den Steifemodul. Die ermittelten Scherfestigkeiten liegen im Bereich der Ergebnisse von Biaxialversuchen. Mit abnehmender Lagerungsdichte verschwindet dabei der Unterschied zu den Ergebnissen aus dem

Triaxialversuch, der maximal $5 - 7^\circ$ bei einer dichten Lagerung beträgt. Ergänzend konnte mit den Ergebnissen aus Versuchen mit unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen eine Datenbank erstellt werden. Sie ermöglicht es, die Stoffmodellierungen, die im nächsten Kapitel im Mittelpunkt stehen werden, bei unterschiedlichen Materialzuständen zu verifizieren.

Kapitel 4

Stoffgleichungen

In diesem Kapitel werden zunächst die verschiedenen theoretischen Konzepte zur Formulierung von Stoffgleichungen im Rahmen der Kontinuumsstheorie eingeführt und in ihren Grundzügen erläutert.

Den umfangreichsten Teil stellt die Beschreibung eines Stoffmodells im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie dar, welches zunächst in seiner Grundversion vorgestellt wird.

Anschließend werden drei Erweiterungen des Modells für spezielle Fragestellungen, nämlich Steifigkeitsverhalten, Kohäsionsentfestigung und Berücksichtigung von Spannungs- und Dichteabhängigkeit, gezeigt. Alle diese Erweiterungen werden durch das Nachrechnen entsprechender Laborversuche verifiziert.

Die durchgeführten Berechnungen in diesem und dem folgenden Kapitel erfolgen auf der Grundlage der geometrisch linearen Theorie.

4.1 Konzepte der Kontinuumsstheorie

Granulare Materialien weisen eine körnige Struktur auf, die bei einer mechanischen Betrachtung in der Regel durch ein Kontinuum idealisiert wird. Die Eigenschaften eines materiellen Punktes bei dieser Betrachtung ermitteln sich aus den Eigenschaften eines repräsentativen Volumenelements. Für einen solchen materiellen Punkt wird dann ein Stoffgesetz formuliert.

Im folgenden Abschnitt werden die Konzepte der Hyper- und Hypoelastizität, der *üblichen* Plastizität und der Hypoplastizität knapp erläutert.

Eine zunehmende Bedeutung zur Beschreibung granularer Stoffe finden neben den zu diskutierenden Verfahren auch die sogenannten *Diskontinuumsansätze*, die verschiedentlich auch *diskrete Methoden* bzw. *Partikelmethode*n genannt werden. Bei ihnen werden die einzelnen Teilchen diskret behandelt (Allen & Tildesley 1987, Bashir & Goddard 1991, Cundall & Hart 1992).

Die Teilchen, die unterschiedliche Formen und zufallsverteilte Größen bzw. Materialeigenschaften haben können, interagieren bei Kontakt über Normal- und

Tangentialfedern mit unterschiedlichen Federgesetzen. Auf diese Weise können Kohäsion und Reibung abgebildet werden.

Das beobachtete makroskopische Verhalten läßt sich oft bereits durch einfache Wechselwirkungsgesetze zwischen den Teilchen beschreiben, deren Bedeutung und darin enthaltene Größen jedoch nicht eindeutig sind. Es bleibt die Aufgabe, die relevanten Parameter zu identifizieren.

Im allgemeinen Fall werden Strategien der Partikeldynamik mit einer aufwendigen Kontaktabfrage eingesetzt und ein expliziter Integrationsalgorithmus zur Lösung verwandt.

Diese Modelle wurden hauptsächlich für granulare Materialien bzw. Blockstrukturen entwickelt und angewandt und dort meistens als Diskrete-Elemente-Methode (Discrete/ Distinct Element Method/ DEM) bezeichnet (Walton & Braun 1986, Campbell 1990, Walton 1993).

Eine wesentliche Einschränkung für die Anwendbarkeit der Diskontinuumsmethoden ist die relativ große Teilchenzahl in realen Systemen. Der damit verbundene numerische Aufwand zur Beschreibung realer Randwertprobleme ist entsprechend umfangreich.

Derartige Methoden werden in der vorliegenden Arbeit nicht behandelt. Im Gegensatz zu diesen Verfahren werden granulare Materialien hier als ein Kontinuum betrachtet. Die diskrete Natur granularer Anordnungen wird somit bei der Aufstellung der Stoffgleichungen nicht direkt berücksichtigt.

4.1.1 Elastizität

Als elastisch bezeichnet man einen Stoff, dessen Spannung eine reine Funktion von Verzerrungsgrößen aus einem - spannungslosen oder vorgespannten - Ausgangszustand heraus ist. Werden die Verzerrungen rückgängig gemacht, gehen auch die Spannungen auf den Ausgangswert zurück (Luz 1970).

Hyperelastizität

Unter einem hyperelastischen Stoff versteht man ein Material, bei dem die spezifische (innere) Energie nur vom Verzerrungszustand abhängt (Bufler 1977). Die Abhängigkeit des Spannungszustands vom Verzerrungsweg ist nicht zulässig. Die Spannungen entlang aller geschlossener Dehnungswege sind reversibel. Bei einem hyperelastischen Material liefert die Ableitung der spezifischen Formänderungsenergie W_c (Komplementärenergie) nach den Spannungen σ eindeutig die elastischen Verzerrungen ϵ^e , d. h. :

$$\epsilon^e = \frac{\partial W_c}{\partial \sigma} \quad (4.1)$$

Dadurch ist die auch nicht-linear mögliche Spannungs-Dehnungsbeziehung eindeutig.

Beispiele für derartige Formulierungen werden von Lade & Nelson (1987) und Molenkamp (1988) gegeben.

Die folgende Formulierung (Vermeer 1980) ist ursprünglich für allgemeine Spannungszustände angegeben. Die Glgn. 4.2 und 4.3 (Brinkgreve 1994) beziehen sich unter Verwendung der Spannungen p und q jedoch auf den triaxialen Spannungszustand:

$$W_c = \frac{3}{2} \frac{1}{2-m} \frac{1-2\nu_s}{1+\nu_s} \frac{\sigma^2}{G_s}, \quad (4.2)$$

mit

$$\sigma = p \sqrt{1 + \frac{2}{9} \frac{1+\nu_s}{1-2\nu_s} \left(\frac{q}{p}\right)^2}, \quad G_s = G^{ref} \left(\frac{\sigma}{p^{ref}}\right)^m. \quad (4.3)$$

Daneben existieren Ansätze, die außer dem Spannungszustand auch den Einfluß der Verformungsgeschichte berücksichtigen. Alternativ zu dem von Arslan (1980) als Funktion der Spannungsinvarianten formulierten Elastizitätsgesetz (siehe Glg. 3.13) wurde z. B. von Ehlers *et al.* (1998) auf der Basis thermodynamischer Prinzipien ein neues in den Verzerrungen formuliertes Gesetz entwickelt. Darin ist die Referenzkonfiguration für das elastische Gesetz eine Funktion des Zustands der plastischen Volumendehnungen. Dazu wird der Schubmodul G nach Glg. 4.4

$$G = G_0 \varepsilon_v^p \quad (4.4)$$

als Funktion der plastischen Volumendehnung ε_v^p und der Kompressionsmodul K nach Glg. 4.5 als Funktion der Volumendehnung und der maximalen Volumenkontraktanz ε_v^{min} ¹ angenommen.

$$K = k_1 + k_2 \ln \left[1 + \varepsilon_v^e \left(\varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p - \varepsilon_v^{min} + \frac{1}{\varepsilon_v^p - \varepsilon_v^{min}} \right) \right] \varepsilon_v^e \quad (4.5)$$

Hierin ist die elastische Volumendehnung ε_v^e variabel, während die plastische Volumendehnung für eine momentane Auswertung zur Bestimmung des Spannungszustands als konstant angenommen wird. Die maximale Volumenkontraktanz wird als eine materialbezogene Konstante verwendet.

$$\sigma = 2G_0 \varepsilon_v^p \varepsilon^{e,D} + K \varepsilon_v^e \quad (4.6)$$

Im resultierenden Stoffgesetz nach Glg. 4.6 beschreibt der erste Summand den linearen, der zweite Summand den nichtlinearen Anteil des Spannungs-Dehnungsverhaltens. Der Tensor $\varepsilon^{e,D} = \varepsilon^e - \frac{1}{3}(\varepsilon^e \cdot \mathbf{1})\mathbf{1}$ kennzeichnet darin den *isochoren* (spurfreien) Anteil der elastischen Verzerrung.

Die Materialkonstanten k_1 , k_2 und G_0 können aus Triaxialversuchen mit Entlastungsschleifen bestimmt werden.

¹Die maximale Volumenkontraktanz wird aus einem isotropen Kompressionsversuch als Maximalwert der Verdichtung, ohne Auftreten von Kornbruch, bestimmt.

Hypoelastizität

Hypoelastizität beschreibt eine Klasse von Materialien, bei denen die Spannungs- und Dehnungszinkremente über Koeffizienten in Beziehung stehen, die wiederum eine Funktion der Spannungen und/oder der Dehnungen sind.

Andere Formulierungen enthalten die Dichte als zusätzlichen Zustandsparameter. Das Verhalten ist infinitesimal reversibel. Hypoelastische Stoffbeziehungen können nicht-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen beschreiben und z. T. für eine Grenzbelastung auch ein konstantes Niveau erreichen. Die erzwungene inkrementelle Linearität bewirkt jedoch gleiche Steifigkeiten sowohl für Be- als auch für Entlastung, was der Charakteristik von plastischem Materialverhalten widerspricht.

Um diese Einschränkung zu umgehen, wurden derartige Stoffgleichungen vorgeschlagen, die zusätzliche Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Entlastung beinhalten. Diese Formulierungen sind streng genommen im Inkrement nicht mehr linear und dadurch nicht mehr hypoelastisch.

Die Unterscheidung zwischen Erst- und Ent-/Wiederbelastung führt dazu, daß bei *neutraler Belastung*, $d(\sigma_1/\sigma_3) = 0$, eine Unstetigkeit bei der Wahl der Steifigkeit auftritt.

Hypoelastisches Verhalten ist im allgemeinen pfadabhängig, d. h. die Spannungen sind nur für ausgewählte, geschlossene Dehnungspfade reversibel.

Echte Hypoelastizität ist noch nicht beobachtet worden, hat aber formalen Nutzen (Gudehus 1990).

Hypoelastische Stoffe lassen sich allgemein durch ein Stoffgesetz der Form

$$\dot{\sigma} = \overset{4}{D}(\sigma) \dot{\epsilon} \quad (4.7)$$

beschreiben. Dabei bezeichnet $\overset{4}{D}$ einen im allgemeinen 4-stufigen, isotrop von σ abhängigen Tensor, $\dot{\sigma} = f(\dot{\sigma}, \sigma, \epsilon)$ die mitgedrehte Spannungsgeschwindigkeit (*Jaumann-Spannungsrates*²) und $\dot{\epsilon} = f(\epsilon)$ die zugehörige Verzerrungsgeschwindigkeit.

Die weithin bekannten, hyperbolischen Formulierungen in der Literatur (Kondner & Zelasko 1963, Duncan & Chang 1970, Stutz 1973, Davis & Mullenger 1978) fallen in diese Gruppe der Materialgleichungen. Neben den bereits genannten Einschränkungen ist besonders die folgende Einschränkung zu beachten: Benutzt man als Grundlage für diese Formulierungen in inkrementeller Form ein Hookesches Gesetz, nun aber mit variabler Steifigkeit und konstantem Wert ν_{ur} , so kann man Dilatanzeffekte trotzdem nicht erfassen.

²Bereits Lehmann (1972) weist auf die bei der Verwendung der Jaumann-Rate auftretenden Oszillationen bei reiner Schubbeanspruchung hin.

4.1.2 Plastizität

Bei Formulierungen im Rahmen der üblichen Plastizität wird der unterschiedlichen Steifigkeit für Be- und Entlastung durch die Einführung von mindestens zwei unterschiedlichen, funktionalen Zusammenhängen zwischen σ und $\dot{\epsilon}$ Rechnung getragen. Dieser Ansatz der inkrementellen Nichtlinearität ist eng mit der Aussage verbunden, das zwischen kontinuierlich ineinander übergehenden Be-/Ent- und Wiederbelastungsvorgängen unterschieden werden kann. Dies geschieht durch die Einführung einer Referenzfläche im Spannungsraum, der sogenannten *Fließfläche*. Ihre Größe und Position im Spannungsraum ist eine Funktion des Zustands des betrachteten, materiellen Punkts. Sie grenzt dabei den elastischen Bereich nach außen hin ab. Ergänzt wird die Fließfläche durch die Formulierung der *Konsistenzbedingung*, die die Kontinuität des fortschreitenden Belastungsvorgangs beinhaltet.

Eine weitere wesentliche Charakteristik derartiger Modelle sind sogenannte *Entwicklungsgesetze*, die die Entwicklung der Größe und Position der Fließfläche im Spannungsraum beschreiben. Das Aufstellen einer zutreffenden Evolutionsgleichung ist eine schwierige Aufgabe, da ein Erinnerungsvermögen für gewisse Belastungszustände und eine progressive Ver- und/oder *Entfestigung* berücksichtigt werden sollen.

Das im folgenden beschriebene Stoffgesetz gehört zur Klasse der isotrop verfestigenden Modelle, bei denen der plastische Zustand durch einen einzigen Skalar, den sogenannten Verfestigungsparameter, charakterisiert ist.

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für Belastung, d. h. die plastischen Dehnungsrate, wird durch die *Fließregel* bestimmt, welche die Aussage der *Normalität* zwischen der Rate der plastischen Dehnung und der sogenannten *plastischen Potentialfläche*, vergleichbar mit dem elastischen Potential im Rahmen der Hyperelastizität, beinhaltet (siehe dazu Glg. 4.23). Sie stellt damit eine Verbindung zwischen den plastischen Verzerrungsraten und den Spannungen her.

In diesem Rahmen sind in den letzten Jahrzehnten zahlreiche Materialformulierungen vorgeschlagen worden: Drucker, Gibson & Henkel (1957) waren die ersten, die Böden als ein *Work-hardening*-Material beschrieben. Bei derartigen Modellen wird als Parameter für das Verfestigungsgesetz die plastische Arbeit W^p nach Glg. 4.8 gewählt³.

$$W^p = \int_{t_0}^{t_1} \sigma \, d\epsilon^p \quad (4.8)$$

Die Mehrzahl aller elasto-plastischen Modelle geht von dieser Arbeit aus.

Unter den erfolgreichsten Modellen für bindigen Boden sind sicher die auf der *Cam-Clay*-Theorie (Schofield & Wroth 1968) beruhenden Modelle zu nennen. Zum Teil (Nova & Wood 1979) wurden sie auch erfolgreich für Sand angewendet.

³Daneben existieren auch Ansätze unter Verwendung eines (plastischen) Dehnungsmaßes (*strain hardening*).

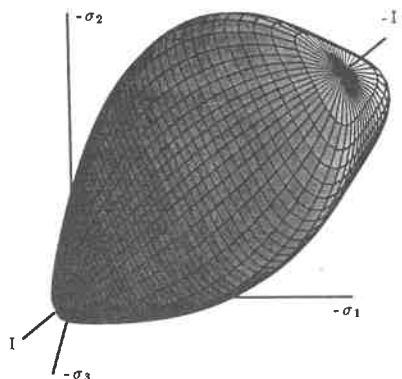


Bild 4.1: Darstellung der Fließfläche nach Ehlers (1995) im Hauptspannungsraum

Im Bereich granularer Materialien existieren sehr viele unterschiedliche *Modellfamilien*, auf die im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen werden soll (Lade & Nelson 1987, Mróz, Norris & Zienkiewicz 1979, Vermeer 1982, Dafalias & Herrmann 1982, Darve 1990, Ehlers 1993, Ehlers & Volk 1998). Einen umfangreichen Überblick gibt darüber hinaus Hashiguchi (1985, 1993).

Eine spezielle Gruppe unter derartigen Materialformulierungen bilden die sogenannten *Einflächenmodelle*. Darunter versteht man solche Materialmodelle, bei denen zur mathematischen Beschreibung der Potential- bzw. Fließfläche eine einzige, geschlossene Formulierung verwendet wird. Im Unterschied zu anderen Ansätzen treten bei diesen Modellen keine Unstetigkeitsstellen auf, wodurch sich Vorteile in der numerischen Anwendung ergeben. Neben weiteren Beispielen in der Literatur (de Boer 1988, Kim & Lade 1988, Desai 1989) wird hier die Formulierung nach Ehlers (1995) exemplarisch vorgestellt.

Dabei bezeichnet F nach Glg. 4.9 die Fließfläche, I_1 , J_2 und J_3 die erste, die zweite und die dritte (deviatorische) Invariante des Spannungstensors:

$$F = \Psi^{1/2} + \beta I_1 + \epsilon I_1^2 - \kappa = 0 \quad (4.9)$$

mit

$$\Psi = J_2(1 + \gamma \vartheta)^m + \frac{1}{2} \alpha I_1^2 + \delta^2 I_1^4, \quad (4.10)$$

$$\vartheta = \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}}. \quad (4.11)$$

Die Fließfläche F ist in Bild 4.1 im Hauptspannungsraum (hier Druckspannungen negativ) dargestellt. Form und Größe der Fließkurve in der hydrostatischen

Ebene werden durch die Parameter $\alpha, \beta, \delta, \epsilon$ und κ bestimmt. Sie entwickeln sich als Funktionen der plastischen Arbeit. Die Parameter m und γ beschreiben die Form der Fließkurve in der deviatorischen Ebene.

Daneben wird für das plastische Potential G die Formulierung nach Glg. 4.12 gegeben:

$$G = \Gamma^{1/2} + \beta I_1 + \epsilon I_1^2 - g(I_1) = 0 \quad (4.12)$$

mit

$$\Gamma = J_2 + \frac{1}{2} \alpha I_1^2 + \delta^2 I_1^4 \quad (4.13)$$

Der Unterschied zwischen der Fließfunktion F und dem plastischen Potential G besteht in ihrer Form in der Deviatorebene: Während die Fließfläche die Form eines in den Ecken ausgerundeten Dreiecks aufweist, beschreibt Glg. 4.12 in dieser Darstellung einen kreisförmigen Querschnitt. Die Funktion $g(I_1)$ dient dazu, den Dilatanzwinkel an Versuchsergebnisse anzupassen.

Hypoplastizität

Formulierungen im Rahmen der Hypoplastizität gehen im wesentlichen auf die Forschung der Gruppen in Grenoble (Darve 1978, Chambon, Desrues, Hammad & Charlier 1994) und Karlsruhe (Kolymbas 1977, Kolymbas 1988, Kolymbas 1991, Gudehus 1996) zurück.

Der Ausgangspunkt der hypoplastischen Modelle ist eine einzige Gleichung (siehe Glg. 4.14), die die Cauchy Spannungen σ , die mitgedrehte (objektive) Spannungsrate $\dot{\sigma}$, die entsprechende Verzerrungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ (ohne Rotation der Hauptachsen entspricht $\dot{\epsilon}$ der logarithmischen Dehnungsrate) und die Porenzahl e in der Form $\dot{\sigma} = h(\sigma, \dot{\epsilon}, e)$ in Beziehung setzt. Die Funktion $h(\sigma, \dot{\epsilon}, e)$ ist dabei isotrop bezüglich ihrer Argumente. Glg. 4.14 gibt eine der ersten Formulierungen (Kolymbas 1988) in der dort verwendeten Notation wieder,

$$\dot{\sigma} = \frac{1}{2} C_1 (\sigma \dot{\epsilon} + \dot{\epsilon} \sigma) + C_2 \text{tr}(\sigma \dot{\epsilon}) \mathbf{1} + C_3 \sigma \sqrt{(\text{tr} \dot{\epsilon})^2} + C_4 \frac{\sigma^2}{\text{tr} \sigma} \cdot \sqrt{(\text{tr} \dot{\epsilon})^2} \quad (4.14)$$

wobei C_i skalare Funktionen von σ , $\dot{\epsilon}$ und e bezeichnen. Für jede Spannung σ ergibt sich somit eine nicht-lineare Beziehung zwischen $\dot{\sigma}$ und $\dot{\epsilon}$.

Bei Glg. 4.14 handelt es sich damit um eine nicht-lineare, tensorielle Gleichung vom Raten-Typ, welche bereits die Effekte der Dilatanz/ Kontraktanz und die Existenz einer Grenzbedingung wiedergeben kann. Eine Deformationszerlegung in elastische und plastische Komponenten, wie in der üblichen Plastizität, erfolgt dazu nicht.

Formulierungen im Rahmen der Hypoplastizität verwenden somit keine expliziten Ausdrücke für die Fließfläche oder die Fließregel. Diese lassen sich jedoch, mittels zusätzlicher Annahmen, aus Glg. 4.14 ableiten (v. Wolffersdorff 1998).

Seit der ersten Formulierung (Kolymbas 1977) wurden verschiedene Varianten von Glg. 4.14 publiziert, die zur Erfassung zusätzlicher experimenteller Beobachtungen erweitert wurden.

Glg. 4.14 hat auf den ersten Eindruck eine sehr komplexe Struktur. Für ausgewählte Randbedingungen kann man sie jedoch in eine zugänglichere Form bringen. So läßt sich mit den Glgn. 4.15 und 4.16 für triaxiale Verhältnisse eine sehr verständliche⁴ Darstellung angeben (Herle 1997).

$$\dot{\sigma}_1 = f_s \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)^2}{\sigma_1^2 + 2\sigma_3^2} \left[\dot{\epsilon}_1 + a^2 \frac{\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 + 2\sigma_3 \dot{\epsilon}_3}{(\sigma_1 + 2\sigma_3)^2} \sigma_1 + f_d \frac{a}{3} \frac{5\sigma_1 - 2\sigma_3}{\sigma_1 + 3\sigma_3} \sqrt{\dot{\epsilon}_1^2 + 2\dot{\epsilon}_3^2} \right] \quad (4.15)$$

$$\dot{\sigma}_3 = f_s \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)^2}{\sigma_1^2 + 2\sigma_3^2} \left[\dot{\epsilon}_3 + a^2 \frac{\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 + 2\sigma_3 \dot{\epsilon}_3}{(\sigma_1 + 2\sigma_3)^2} \sigma_3 + f_d \frac{a}{3} \frac{4\sigma_3 - \sigma_1}{\sigma_1 + 3\sigma_3} \sqrt{\dot{\epsilon}_1^2 + 2\dot{\epsilon}_3^2} \right] \quad (4.16)$$

Aus den hypoplastischen Materialparametern $\varphi_c, h_s, n, e_{d0}, e_{c0}, e_{i0}, \alpha$ und β lassen sich die Faktoren f_s, f_d und a zu

$$f_s = \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_i}{e} \right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (4.17)$$

und

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha, \quad a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (4.18)$$

berechnen (Bauer 1996, Herle 1998a).

Diese Variante der Formulierung (Gudehus 1996, Bauer 1996) verwendet physikalisch plausible und einfach ermittelbare Stoffparameter. Die wesentliche Komponente ist hierbei die Verwendung der drei Grenzzustände der Porenzahl (e_d, e_c, e_i), auf die bereits in Abschnitt 2.1.1 eingegangen wurde.

⁴Die Überführung von Glg. 4.14 in Glg. 4.15 ist in Herle (1997) allerdings nicht angegeben.

4.2 Das Hardening Soil Modell

Im Rahmen der üblichen Plastizität wurde vom Verfasser das sogenannte *Hardening Soil* Modell (HS-Modell) entwickelt. Das Modell erfaßt das mechanischen Verhaltens von *festen* bzw. *verfestigenden Böden*, wie Sand, Kies, Schluff und OC-Ton⁵.

Derartige Böden weisen folgende mechanischen Eigenschaften auf:

- Unter deviatorischer Beanspruchung treten irreversible Schubdehnungen, jedoch nur geringfügige, irreversible Volumendehnungen auf.
- Die Materialeigenschaften (Steifigkeit, Scherfestigkeit) sind ausgeprägt dichte- und spannungsabhängig.
- Für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge ergibt sich im Vergleich zur Erstbelastung eine deutlich höhere Steifigkeit (Pfadabhängigkeit).

4.2.1 Motivation, Ziele

Das HS-Modell soll die experimentell erzielten Beobachtungen des vorhergehenden Kapitels so gut wie möglich numerisch nachvollziehen können. Obwohl es in der Literatur eine Vielzahl von konstitutiven Modellen für granulare Materialien gibt, wird dieser neue Ansatz verfolgt, um letztendlich eine Formulierung zu erhalten, die bei aller wünschenswerten Benutzerfreundlichkeit doch auf einer soliden theoretischen Basis beruht.

Die meisten Modelle in der Literatur sind entweder zu einfach, d. h. mit ihnen können wesentliche Effekte des Materialverhaltens nicht beschrieben werden, oder aber sie haben eine für die Nutzung in der Praxis ungeeignete Reihe von Eingabeparametern. In den letzten Jahren läßt sich zusätzlich die Tendenz beobachten, daß Modelle vorgeschlagen werden, die eine gute Übereinstimmung zwischen Experiment und Berechnung erlauben, was jedoch auf Kosten der zugrunde liegenden physikalischen Annahmen geht.

Das vorzustellende Modell ist der Übersichtlichkeit halber für triaxiale Verhältnisse formuliert. Außerdem existieren für diese Randbedingung die meisten und die zuverlässigsten Versuchsergebnisse. Die Verifizierung des Modells in den späteren Abschnitten umfaßt jedoch neben dem triaxialen Zustand Versuche mit sich davon unterscheidenden Randbedingungen.

Im folgenden sind Druckspannungen und Kontraktanz positiv definiert. Es gilt $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$; $q = \sigma_1 - \sigma_3$; $p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$; $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$. Alle Spannungen sind effektive Spannungen.

Für dieses Modell existiert neben dieser Formulierung eine allgemeine 3-dimensionale Erweiterung und Implementierung (Vermeer & Brinkgreve 1995), die jedoch

⁵In einem späteren Abschnitt wird ergänzend auf das Phänomen der *Entfestigung* eingegangen.

nicht Gegenstand dieser Arbeit ist.

In den folgenden Abschnitten wird das HS-Modell in seiner Ratenform vorgestellt. Auf Details der Implementierung der inkrementellen Form wird an dieser Stelle nicht eingegangen. Das HS-Modell ist seit 1994 in seiner Grundformulierung im FE-Programm PLAXIS implementiert und wurde seitdem weltweit erfolgreich zur Berechnung von Randwertproblemen unterschiedlichster Art eingesetzt.

Auf Grund dieser Erfahrungen kam es im Laufe der Jahre zu verschiedenen Erweiterungen/ Änderungen der ursprünglichen Version, auf die in den Abschnitten 4.5ff näher eingegangen wird.

4.2.2 Annahmen

Für die Herleitung der wesentlichen Gleichungen werden analog zum klassischen Vorgehen im Rahmen der Plastizität die folgenden Annahmen getroffen:

- Die Dehnungsraten lassen sich in einen elastischen und in einen plastischen Anteil zerlegen:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (4.19)$$

- Das Materialverhalten ist isotrop. Diese Annahme ist sehr einschränkend, da alle Effekte zufolge von Anisotropie (siehe Abschnitt 2.4) unberücksichtigt bleiben.
- Es wird ein homogenes Volumenelement unter einem gleichförmigen Dehnungszustand betrachtet. Dadurch sind Zustände, z. B. im Entfestigungsbereich des Materialverhaltens, mit dieser Formulierung zunächst nicht zu beschreiben.
- Für eine deviatorische Belastung unter triaxialer Randbedingung gilt in Anlehnung an frühere Arbeiten (Kondner & Zelasko 1963) mit den Konstanten a und b folgende hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\frac{1}{2}\gamma}{a + b \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma\right)} \quad (4.20)$$

mit der Definition des Dehnungsmasses $\gamma := \epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3 = 2\epsilon_1 - \epsilon_v$.

- In der Grundversion wird zunächst der Einfluß der Dichteänderung auf die Materialeigenschaften nicht berücksichtigt.

In den folgenden Abschnitten werden die generelle Struktur und die dazu nötigen speziellen Funktionen und Parameter eines elasto-plastischen Modells diskutiert.

4.2.3 Allgemeiner Ansatz

Am Anfang der Herleitung der allgemeinen Spannungs-Dehnungsbeziehung steht die additive Zerlegung der Dehnungsrate in einen elastischen und einen plastischen Anteil nach Glg. 4.19. Der elastische Anteil ergibt sich bei der Verwendung des linear-elastischen, isotropen Hookeschen Gesetzes zu

$$\dot{\sigma} = {}^4\mathbf{D} \dot{\epsilon}^e \quad (4.21)$$

In Glg. 4.21 bezeichnet ${}^4\mathbf{D}$ den vierstufigen elastischen Materialtensor nach Glg. 4.22.

$${}^4\mathbf{D} = \frac{E_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \left[\mathbf{1} + \frac{\nu_{ur}}{1 - 2\nu_{ur}} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \right] \quad (4.22)$$

Die plastische Dehnungsrate ergibt sich aus der Fließregel und unter Beachtung der Kuhn-Tucker Gleichungen zu:

$$\dot{\epsilon}^p = \dot{\Lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad , \quad \dot{\Lambda} \geq 0 \quad ; \quad f \leq 0 \quad , \quad \dot{\Lambda} f = 0 \quad (4.23)$$

Dabei bezeichnet Λ einen positiven plastischen Multiplikator. Das plastische Potential $g = g(\sigma, \Gamma_i)$ ist eine Funktion der Spannungen und zusätzlicher, interner Parameter $\Gamma_i = \Gamma_i(\dot{\epsilon}^p)$, welche die plastische Geschichte, d. h. die plastischen Dehnungen des Materials, erfassen.

Glg. 4.19 läßt sich damit zu Glg. 4.24 umschreiben:

$$\dot{\sigma} = {}^4\mathbf{D} \dot{\epsilon} - \dot{\Lambda} {}^4\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (4.24)$$

Die Fließfunktion f ist mit $f = f(\sigma, \Psi_i) \leq 0$ eine Funktion der Spannungen. Ψ_i repräsentiert eine Menge von zusätzlichen Parametern, die mit $\Psi_i = \Psi_i(\dot{\epsilon}^p)$ analog zu Γ_i Funktionen der plastischen Dehnungen sind. Vereinfachend wird im folgenden angenommen, daß nur ein plastischer Parameter Ψ auftritt.

Plastische Dehnungen treten nur dann auf, wenn der aktuelle Spannungszustand auf der Fließfläche liegt, d. h. wenn $f = 0$ und gleichzeitig $\dot{f} = 0$ gilt, d. h. keine (elastische) Entlastung stattfindet.

Beim Vorliegen einer plastischen Beanspruchung gilt Glg. 4.25, die sogenannte *Konsistenzbedingung*:

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \Psi} \dot{\Psi} = 0 \quad , \quad \text{mit der Belastungsbedingung} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} \geq 0 \quad (4.25)$$

Aus der Kombination von Glg. 4.24 und 4.25 ergibt sich die Rate des plastischen Multiplikators zu

$$\dot{\Lambda} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \left({}^4\mathbf{D} \dot{\epsilon} \right)}{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \left({}^4\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right) + h} \quad , \quad (4.26)$$

mit

$$\frac{1}{h} = -\frac{\partial f}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^p} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (4.27)$$

h wird oft als *Verfestigungsmodul* bezeichnet. Somit ergibt sich die allgemeine Spannungs-Dehnungsbeziehung durch Einsetzen von Glg. 4.26 in Glg. 4.24 zu:

$$\dot{\sigma} = \left[\overset{4}{D} - \frac{\overset{4}{D} \tau \frac{\partial f}{\partial \sigma} \otimes \overset{4}{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \left(\overset{4}{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right) + h} \right] \dot{\varepsilon} \quad (4.28)$$

Der Ausdruck in der Klammer von Glg. 4.28 wird die *elasto-plastische Kontinuumstangente* genannt. Die zur Ermittlung von Glg. 4.28 notwendigen Formulierungen der Fließ- und Potentialflächen, des Verfestigungsgesetzes und des elastischen Gesetzes bilden den Inhalt der folgenden Abschnitte.

Die allgemeine Formulierung nach Glg. 4.28 bedarf wegen der im HS-Modell gewählten mathematischen Form der Fließ- und Potentialflächen einer Erweiterung. Diese Flächen setzen sich im 3-dimensionalen Spannungsraum jeweils aus 6 Einzelflächen zusammen (siehe dazu Bild 4.16). In der Deviatorebene ergibt sich damit in den Eckpunkten eine unstetige Ableitung nach den Spannungen. Spannungszustände unter triaxialer Belastung liegen jedoch genau auf diesen Eckpunkten. Damit werden für den Fall des Fließens zwei Fließ- bzw. Potentialflächen aktiviert (*Mehrflächenmodell*). Diese werden im folgenden mit f_{12}, f_{13} bzw. g_{12}, g_{13} bezeichnet. Aus diesem Sachverhalt ergibt sich mit

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\Lambda}_{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} + \dot{\Lambda}_{13} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} \quad (4.29)$$

eine modifizierte Form von Glg. 4.23. Die Konsistenzbedingung nach Glg. 4.25 wird zu

$$\dot{f}_{12} = \dot{f}_{13} = 0 \quad (4.30)$$

modifiziert. Für die Bestimmung des zweiten plastischen Multiplikator Λ_{12} steht damit eine zusätzliche Gleichung zur Verfügung.

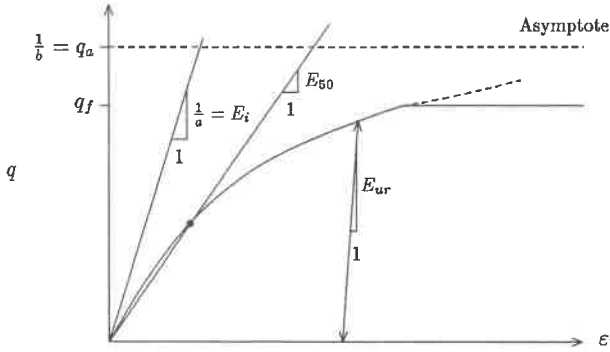


Bild 4.2: Mechanisches Verhalten unter (triaxialer) deviatorischer Belastung

4.2.4 Steifigkeit

Bild 4.2 zeigt einen typischen, deviatorischen Spannungs-Dehnungspfad mit einem Erstbelastungs- und einem Ent-/Wiederbelastungsabschnitt (siehe dazu auch Glg. 4.20). Das Verhalten für den Erstbelastungsabschnitt ist deutlich nicht-linear. In allgemeinen Randwertproblemen gilt auch für den Ent-/Wiederbelastungsbereich $\dot{\sigma}_3 \neq 0$, d. h. diese (elastische) Steifigkeit ist nicht konstant. Zusätzlich sind in Bild 4.2 die in diesem Modell verwendeten, unterschiedlichen Moduli (E_i , E_{50} und E_{ur}) bezeichnet. E_i beschreibt die initiale Steifigkeit für sehr kleine Dehnungen und ist als Tangentenmodul experimentell nur sehr aufwendig zu bestimmen. Stattdessen wird für die Erstbelastung der Sekantenmodul E_{50} verwendet.

Erstbelastungssteifigkeit

Die Erstbelastung wird durch die spannungsabhängige Steifigkeit E_{50} nach Glg. 4.31, einer modifizierten Form (Kohäsionsterme) von Glg. 3.12, beschrieben. E_{50} wird als Sekantenmodul aus einer triaxialen Spannungs-Dehnungskurve bestimmt. Der Index 50 korrespondiert dabei mit einer Mobilisierung von 50% der maximalen Scherfestigkeit q_f :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m \quad (4.31)$$

Elastische Ent- / Wiederbelastungssteifigkeit

Eine Ent- bzw. Wiederbelastung wird als rein elastischer Vorgang modelliert. Die elastischen Komponenten der Dehnung ϵ^e werden mittels eines Hookeschen

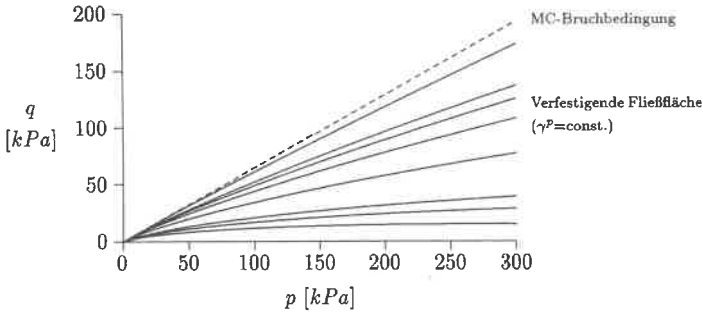


Bild 4.3: Verfestigende Fließfläche und Grenzbedingung in der p-q-Ebene

Gesetzes unter Verwendung einer konstanten Querdehnungszahl ν_{ur} und spannungsabhängigen Steifigkeiten E_{ur} , wahlweise G_{ur} , nach den Gln. 4.32 und 4.33 ermittelt:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m, \quad (4.32)$$

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur}, \quad \sigma^{ref} = 100 \text{ kPa}. \quad (4.33)$$

Diese Formulierung hat die gleiche mathematische Form wie Glg. 4.31.

Ein derartiger Ansatz mittels variabler Moduli ist sehr pragmatisch. Wegen der in den Gln. 4.32 und 4.33 enthaltenen thermodynamischen Inkonsistenzen kann es bei ausgewählten, geschlossenen Belastungspfaden zu Problemen⁶ kommen. Werden jedoch vorwiegend monotone Belastungspfade verfolgt, so ist eine derartige Formulierung für praktische Anwendungen akzeptabel.

4.2.5 Fließfläche, Grenzbedingung und Verfestigung

Die Fließfunktionen f_{12} und f_{13} werden nach den Gln. 4.34 und 4.35 definiert. Dabei wird das Maß der plastischen Schubdehnung γ^p nach Glg. 4.36 als Parameter der Verfestigung benutzt:

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p = 0, \quad (4.34)$$

⁶Für ausgewählte, geschlossene Belastungspfade läßt sich scheinbar Energie gewinnen. Wegen dieses Sachverhalts lassen sich Effekte wie zyklische Verdichtung und zyklische *Verflüssigung* mit diesem Modell nicht beschreiben.

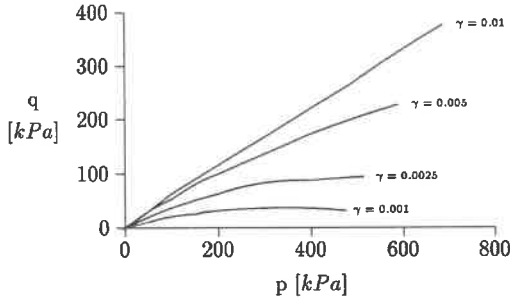


Bild 4.4: Equi- γ Linien (Tatsuoka & Ishihara 1974) von dichtem Toyoura-Sand im Triaxialversuch

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p = 0 \quad (4.35)$$

$$\text{mit der Definition } \gamma^p := \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (4.36)$$

Die Näherung in Glg. 4.36 beinhaltet die Annahme, daß unter Scherbeanspruchung, d. h. aktiver Fließfläche, die plastischen Volumendehnungen ε_v^p im Vergleich zu den Schubverzerrungen klein sind. Für den Fall der isotropen Kompression ist die Fließfläche nicht aktiv, d. h. es treten keine plastischen Schubverzerrungen auf.

R_f , oft mit $R_f \approx 0.9$, bezeichnet nach Bild 4.2 das Verhältnis zwischen der maximalen Spannung q_f für endliche Dehnungen und der asymptotischen Spannung q_a für unendliche Dehnungen. Für fortschreitende Belastung nähert sich diese Fließfläche f einer Mohr-Coulombschen Grenzfläche mit q_f nach Glg. 4.37:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = M(p + c \cot \varphi_p) R_f^{-1} \quad (4.37)$$

Dabei gilt

$$M = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} \quad (4.38)$$

Bild 4.3 zeigt die Gestalt dieser verfestigenden Fließflächen f und die der Grenzbedingung in der p - q -Ebene. Die Fließflächen erweisen sich in dieser Darstellung als gekrümmt, die Grenzbedingung aber ist linear.

Ein Vergleich der Bilder 4.3 und 4.4 (Tatsuoka & Ishihara 1974) zeigt die gute experimentelle Abstützung der gewählten Formulierung für die Fließfläche.

4.2.6 Plastisches Potential

Zur Berechnung der plastischen Dehnungsraten werden folgende zwei Funktionen, g_{12} und g_{13} , definiert:

$$\begin{aligned} g_{12} &= (\sigma_1 - \sigma_2)/2 - (\sigma_1 + \sigma_2)/2 \cdot \sin \psi_m, \\ g_{13} &= (\sigma_1 - \sigma_3)/2 - (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \cdot \sin \psi_m. \end{aligned} \quad (4.39)$$

Unter Anwendung der *Koiter-Regel* (Koiter 1960) bezüglich des Fließens zufolge zweier Fließflächen (siehe auch Vorgehen im Rahmen der *Multi-surface plasticity*) ergibt sich aus Glg. 4.29:

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\Lambda}_{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} + \dot{\Lambda}_{13} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} = \dot{\Lambda}_{12} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \\ -\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \\ 0 \end{bmatrix} + \dot{\Lambda}_{13} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \\ 0 \\ -\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \end{bmatrix}.$$

Alternativ zur Definition des plastischen Potentials kann eine Fließregel angegeben werden. Konkret entspricht dem plastischen Potential nach Glg. 4.39 eine Fließregel der Form

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p, \quad (4.40)$$

wobei mit dem mobilisierten Reibungswinkel φ_m und dem residualen Reibungswinkel φ_{cv} Glg. 4.41 gilt:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad (4.41)$$

Glg. 4.41 läßt sich auch aus der klassischen Theorie (Rowe 1962, 1971) herleiten, welche eine eindeutige Beziehung zwischen dem Spannungsverhältnis und der Dilatanz postuliert. Diese Theorie, die ursprünglich für ebene Verformungsrandbedingungen formuliert wurde, kann für axialsymmetrische Verhältnisse nach Glg. 4.41 (Vermeer & de Borst 1984, Schanz & Vermeer 1996) erweitert werden (siehe Abschnitt 2.2). Dieser Sachverhalt wurde vielfach experimentell bestätigt. Die mathematische Formulierung der Fließfunktion stimmt nicht mit der Formulierung des plastischen Potentials überein, d. h. es liegt der Fall einer *nicht-assozierten Fließregel* vor. Auch dieser Sachverhalt konnte mehrfach experimentell bestätigt werden (Vermeer 1980, Nova & Sacchi 1982).

4.2.7 Zeitintegration

Das oben beschriebene Modell wurde vom Verfasser in das FE-Programm PLAXIS (Vermeer & Brinkgreve 1995) implementiert. Dazu müssen die Modellgleichungen in einer inkrementellen Form geschrieben werden. Die dabei getroffenen Annahmen stehen im Mittelpunkt dieses Abschnitts.

Während des globalen Iterationsprozesses ergeben sich die Verschiebungsinkremente aus der fortlaufenden Lösung des globalen Gleichungssystems

$$\mathbf{K} \Delta \mathbf{u} = \Delta \mathbf{f}_{ext} - \Delta \mathbf{f}_{int} \quad (4.42)$$

Dabei bezeichnen $\mathbf{K}$ die globale Steifigkeitsmatrix, $\mathbf{f}_{ext}$ den aus den äußeren Lasten resultierenden, globalen Lastvektor und $\mathbf{f}_{int}$ den aus den Spannungen resultierenden globalen Lastvektor.

Die Spannungen am Ende eines Inkrements σ^1 können bei einem gegebenen Dehnungsinkrement $\Delta \epsilon$ zu

$$\sigma^1 = \sigma^0 + \Delta \sigma \quad (4.43)$$

$$\Delta \sigma = {}^4\mathbf{D} \left(\Delta \epsilon - \Delta \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right) \quad (4.44)$$

$$\gamma^p = \gamma_0^p + \Delta \gamma^p \quad (4.45)$$

berechnet werden mit

σ^0 , den Spannungen zum Beginn des Inkrements,

$\Delta \sigma$, dem resultierenden Spannungsinkrement,

${}^4\mathbf{D}$, der auf der Ent-/ Wiederbelastung beruhenden elastischen Steifigkeit,

$\Delta \epsilon$, dem Dehnungsinkrement ($= B \Delta u$),

γ^p , einem Maß der plastischen Schubverzerrung (hier: gewählter Verfestigungsparameter),

$\Delta \Lambda$, dem Inkrement des nicht-negativen Multiplikators und

g , dem plastischen Potential.

Der Multiplikator Λ wird aus der Bedingung $f(\sigma^1, \gamma^p) = 0$ für den neuen Spannungs- und Verformungszustand bestimmt.

Aus dieser Änderung der Spannungen während eines Dehnungsinkrements resultiert eine Änderung der spannungsabhängigen Größen (u. a. elastische Steifigkeit, plastisches Potential). Die Änderung der elastischen Steifigkeit innerhalb eines Inkrements verliert mit zunehmender plastischen Verformung an Bedeutung.

Aus diesem Grund wird ${}^4\mathbf{D}$ aus den Spannungen zum Beginn des Inkrements berechnet (*Euler explizit*). In den Fällen, in denen ein ausschließlich elastisches Verhalten vorliegt, wie etwa bei einer Ent- oder Wiederbelastung, erfolgt eine Iteration für die mittlere Steifigkeit während eines Lastinkrements.

Aus der Integration von Glg. 4.24 ergibt sich bei Annahme einer konstanten Fließrichtung für den Zeitschritt direkt Glg. 4.46:

$$\Delta \sigma = \overset{4}{D} \Delta \epsilon - \Delta \Lambda \overset{4}{D} \int_{t_0}^{t_1} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \dot{\gamma}^p dt = \overset{4}{D} \Delta \epsilon - \Delta \Lambda \overset{4}{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \Delta \gamma^p . \quad (4.46)$$

Auch das plastische Potential g hängt außer vom mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m von den Spannungen ab. Als Dilatanzwinkel für die entsprechenden Derivate wird der Wert zum Beginn des Zeitschritts genommen. Die Implementierung verwendet ein implizites Schema zur Berechnung der partiellen Ableitungen von g . Diese Ableitungen werden für eine *Prädiktor*-Spannung σ^{tr} ermittelt, die sich aus der Annahme reiner Elastizität im neuen Lastschritt ergibt:

$$\sigma^{tr} = \sigma^0 + \overset{4}{D} \Delta \epsilon . \quad (4.47)$$

Die Berechnung der konstitutiven Spannungen ergibt sich letztendlich zu

$$\sigma^1 = \sigma^{tr} - \Delta \Lambda \mathbf{b} \quad \text{mit} \quad \mathbf{b} = \overset{4}{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} . \quad (4.48)$$

Daraus lassen sich q ($= \sigma_1 - \sigma_3$) und q_a als Funktion der Prädiktor-Spannung und $\Delta \Lambda$ bestimmen:

$$q = \sigma_1^{tr} - \sigma_3^{tr} - \Delta \Lambda (b_1 - b_3) = q^{tr} - \Delta \Lambda (b_1 - b_3) , \quad (4.49)$$

$$q_a = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \frac{1}{R_f} \sigma_3^* = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \frac{1}{R_f} (\sigma_3^{*tr} - \Delta \Lambda b_3) , \quad (4.50)$$

$$\sigma_3^* = (\sigma_3 + c \cot \varphi) . \quad (4.51)$$

Für diese Spannungen muß Glg. 4.52 erfüllt sein:

$$f(\sigma^1) - f(\sigma^0) - \Delta \gamma^p = 0 . \quad (4.52)$$

Da das Inkrement der plastischen Schubverzerrung $\Delta \gamma^p$ eine lineare Funktion von $\Delta \Lambda$ ist, resultiert Glg. 4.52 in einer (komplizierten) quadratischen Gleichung für $\Delta \Lambda$, deren Lösung numerisch einfach zu bestimmen ist.

Für den triaxialen Spannungszustand ergibt sich, analog zu Glg. 4.48, Glg. 4.53:

$$\sigma^1 = \sigma^{tr} - \Delta \Lambda_{12} \overset{4}{D} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} - \Delta \Lambda_{13} \overset{4}{D} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} . \quad (4.53)$$

In Glg. 4.53 bezeichnen die Subskripts die in den Fließflächen und plastischen Potentialen auftretenden Hauptspannungen. Statt der einen Bedingung nach Glg. 4.52 treten nun zwei Konsistenzbedingungen für die beiden aktiven Fließflächen auf. Daraus ergibt sich mit der Bedingung $\sigma_2 = \sigma_3$ letztendlich wieder eine quadratische Gleichung für einen der beiden Multiplikatoren.

Nach der Berechnung der konstitutiven Spannungen muß noch überprüft werden, ob der resultierende Spannungszustand die Grenzbedingung $q \leq q_f$ verletzt. In diesem Fall müßten die Spannungen noch auf die Mohr-Coulombsche Grenzfläche zurückgeführt werden.

Die in diesem Abschnitt dargestellte, grundlegende Formulierung wurde um die Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeiten bei verschiedenen Verformungsrandbedingungen (*Kappenmodell*), der Kohäsionsentfestigung und der Dichte-/ Spannungsabhängigkeit erweitert. Die nächsten Abschnitte haben diese Erweiterungen zum Inhalt.

4.3 Kohäsionsentfestigung

Eine Kohäsion bei granularen Materialien kann verschiedene physikalische Ursachen haben, u. a. die Wirkung von Kapillarwasser, eine Zementierung der Kornkontakte oder ähnliche chemische Prozesse (Clough, Sitar, Bachus & Rad 1981, Gudehus & Mikulitsch 1996). Im folgenden wird speziell der Fall eines zementierten Sands näher betrachtet.

Der Erfassung des Werts der Kohäsion und seiner Entwicklung während einer Belastung kommt bei der Berechnung von Randwertproblemen (z. B. Erddruckprobleme (v. Wolffersdorff 1998), Böschungsstandsicherheit (Clough et al. 1981, Kavvadas, Anagnostopoulos & Kalteziontis 1993) große Bedeutung zu.

Die entscheidende Erweiterung des HS-Modells ist die Kombination der beschriebenen Reibungsverfestigung mit einer Kohäsionsentfestigung. Das Modell wird zur Vermeidung numerischer Probleme (Netzabhängigkeit, Eindeutigkeit der Lösung) mittels eines Ansatzes im Rahmen eines Integral-Kontinuums ergänzt. In diesem Ansatz wird das Maß der Volumendehnung, welches die Entfestigung steuert, in einer *nicht-lokalen* Form definiert. Durch die Einführung eines Parameters mit der Qualität einer *internen Länge* wird bei der Anwendung im Rahmen der FEM eine Regularisierung erreicht.

Das Modell wird abschließend zur Simulation eines Triaxialversuchs an künstlich hergestelltem, zementierten Sand und zur Untersuchung eines Scherbands unter Biaxialversuchsbedingungen eingesetzt.

Details dieser Erweiterung und verschiedene zusätzliche Verifizierungen in Form von Nachrechnungen von in der Literatur dokumentierten Triaxialversuchen an natürlich zementierten Sanden finden sich bei Schanz (1998).

4.3.1 Notwendigkeit der Regularisierung

Die Kombination von klassischen Kontinuumstheorien und entfestigenden Materialtheorien (Vermeer 1990, Feenstra & de Borst 1995, Pijaudier-Cabot & Burlion 1996) führt in der Regel nicht zu dem gewünschten Erfolg. Sie bewirkt das Auftreten eines im mathematischen Sinne schlecht gestellten Problems (z. B. Verlust der Elliptizität des Randwertproblems) und einer damit verbundenen Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses. Bei quasi-statischer Lastaufbringung führt das klassische Punktkontinuum zu einer stetigen Reduktion der Dicke der Versagenszonen (z. B. in Scherbändern und anderen Schädigungszonen). Sowohl errechnete Verschiebungsfelder als auch Last-Verschiebungsbeziehungen erweisen sich als stark diskretisierungsabhängig.

Den Unzulänglichkeiten der Kombination von klassischen Kontinuumstheorien und entfestigenden Materialmodellen versuchte man in den letzten Jahren durch Regularisierungsmaßnahmen zu begegnen. Als Beispiele seien hier das mikropolare Cosserat-Kontinuum (Cosserat & Cosserat 1909, Mühlhaus & Vardoulakis 1987, de Borst 1991, Steinmann & Willam 1991, Steinmann 1994, Ehlers & Volk

1998), das Gradientenkontinuum (Gradientenplastizität) (Germain 1973, Mühlhaus & Aifantis 1991) und das Integralkontinuum (nicht-lokale Plastizität) genannt, siehe die Übersichten in (Ehringen & Kafadar 1976, Bazant & Gambarova 1984, Mühlhaus 1995). Auf der Suche nach Auswegen aus dieser Situation wurden zusätzlich auch viskose Ansätze vorgeschlagen (Needleman 1988), welche jedoch bei Materialien ohne natürliche Viskosität keine physikalische Begründung haben.

4.3.2 Stand der Forschung im Bereich zementierter Sand

Das mechanische Verhalten von zementierten Sand ist sowohl experimentell als auch theoretisch seit langer Zeit Gegenstand der Forschung. Daneben sind in der Literatur umfangreiche Versuche an künstlich hergestellten Versuchskörpern dokumentiert (Saxena & Lastrico 1978, Dupas & Pecker 1979, Frydman, Hendron, Horn, Steinbach, Baker & Shaal 1980, O'Rourke & Crespo 1988, Abdulla & Kioussis 1997a). Was die Grenzbedingung und das Ver- und Entfestigungsverhalten betrifft, sind die Ergebnisse der unterschiedlichen Versuchsreihen jedoch nur in den seltensten Fällen untereinander konsistent (Abdulla & Kioussis 1997a). Ursache für diese Unterschiede sind u. a. die zu geringen Abmessungen der Proben. Viele Experimente benutzen Proben mit einem Durchmesser von ca. 3.5–3.8 cm. Besonders bei zementierten Böden, bei denen es durch die Bildung von Konglomeraten zu einer größeren effektiven Korngröße kommt, ist dies zu gering. Zusätzlich ist in der Regel nicht deutlich, ob bei den dokumentierten Versuchen eine Endflächenschmierung benutzt wurde. Auch wenn man Scherversuche an Sandproben mit einer Schlankheit von 2:1 durchaus ohne Endflächenschmierung durchführen kann, ist dies bei zementiertem Sand aufgrund der erhöhten Sprödigkeit des Materials nicht sinnvoll. In Abdulla & Kioussis (1997a) werden Versuchsergebnisse an zementierten Sand vorgestellt, für die diese Einschränkungen nicht gelten.

Bei den auf zementierten Sand ausgerichteten Stoffmodellen handelt es sich in der Regel um Modelle (im Rahmen der Plastizitätstheorie) für unzementierten Sand, die nur in der Wahl der Parameter (Steifigkeit, Größe des elastischen Bereichs u. ä.) angepaßt werden (Nova & Sacchi 1982, Hirai, Takahashi & Yamada 1989, Pekau & Gocevski 1989). Jüngere Untersuchungen zeigen die prinzipielle Eignung derartiger Modelle zur Simulation der experimentellen Ergebnisse (Kavvas et al. 1993, Lagioia & Nova 1995).

Eine weitere Vorgehensweise zur Beschreibung zementierter Korngerüste ist die Kombination der Plastizitätstheorie mit Elementen einer Schädigungstheorie (Abdulla & Kioussis 1997b). In diesen Modellen wird die Anordnung der Körner mit einem Stoffmodell im Rahmen der klassischen Theorie als Reibungsmaterial beschrieben. Die zwischen den Körnern vorhandenen Brücken werden mittels eines elastischen Modells unter Berücksichtigung einer Schädigung (verursacht durch Kohäsionsentfestigung) erfaßt (Chazallon & Hicher 1998).

Die Auswirkung der beiden Anteile auf das mechanische Verhalten hängt vom aktuellen Verhältnis zwischen dem mittlerem Druck und der Größe der Kohäsion ab.

So überwiegt z. B. bei einem hohen Druckniveau (d. h. die Kohäsion ist nur gering im Vergleich zum Druck) bzw. bei schwachen Brücken (nur geringe Kohäsion im Bezug auf den Reibungsanteil) der Reibungsanteil des Korngerüsts und umgekehrt. Mit dieser Art der Modellierung gelingt es sehr gut, in Abhängigkeit von den Randbedingungen den Übergang von einem spröden zu einem zunehmend duktileren Verhalten zu erfassen.

Die im Rahmen der Hypoplastizität formulierten Ansätze für zementierte Sande (Gudehus 1996, Gudehus & Mikulitsch 1996) erreichen ähnlich gute Resultate, jedoch auf Kosten einer deutlich höheren Komplexität in ihrer Darstellung und in der Interpretation der Modellparameter.

4.3.3 Integralkontinuum und Entfestigungsgesetz

Die im folgenden Ansatz gewählte Formulierung ist ein Spezialfall der klassischen, nicht-lokalen Formulierung, bei der eine Beziehung zwischen mittleren, d. h. nicht-lokalen Spannungen und mittleren Dehnungen aufgestellt wird (Ehringen 1972, Bažant, Belytschko & Chang 1977, Ehringen 1981).

Im folgenden wird nur ein spezielles Dehnungsmaß nicht-lokal formuliert. Die allgemeinen Spannungen und Dehnungen werden weiterhin lokal berechnet. Dieser Ansatz geht auf mehrere in der Literatur dokumentierte Arbeiten zurück (Bažant, Lin & Pijaudier-Cabot 1987, Brinkgreve 1994, Brinkgreve & Vermeer 1994). Dadurch ist weiterhin eine annähernd lokale Behandlung der konstitutiven Gleichungen möglich.

Die nicht-lokale, plastische Volumendehnungsrate $\dot{\varepsilon}_v^{p*}$ ist durch die lokale plastische Volumendehnungsrate $\dot{\varepsilon}_v^p$, die Gewichtsfunktion w und den zusätzlichen Parameter α nach Glg. 4.54 (Brinkgreve 1994),

$$\dot{\varepsilon}_v^{p*}(x_n) = (1 - \alpha) \dot{\varepsilon}_v^p(x_n) + \frac{\alpha}{A} \int \int \int w(x'_n) \dot{\varepsilon}_v^p(x_n + x'_n) dx'_1 dx'_2 dx'_3, \quad (4.54)$$

mit

$$A = \int \int \int w(x'_n) dx'_1 dx'_2 dx'_3, \quad (4.55)$$

$$w(x'_n) = \frac{1}{l\sqrt{\pi}} e^{-\left(\frac{x'_n}{l}\right)^2} \quad (4.56)$$

definiert. In Glg. 4.54 findet sich ein lokaler und ein nicht-lokaler Anteil der Dehnung, deren Verhältnis über den Wert von α gesteuert wird. x'_n bezeichnet nach Bild 4.5 das lokale Koordinatensystem eines Partikels an der Stelle x_n . Alle

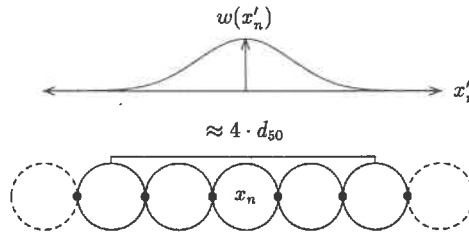


Bild 4.5: 1-dimensionale physikalische Interpretation der internen Länge l , mit $l = d_{50} = 0.5 \text{ mm}$ (Schanz 1998)

Berechnungen wurden mit einem Wert von $\alpha = 1.0$ durchgeführt, d. h. es tritt im Dehnungsmaß $\dot{\epsilon}_v^{p*}$ nur der nicht-lokale Anteil auf.

Bild 4.5 gibt eine physikalische Interpretation der internen Länge l für den 1-dimensionalen Fall. Deutlich zeigt sich der Abfall der Gewichtsfunktion mit der Distanz x'_n von der betrachteten lokalen Koordinate x_n .

Zur Vereinfachung der numerischen Prozedur bei der Bestimmung des plastischen Multiplikators aus der Konsistenzbedingung wird die Näherung nach Glg. 4.57 getroffen, d. h. $\dot{\epsilon}_v^e = 0$. Dadurch ist eine explizite Behandlung des nicht-lokalen Anteils möglich.

$$\begin{aligned}\dot{\epsilon}_v^{p*} &= \dot{\epsilon}_v^p + \alpha \left[\frac{1}{A} \int_V w(x'_n) \dot{\epsilon}_v^p(x_n + x'_n) dV - \dot{\epsilon}_v^p \right] \\ &\approx \dot{\epsilon}_v^p + \alpha \left[\frac{1}{A} \int_V w(x'_n) \dot{\epsilon}_v(x_n + x'_n) dV - \dot{\epsilon}_v \right] .\end{aligned}\quad (4.57)$$

Für das Entfestigungsgesetz wird mit dem Entfestigungsmodul $\tilde{h}$ eine lineare Beziehung zwischen der Verringerung (Änderungsrate) der Kohäsion $\dot{c}$ und der Größe der nicht-lokalen plastischen Volumendehnungsrate $\dot{\epsilon}_v^{p*}$ nach Glg. 4.58 angenommen:

$$\dot{c} = \tilde{h} \dot{\epsilon}_v^{p*} . \quad (4.58)$$

Dieser einfache Ansatz orientiert sich an ausgewählten experimentellen Ergebnissen (Clough et al. 1981). Liegen weitere Ergebnisse vor, so kann diese Evolutionsgleichung einfach angepaßt werden.

Einsetzen von Glg. 4.40 in Glg. 4.58 liefert mit Glg. 4.57 und unter Verwendung der Identität $\dot{\Lambda} = \dot{\gamma}^p$ direkt Glg. 4.59:

$$\dot{c} = \tilde{h} \sin \psi_m \dot{\gamma}^p + \alpha \tilde{h} \left[\frac{1}{A} \int_V w(x'_n) \dot{\epsilon}_v(x_n + x'_n) dV - \dot{\epsilon}_v \right] . \quad (4.59)$$

Eine unmittelbare Konsequenz aus Glg. 4.59 ist ein zusätzlicher Term in der Konsistenzbedingung Glg. 4.25 entsprechend Glg. 4.60, welcher die partielle Ableitung von f nach c enthält:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \gamma^p} \dot{\gamma}^p + \frac{\partial f}{\partial c} \dot{c} = 0 . \quad (4.60)$$

Die Kohäsion in einem neuen Lastschritt c^{n+1} wird aus der Kohäsion des letzten Lastschritts c^n nach Glg. 4.61 aktualisiert:

$$c^{n+1} = c^n + \tilde{h} \sin \psi_m \Delta \gamma^p + \alpha \tilde{h} \left[\frac{1}{A} \sum_V w(x'_n) \Delta \epsilon_v(x_n + x'_n) dV - \Delta \epsilon_v \right]^{n+1} . \quad (4.61)$$

Die Effektivität der gewählten Regularisierung mittels der Verwendung eines Integralkontinuums wird in den Bildern 4.6 und 4.7 exemplarisch gezeigt. In Bild 4.6 sind die Berechnungsergebnisse für die Simulation eines Biaxialversuchs ($H/B = 0.2 \text{ m}/0.1 \text{ m}$) mit 3 unterschiedlich feinen Diskretisierungen (80, 160 und 800 Elemente, siehe Bild 4.8) in Form von Last-Verschiebungskurven einander ge-

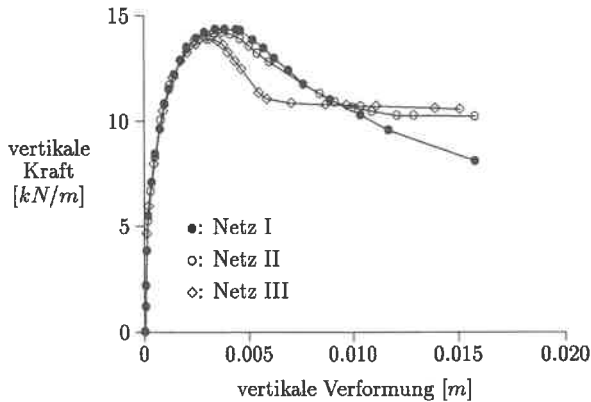


Bild 4.6: Last-Verschiebungskurven im Biaxialversuch ohne Regularisierung ($\sigma_3 = 25 \text{ kPa}$, $\varphi_p = 37^\circ$, $\psi_p = 7^\circ$, $c = 17 \text{ kPa}$, $E_{60}^{ref} = 30 \text{ MPa}$, $E_{ur}^{ref} = 120 \text{ MPa}$, $\nu_{ur} = 0.2$, $m = 0.5$)

genübergestellt. Der deutliche Einfluß der Diskretisierung zeigt sich sowohl beim maximal erreichten Wert der vertikalen Last als auch beim Verlauf der Kurven im Entfestigungsbereich für größere Vertikalverformungen. Im Unterschied dazu

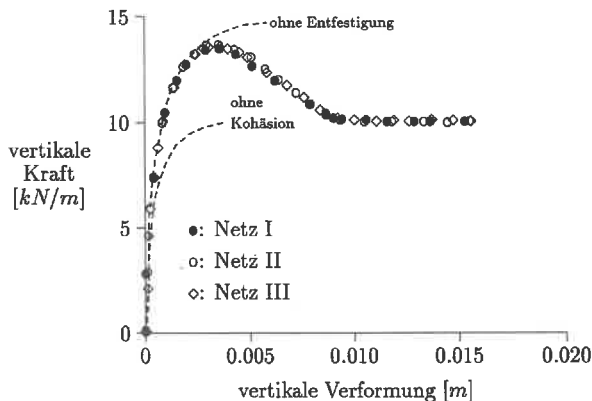


Bild 4.7: Effektivität des modifizierten Integralkontinuums als Regularisierungsmethode

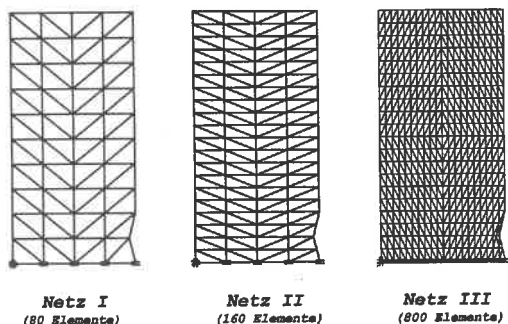


Bild 4.8: Verwendete Diskretisierungen

zeigt Bild 4.7 Ergebnisse unter Verwendung der beschriebenen Regularisierung. Mit den Parametern $l = 0.1$, $\tilde{h} = 1000$ und $\alpha = 1.0$ ergeben sich für die unterschiedlichen Diskretisierungen sowohl für den ver- als auch für den entfestigenden Abschnitt der Last-Verschiebungskurven keine wesentlichen Abweichungen. Die eingetragenen Kurven für den Fall ohne Entfestigung bzw. gänzlich ohne Kohäsion dienen der zusätzlichen Information.

4.3.4 Verifizierung

Um die Eignung der gewählten Formulierung zu überprüfen, wird in Bild 4.9 exemplarisch das experimentelle Ergebnis eines Scherversuchs an künstlich zementiertem Sand (Abdulla & Kioussis 1997a) mit den numerischen Ergebnissen (Berechnung für einen Integrationspunkt) kontrastiert. Dieser Vergleich nebst Ergebnissen, die an anderer Stelle (Schanz 1998) dokumentiert sind, lassen die folgenden Schlüsse zu:

Das Gesamtverhalten des Modells im Vergleich zum Experiment ist sehr gut, jedoch kann die ausgeprägte initiale Kompression, die allgemein mit zunehmendem Zementgehalt und Seitendruck anwächst, nur teilweise erfaßt werden. Die Entfestigung und die Dilatanz für fortschreitende Beanspruchung werden hingegen wieder realistisch beschrieben.

Die in Bild 4.10 dargestellte Berechnung einer Lokalisierung der Schubverzerungen unter Biaxialbeanspruchung ($H/B = 0.2\text{m}/0.1\text{m}$, 400 Elemente) bezieht sich auf einen mitteldichten, zementierten Sand. Die Lokalisierung wurde durch eine geometrische Imperfektion am unteren rechten Rand des Netzes ausgelöst. In Bild 4.10 sind die inkrementellen Verformungen für eine axiale Dehnung von $\epsilon_1 = 0.1$ qualitativ mit experimentellen Ergebnissen (Desrues et al.

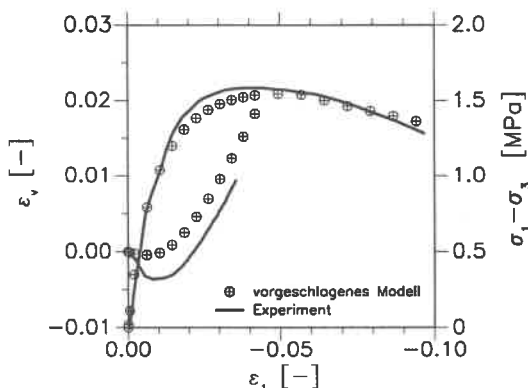


Bild 4.9: Experimentelle und berechnete Ergebnisse für einen triaxialen Kompressionsversuch an künstlich zementiertem Sand ($\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$, $\varphi_p = 48^\circ$, $\psi_p = 18^\circ$, $c = 500 \text{ kPa}$, $E_{50}^{ref} = 85 \text{ MPa}$, $E_{ur}^{ref} = 340 \text{ MPa}$, $\nu_{ur} = 0.29$, $m = 0.51$, Zementgehalt=6%; $\tilde{h} = 6000$, $\alpha = 1.0$ und $l = 1.0$); obere Kurven: Deviatorspannungen, untere Kurven: Volumendehnungen

1985) an einem unzementierten Sand, wobei bis auf die Kohäsion ähnliche Materialeigenschaften vorherrschen, einander gegenüber gestellt. Die Spannungs-Dehnungskurven der Experimente sind in Bild 3.25, Kapitel 3, angegeben.

Dargestellt sind die Ergebnisse für zwei Berechnungen mit $\alpha = 1.0$ und $\alpha = 2.0$. Die sich numerisch ergebenden Scherzonen sind leicht gekrümmt, und weisen eine mittlere Dicke von $L_N \approx 7 - 9 \text{ mm}$ auf. Setzt man die interne Länge l mit dem mittleren Korndurchmesser d_{50} gleich, so ergibt sich aus der 2-d Rechnung ein Verhältnis von $\frac{L_N}{d_{50}} \approx 14 - 18$, das um einen Faktor 2 größer ist, als jüngste experimentelle Ergebnisse (Oda & Kazama 1998).

Die theoretischen Grenzen für die Neigung der Lokalisierung ergeben sich nach den Glgn. 4.62 (siehe Abschnitt 2.3.1, Glgn. 2.16):

$$\begin{aligned}\Theta_R^* &= 45^\circ - \frac{\psi_p}{2} = 47.5^\circ, \\ \Theta_A^* &= 45^\circ - \frac{\varphi_p + \psi_p}{4} = 55.0^\circ, \\ \Theta_C^* &= 45^\circ - \frac{\varphi_p}{2} = 62.5^\circ.\end{aligned}\tag{4.62}$$

Die berechnete Orientierung beträgt $\Theta_N \approx 59^\circ$ und liegt damit zwischen den Werten für Θ_A und Θ_C . Die experimentelle Neigung ist mit $\approx 62^\circ$ nur wenig größer.

Aus Gründen der Effizienz der Regularisierung (als Maß wird hierzu die Anzahl der Iterationen verwendet), untersucht für den 1-dimensionalen Fall, emp-

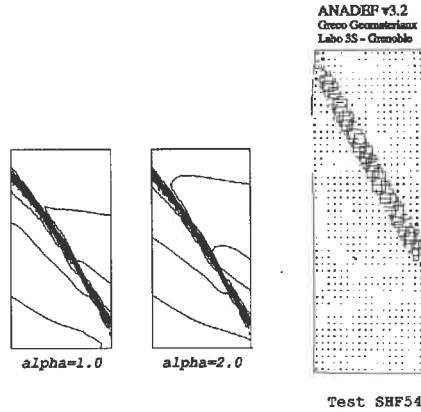


Bild 4.10: Lokalisierung der Schubverzerrungen unter Biaxialbeanspruchung: Qualitativer Vergleich der numerischen Simulation (links) mit dem Experiment (rechts); $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$, $\varphi_p = 37^\circ$, $\psi_p = 7^\circ$, $c = 12 \text{ kPa}$, $E_{50}^{ref} = 30 \text{ MPa}$, $E_{ur}^{ref} = 120 \text{ MPa}$, $\nu_{ur} = 0.2$, $m = 0.5$, $h = 6000$, $l = 0.5 \text{ mm}$, $\alpha = 1.0, 2.0$

fehlen Brinkgreve (1994) und Brinkgreve & Vermeer (1994) einen physikalisch unmotivierten Wert von $\alpha \approx 2.0$. Aus einem Vergleich der 2-d Ergebnisse für unterschiedliche Werte von α (Netz III analog Bild 4.8), siehe die Bilder 4.10 und 4.11, läßt sich bezüglich der Scherfuge (Neigung und Richtung) und der Spannungs-Dehnungsbeziehung jedoch für die beiden unterschiedlichen Werte von α nur ein geringer Unterschied feststellen (siehe auch Glg. 4.63, Absatz 4.3.5).

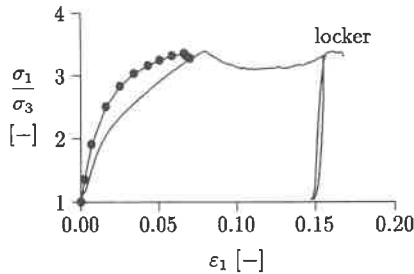


Bild 4.11: Vergleich der berechneten (•) und gemessenen Spannungs-Dehnungsbeziehung an lockerem Sand im Biaxialversuch ($\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$) nach Hammad (1991)

4.3.5 Diskussion

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die Modellierung der Veränderung der (Zement-) Brücken eines Sands durch eine Kohäsionsentfestigung der beschriebenen Art qualitativ und quantitativ möglich ist. Der modifizierte nicht-lokale Ansatz erweist sich dabei als eine erfolgreiche Methode, welche die Regularisierung neben der mathematischen Effizienz auch physikalisch motiviert.

Eine Erweiterungsmöglichkeit des Modells besteht in der realistischeren Modellierung des initialen Kollapses der Zementbrücken, der zu der beobachteten hohen initialen Kontraktanz führt. Daneben ist eine Kombination von Kohäsions- und Reibungsentfestigung wünschenswert. Prinzipiell läßt sich das aufgezeigte Konzept auch auf diese Fragestellung anwenden. Als nicht-lokaler Parameter würde sich dann eine gewichtete Porenzahl anbieten. Erste Ansätze hierzu, wie etwa die Verbindung von aktueller, variabler Dichte und dem Reibungswinkel, sind im folgenden Abschnitt aufgezeigt.

Bei einer analytischen Betrachtung für den 1-d Fall ergibt sich eine Abhängigkeit der Breite L der Lokalisierung von α und l nach Glg. 4.63 (Brinkgreve 1994):

$$L = \frac{\pi l}{\sqrt{\ln(\alpha) - \ln(\alpha - 1)}} \quad (4.63)$$

Für den Grenzfall $\alpha \rightarrow 0$ ergibt sich dadurch für den 1-d Fall eine gegen Null gehende Dicke der Lokalisierungszone. Eine entsprechende analytische Betrachtung steht für den 2-d Fall noch aus.

4.4 Spannungs- und Dichteabhängigkeit

In diesem Abschnitt werden die Erweiterungen der allgemeinen Formulierung des HS-Modells bezüglich der in Abschnitt 2.1 beschriebenen Effekte der Dichte- und Spannungsabhängigkeit gegeben.

4.4.1 Motivation

Mit der Erweiterung um den Einfluß der Dichte- und Spannungsabhängigkeit ist es möglich, ein Material mit einem Parametersatz für unterschiedlichste initiale Zustände zu beschreiben. Zusätzlich haben dadurch Änderungen der Dichte und des Spannungszustands während der Belastung unmittelbare Konsequenzen auf die Steifigkeit und die Scherfestigkeit. Dazu werden im folgenden zunächst die prinzipiellen Ansätze und daran anschließend jeweils die speziellen Formulierungen für Hostun-Sand aufgezeigt. Durch die Nachrechnung von Triaxialversuchen unterschiedlicher Dichte kann die Brauchbarkeit des vorgeschlagenen Ansatzes gezeigt werden.

4.4.2 Mathematische Beschreibung

Die Formulierung der spannungsabhängigen Steifigkeit nach Glg. 3.10 bzw. 3.12 wird um einen die relative Dichte berücksichtigenden Faktor erweitert:

$$E_{50} = E_{50}^{ref, e_{krit}} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi_p}{\sigma^{ref} + c \cot \varphi_p} \right)^m \left(1 + \frac{e_{krit} - e}{e_{krit} - e_{min}} \right)^n. \quad (4.64)$$

In Glg. 4.64 bezeichnet n einen im allgemeinen von m verschiedenen Materialparameter. Für Hostun-Sand ergibt sich (siehe Bild 3.16) Glg. 4.65:

$$E_{50} = 28 \text{ MPa} \sqrt{\frac{\sigma_3}{100 \text{ kPa}}} \cdot \left(1 + \frac{0.89 - e}{0.24} \right)^{0.86}. \quad (4.65)$$

Der Ent-/Wiederbelastungsmodul E_{ur} wird analog Glg. 4.65 dem aktuellen Zustand angepaßt. Die Querdehnungszahl ν_{ur} ist für alle Zustände konstant. Bei dieser Formulierung ist zu beachten, daß die Referenzmoduli $E_{50}^{ref, e_{krit}}$ bzw. $E_{ur}^{ref, e_{krit}}$ nun außer an die Referenzspannung σ^{ref} auch an die Lagerungsdichte e_{krit} , hier $e_{krit} = 0.89$ für $\varphi_{cv} = 34^\circ$, gekoppelt sind.

Zur Berücksichtigung der bereits diskutierten Einflüsse von Dichte und Spannungsniveau auf die Scherfestigkeit wird mit Glg. 4.66 eine modifizierte Form des Ansatzes von Bolton (1986) gewählt⁷:

$$\varphi_p^{tr} = \varphi_c + C_1 \left(\left(\frac{e_{krit} - e}{e_{krit} - e_{min}} \right) (10 - \ln \sigma_3) - 1 \right) + C_2. \quad (4.66)$$

⁷Allgemein läßt sich die Spannungsabhängigkeit auch analog mittels der 1. Invariante I_1 bzw. p formulieren.

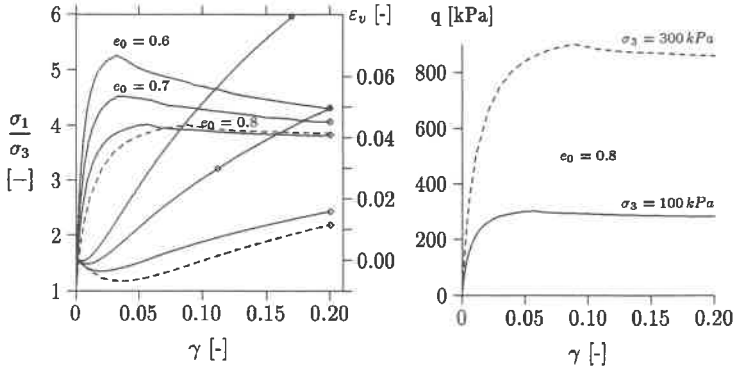


Bild 4.12: Numerische Ergebnisse zum triaxialen ($\sigma_3 = 100/300 \text{ kPa}$) Spannungs-Dehnungsverhalten von Hostun-Sand unterschiedlicher Dichte ($e_0 = 0.6 - 0.8$, $e_{krit} = 0.89$, $e_{min} = 0.65$)

Dabei ergeben sich die Materialparameter C_1 und C_2 für Hostun-Sand zu 1.30 bzw. 4.3. $\varphi_c = 31^\circ$ bezeichnet zusätzlich den Neigungswinkel eines Schüttkegels des entsprechenden Sandes⁸.

Aus φ_c und dem maximalen Reibungswinkel φ_p^{tr} ergibt sich der Dilatanzwinkel ψ_p zu

$$\psi_p = \Theta_1(\varphi_p^{tr} - \varphi_c) + \Theta_2, \quad (4.67)$$

mit $\Theta_1/\Theta_2 = 1.481/-4.44$ für Hostun-Sand. Ergänzend sei auch hier auf die Spannungsabhängigkeit der verschiedenen Porenzahlen hingewiesen (Bauer 1996). In der Literatur (Herle 1998b) finden sich präzise Angaben zur Bestimmung der unterschiedlichen Grenzwerte der Porenzahlen für verschwindenden Korndruck p (siehe Glg. 2.4).

4.4.3 Verifizierung

Mit der hier aufgezeigten Formulierung ist es möglich, mit einem Parametersatz plus der Angabe der Ausgangsporenzahl, ein Material vollständig zu beschreiben. In Bild 4.12 werden die prinzipiellen Möglichkeiten dieser Formulierung anhand einer Parametervariation bezüglich e_0 dargestellt.

Deutlich zeigt sich ein Anstieg der Steifigkeit (Bild 4.12 rechts) und der Scherfestigkeit (Bild 4.12 links) sowohl mit zunehmendem Spannungsniveau, ausgedrückt durch den Seitendruck σ_3 , als auch mit abnehmender Anfangsporenzahl e_0 . Die

⁸Anstelle von φ_c könnte man auch den residualen Wert φ_{cv} verwenden. Dieser ist jedoch nur bei Vorliegen einer homogenen Verformung aus einem Scherversuch zu bestimmen. Für Hostun-Sand gilt außerdem $\varphi_c \neq \varphi_{cv}$.

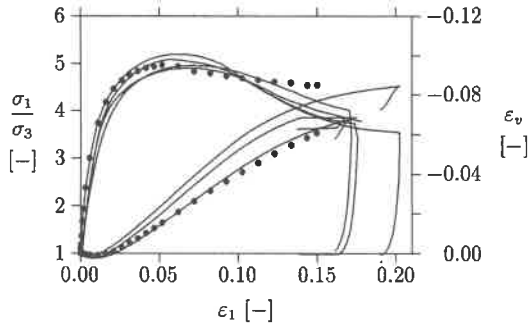


Bild 4.13: Triaxiales ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) Spannungs-Dehnungsverhalten von dichtem Hostun-Sand ($e_0 = 0.59$) im Vergleich mit numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung von Dichte- und Spannungseinflüssen (●)

Bilder 4.13 und 4.14 zeigen zusätzlich einen quantitativen Vergleich der Ergebnisse bei Verwendung dieses Ansatzes mit Resultaten von Triaxialversuchen an Hostun-Sand unterschiedlicher Dichte.

Die erzielbare Übereinstimmung zwischen gerechneten und gemessenen Ergebnissen belegt die Brauchbarkeit dieses Ansatzes für (Hostun-) Sand.

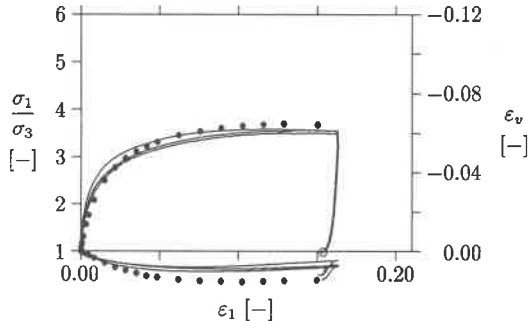


Bild 4.14: Triaxiales ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) Spannungs-Dehnungsverhalten von lockerem Hostun-Sand ($e_0 = 0.89$) im Vergleich mit numerischen Ergebnissen unter Berücksichtigung von Dichte- und Spannungseinflüssen (●)

4.5 2. Fließfläche (Kappe)

In diesem Abschnitt wird die Erweiterung der in den Abschnitten 4.2 ff. vorgestellten Grundversion um eine 2. Fließfläche (*Kappe*) beschrieben. Diese Kappe schließt die in der p-q-Ebene für zunehmenden Druck bisher offene deviatorische Fließfläche.

4.5.1 Motivation

Die Einführung dieser weiteren Fließfläche wird nötig, um eine Konsistenz zwischen dem Verhalten des Modells unter triaxialer und unter oedometrischer Belastung zu erhalten. Ermittelt man die Eingabeparameter ausschließlich aus Triaxialversuchen und simuliert anschließend einen Oedometerversuch, so stellt man eine die Steifigkeit betreffende Diskrepanz zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen fest. Die experimentell gefundene Übereinstimmung von $E_{50}^{ref} \approx E_S^{ref}$ läßt sich demnach mit der bisherigen Formulierung nicht modellieren. Auch für den berechneten Erdruhedruckbeiwert K_0 ergeben sich unrealistische Ergebnisse. Eine weitere Diskussion dieses Sachverhalts findet sich im Anhang (Abschnitt 7.2: Bilder 7.7, 7.8 und 7.9)⁹.

Zusammenfassend lassen sich die Erwartungen an die Ergänzung des HS-Modells durch eine Kappe wie folgt darstellen:

- Modellierung von realistischen Verhältnissen zwischen der triaxialen Steifigkeit und dem Steifemodul aus dem Oedometerversuch, d. h.

$$\frac{E_{50}^{ref}}{E_s^{ref}} \approx 1.0 \quad . \quad (4.68)$$

- Realistische Erdruhedruckbeiwerte bei verhinderter Seitendehnung, d. h. für Sand

$$K_0 \approx 1 - \sin \varphi \quad . \quad (4.69)$$

- Realistische Verhältnisse zwischen Erst- und Ent-/Wiederbelastungsmoduli sowohl unter triaxialer Scher- als auch unter Oedometerbeanspruchung, d. h.

$$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} \approx 3 - 4 \quad . \quad (4.70)$$

⁹Bei den bereits behandelten *Einflächenmodellen* (siehe Abschnitt 4.1.2) sind diese Inkonsistenzen durch die verwendeten geschlossenen Formulierungen ausgeschlossen.

4.5.2 Formulierung des Kappenmodells

Die allgemeine, 3-dimensionale Formulierung der zusätzlichen Fließfunktion f_c für die Kappe lautet

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p^2 - p_c^2 \quad (4.71)$$

Dabei bezeichnet

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1)\sigma_2 - \alpha\sigma_3 \quad (4.72)$$

eine 3-dimensionale Erweiterung von q mit

$$\alpha = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (4.73)$$

Für das Fließen auf der Kappe wird, mit der Definition des plastischen Potentials nach

$$g_c = f_c \quad (4.74)$$

im Unterschied zum Fließen auf der Reibungsfließfläche eine assoziierte Fließregel angenommen.

In Glg. 4.71 bezeichnet p_c die isotrope Vorkonsolidationsspannung. Die Entwicklung von p_c kann, wenn man den Fall der isotropen Kompression betrachtet, aus den plastischen Dehnungsraten ermittelt werden. In diesem Fall gilt

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \frac{\dot{p}}{K_c} - \frac{\dot{p}}{K_s} = \frac{1}{H} \dot{p} \quad (4.75)$$

H bezeichnet als *Verfestigungsmodul* nach Glg. 4.76 das Verhältnis zwischen dem (elastischen) Schwellmodul K_s und dem (elasto-plastischen) Kompressionsmodul K_c bei isotroper Beanspruchung:

$$H = \frac{K_c}{K_s - K_c} K_s \quad (4.76)$$

Durch diese Definition ist H spannungsabhängig. Für den Fall der isotropen Kompression gilt $q = 0$ und damit $\dot{p} = \dot{p}_c$. Somit ergibt sich aus Glg. 4.75 direkt Glg. 4.77:

$$\dot{p}_c = H \dot{\varepsilon}_v^p = H \dot{\lambda}_c \frac{\partial g_c}{\partial p} = 2 H \dot{\lambda}_c p \quad (4.77)$$

In Glg. 4.77 bezeichnet $\dot{\lambda}_c$ den die Kappe betreffenden plastischen Multiplikator. Dieser wird bei aktiver Kappe aus der zusätzlichen Konsistenzbedingung

$$\dot{f}_c = \frac{\partial f_c}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial f_c}{\partial p_c} \dot{p}_c = 0 \quad (4.78)$$

bestimmt. Da beide Fließfunktionen f und f_c nicht-linear spannungsabhängig sind, können die Multiplikatoren $\dot{\lambda}_i$ und damit die neuen konstitutiven Spannungen nur iterativ bestimmt werden.

4.5.3 Bestimmung der zusätzlichen Materialparameter und Fallunterscheidung

Der neue Materialparameter M und das Verhältnis K_s/K_c lassen sich iterativ aus den oben genannten Bedingungen bezüglich der (Referenz-) Steifigkeiten ermitteln. Mittels eines Optimierungsalgorithmus werden sie bei gegebenen E_{50}^{ref} und allen weiteren Parametern unter Vorgabe der Glgn. 4.68 - 4.70 vorab durch eine analytische Simulation eines Oedometerversuchs bestimmt.

Bild 4.15 zeigt die beiden Fließflächen in der p-q- und in der Deviatororebene. Ausgehend von einem bekannten Spannungszustand σ^0 existieren für die unbekannten Spannungen eines neuen Belastungsschritts folgende, verschiedene Möglichkeiten:

- I: rein elastisches Verhalten.
- II: ausschließlich Reibungsverfestigung über f allein.
- III: ausschließlich Mohr-Coulomb (Grenzfall von II).
- IV: Mohr-Coulomb und Kappe f_c .
- V: Reibungsverfestigung über f und Kappe f_c .
- VI: ausschließlich Kappe f_c .

Außer für Fall I müssen zusätzlich in der Deviatororebene noch folgende Fälle unterschieden werden: Die reguläre Fließfläche (R) ist aktiv, es liegt ein axialsymmetrischer Kompressionszustand (K) oder ein axialsymmetrischer Extensionzustand (E) vor. Außerdem gibt es noch den Fall $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, der einem isotropen

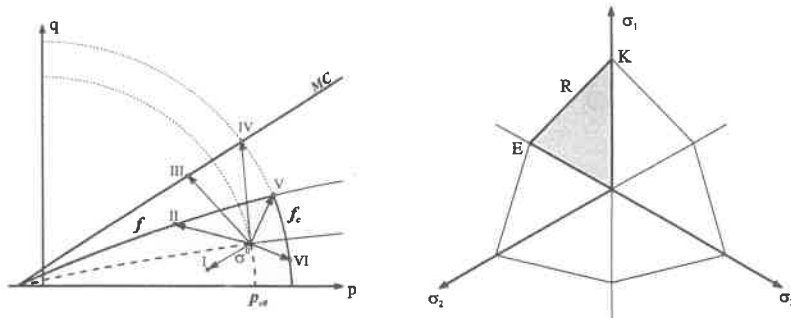


Bild 4.15: Fließflächen des erweiterten HS-Modells in der p-q- (links) und Deviatororebene (rechts)

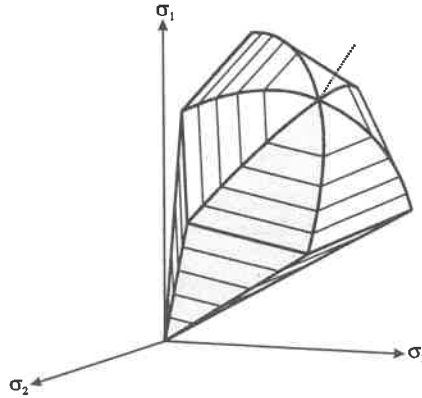


Bild 4.16: Fließflächen des erweiterten HS-Modells im Hauptspannungsraum

Spannungszustand auf der Kappe entspricht.

Zur Überprüfung dieser unterschiedlichen Möglichkeiten wurde eine komplexe numerische Strategie entwickelt, da zum Beginn eines Lastschritts nicht bekannt ist, welche Kombination am Ende des Lastschritts relevant sein wird. Details über das verwendete numerische Schema finden sich bei Schanz & Vermeer (1998).

Bild 4.16 zeigt beide Fließflächen in einer perspektivischen Ansicht im Hauptspannungsraum. Der durch die gekrümmte Erzeugende (siehe Bild 4.3) gebildete Konus der Reibungsfließfläche f wird durch die (elliptische) Kappe f_c abgeschlossen.

Tabelle 4.1: Parameter für Berechnung der Versuche mit dem Kappenmodell

	ν_{ur}	m	φ_p	ψ_p	E_s^{ref}/E_{50}^{ref}	$E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref}$	E_{50}^{ref}
locker (•)	0.25	0.65	34°	0°	1.0	3.0 (3.29)	16 MPa
dicht I (•)	0.25	0.60	41°	14°	1.0	3.0 (3.03)	30 MPa
dicht II (o)	0.25	0.65	41°	14°	0.9	3.0 (3.08)	35 MPa

4.5.4 Verifizierung des Kappenmodells an Elementversuchen

Mit dem um die Kappe erweiterten HS-Modell (Version 6.31) wurden sowohl die Triaxial- ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) als auch die Oedometerversuche an lockerem ($e_0 = 0.89$) und dichtem ($e_0 = 0.59$) Hostun-Sand simuliert. Die dazu verwendeten Parameter sind in Tab. 4.1¹⁰ angegeben.

Die Bilder 4.18 - 4.19 zeigen die entsprechenden Vergleiche zwischen gemessenen und gerechneten Ergebnissen. In den Oedometerversuchen wurde jeweils nur die simulierte Entlastungsphase nach Erreichen der maximalen vertikalen Last dargestellt. Die Berechnungen für die dichte Lagerung wurden für zwei unterschiedliche Parameteranpassungen durchgeführt: Ausgehend von einer Kalibrierung an den Oedometerergebnissen wurde im 1. Fall (•) der gesamte Erst- und Entlastungspfad berücksichtigt. Im 2. Fall (o) wurde nur die Erstbelastung bis 200 kPa berücksichtigt.

Für die lockere Lagerungsdichte ergibt sich für beide Versuchsserien eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Simulation und Experiment. Im dichten Fall I kann zwar die gesamte Oedometerkurve zufriedenstellend erfaßt werden, die ermittelte Steifigkeit im Triaxialversuch ist jedoch zu gering. Diese Unterschätzung kommt von der zu beobachtenden Unstetigkeit nach der Wiederbelastung bei 200 kPa im Oedometerversuch. Deshalb ergeben sich hier für die ganze Erstbelastung relativ geringe mittlere Steifigkeiten. Im Fall II kann das Gesamtverhalten, was die Steifigkeit und die Dilatanz betrifft, verbessert werden. Dazu wurde u. a. das empirische Verhältnis zwischen dem normierten Oedometermodul E_s^{ref} und dem triaxialen Steifigkeitsmodul E_{50}^{ref} statt mit 1.0 mit 0.9 angenommen. Diese Annahme wird durch Bild 3.17 experimentell gerechtfertigt.

Eine abschließende Beurteilung der vorgestellten Stoffmodellierung erfolgt nach der Berechnung der geotechnischen Randwertprobleme am Ende des nächsten Kapitels.

¹⁰Die Steifigkeiten E_{ur}^{ref} und E_{50}^{ref} gehören zu den grundlegenden Eingabeparametern des HS-Modells. Nach der Identifizierung der Kappenparameter durch einen Optimierungsalgorithmus (Gradientenverfahren) kann es jedoch zu einer Änderung der ursprünglichen Werte kommen. In diesem Fall ergibt sich bei konstantem E_{50}^{ref} eine Verschiebung des ursprünglichen Steifigkeitsverhältnisses von $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref} = 3.0$ nach 3.29 für die lockere und 3.03 bzw. 3.08 für die dichte Lagerung.

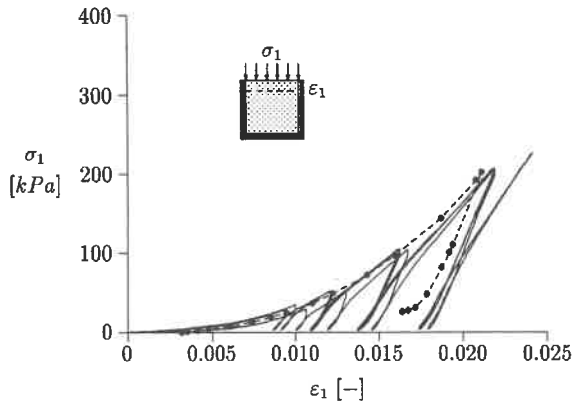


Bild 4.17: Vergleich der berechneten (●) und gemessenen Oedometerversuche an lockerem Hostun-Sand (*HS-Modell mit Kappe*)

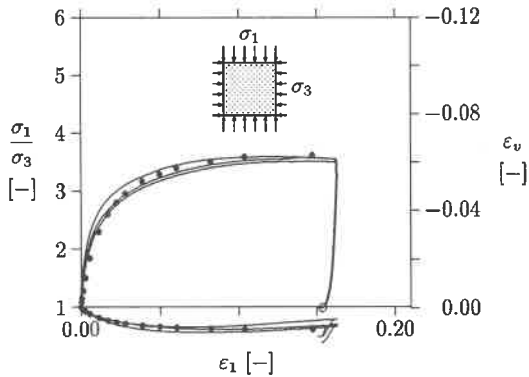


Bild 4.18: Vergleich der berechneten (●) und gemessenen Triaxialversuche an lockerem Hostun-Sand (*HS-Modell mit Kappe*)

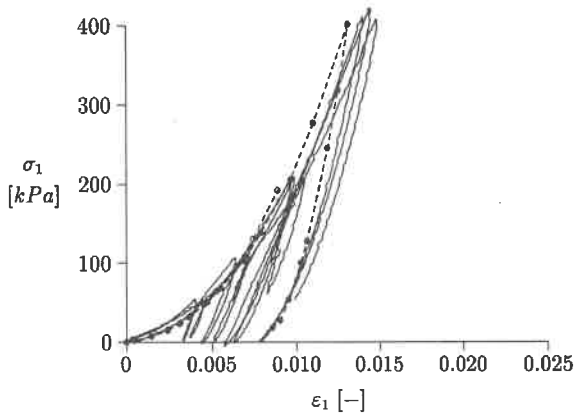


Bild 4.19: Vergleich der berechneten (●, ○) und gemessenen Oedometerversuche an dichtem Hostun-Sand (*HS-Modell mit Kappe*)

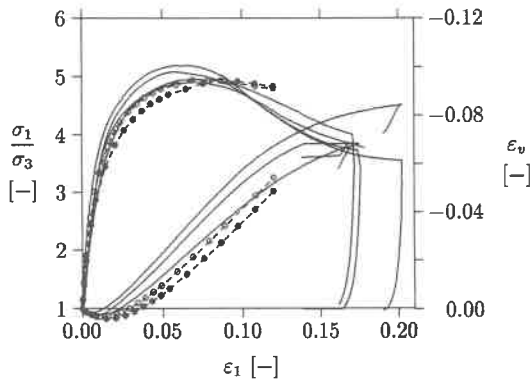


Bild 4.20: Vergleich der berechneten (●, ○) und gemessenen Triaxialversuche an dichtem Hostun-Sand (*HS-Modell mit Kappe*)

Kapitel 5

Geotechnische Randwertprobleme

In diesem Kapitel wird die Grundversion des HS-Stoffmodells (Abschnitt 4.2) und die um die Kohäsionsentfestigung erweiterte Version (Abschnitt 4.3) zur Lösung zweier unterschiedlicher, geotechnischer Randwertprobleme eingesetzt. Bei diesen beiden Randwertproblemen ist die realistische Modellierung des unterschiedlichen Steifigkeitsverhaltens von entscheidender Bedeutung.

Die Grundversion des HS-Modells wurde bereits 1994 vom Verfasser in das FEM-Paket PLAXIS (Vermeer & Brinkgreve 1995) implementiert und hat sich seitdem bei Anwendungen in der Ingenieurpraxis vielfach bewährt. Für alle Berechnungen wurden 15-knotige Dreieckselemente mit einem kubischen Ansatz für die Dehnungen verwendet.

5.1 Berechnung einer Spundwand

Zur weiteren Verifizierung des HS-Modells wird in einem ersten Beispiel die Rückrechnung eines Spundwandfeldversuchs (*Hochstetten*), der in der Literatur sehr gut dokumentiert ist (v. Wolffersdorff 1994, v. Wolffersdorff 1998), dargestellt. Der Aushub einer Baugrube stellt ein geotechnisches Randwertproblem dar, zu dessen Lösung das HS-Modell auf Grund seiner Formulierung sehr gut geeignet erscheint. Als Folge der Entfernung des Bodens in der Baugrube und des Einbaus der (vorgespannten) Stützelemente, kommt es während der Herstellung zu Spannungsumlagerungen, bei denen es sich sowohl um Ent- als auch um Belastungen handelt. Dabei läßt sich der Bereich, wo die jeweiligen Steifigkeiten *aktiviert* werden von vornherein nicht eindeutig abgrenzen. Für eine derartige Aufgabe ist ein Modell mit automatischer Berücksichtigung der Belastungsrichtung unerlässlich.

Tabelle 5.1: Bodenparameter für die Nachrechnung des Spundwandfeldversuchs

	ν_{ur} [-]	E_{ur}^{ref} [MPa]	E_{50}^{ref} [MPa]	c [kPa]	φ_p [°]	ψ_p [°]
1	0.2	500	100	8	41	11
2	"	"	"	6	"	"
3	"	"	"	0	"	"

5.1.1 Berechnungsergebnisse Vollaushub

Für die Simulation der unterschiedlichen Bauzustände wurde das in Bild 5.1 dargestellte Netz benutzt. Der Baugrund wurde hierbei in 3 Schichten modelliert, deren Parameter in Tabelle 5.1 zusammengestellt sind. Bei der Kohäsion der Schichten 1 und 2 handelte es sich um eine indirekt aus den Feldversuchen ermittelte Kapillarkohäsion, die von einem Maximalwert an der Geländeoberkante bis zum Niveau des Grundwasserspiegels auf $c=0$ abnahm.

Ergänzend betrug die Reduktion der Scherfestigkeit im Kontaktelement (I) zwischen Wand und Boden $\delta = 0.7 \varphi_p$. Für alle Schichten wurde einheitlich $m = 0.75$, $\gamma_g = 19 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$, $\sigma^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ und $R_f = 0.9$ benutzt.

Die Werte für E_{50} wurden aus gemessenen CPT-Widerständen q_c entsprechend der empirischen Beziehung $E_{50} \approx 5 \cdot q_c$ bestimmt. Für E_{ur} wurde die empirische Beziehung $E_{ur} \approx 5 E_{50}$ benutzt. Die Reibungs- und Dilatanzwinkel stammten aus nachträglich durchgeführten Triaxialversuchen (v. Wolfersdorff 1998).

Im folgenden beziehen sich alle Ergebnisse auf den sogenannten Zustand 7, der mit 5 m größten Aushubtiefe nach Einbau der Aussteifung A ($EA = 2.45 \cdot$

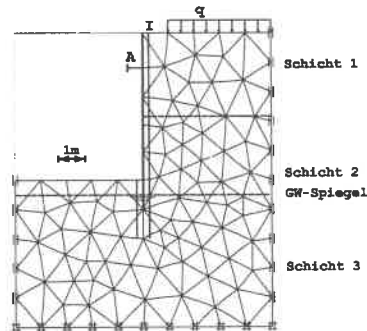


Bild 5.1: FEM Simulation des Spundwandfeldversuchs (Wand: $EI = 2.03 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2/\text{m}$, $EA = 2.2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$): Zustand 7

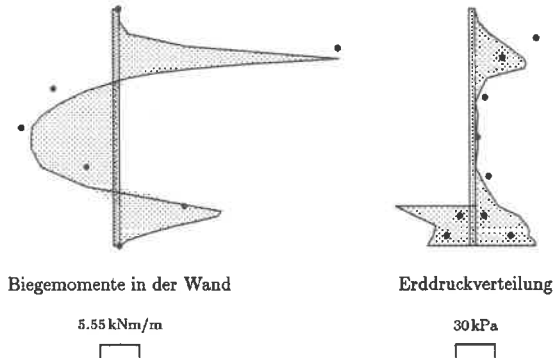


Bild 5.2: Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen (●) Ergebnissen

10^5 kN/m) und Aufbringen der Flächenlast $q = 10 \text{ kN/m}^2$ je m .

Es ergibt sich eine rechnerische Steifenkraft von $A = 32.9 \text{ kN/m}$ im Vergleich zu einer gemessenen Steifenkraft von $A = 33.7 \text{ kN/m}$.

Bild 5.2 zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Werte des Erddrucks und der Momente in der Spundwand.

Es ergibt sich darüber hinaus eine horizontale Verformung des Wandkopfs von ca. 0.2 mm im Vergleich zu einem gemessenen Wert von ca. 5 mm .

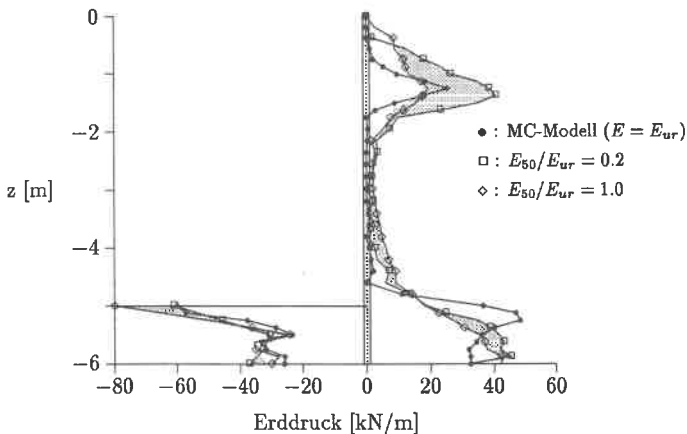


Bild 5.3: Parameterstudie I: Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses E_{50}/E_{ur} auf die Erddruckverteilung

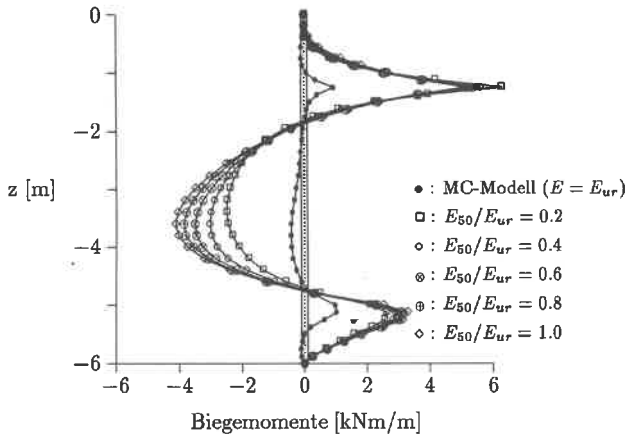


Bild 5.4: Parameterstudie II: Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses E_{50}/E_{ur} auf die Momentenbeanspruchung der Wand

Der Grund für die Abweichungen zwischen den gemessenen und berechneten Werten des Erddrucks liegt wahrscheinlich bei der Wandherstellung, die bei den Berechnungen nicht berücksichtigt wurde. Die Erhöhung des Erddrucks am Wandkopf kann durch das Einrütteln der Spundwand verursacht sein. Durch die zyklische Beanspruchung kann es zu einer Auflockerung und damit zu einer Erhöhung des aktiven Erddrucks kommen. Die geringen Werte des Erddrucks im Bereich der Baugrubensohle sind durch eine unvermeidbare Auflockerung auf Höhe des Arbeitsplanums zu erklären.

Der letzte Bauzustand des Feldversuchs war die Abminderung der Steifenkraft bis hin zum Eintreten eines Versagenszustands, der auch simuliert wurde. Es ergab sich rechnerisch eine minimal mögliche Steifenkraft von $A = 4.03 \text{ kN/m}$ im Vergleich zu einem gemessenen Wert von $A = 4.22 \text{ kN/m}$.

5.1.2 Bewertung

Aus den gezeigten Resultaten der Rückrechnung kann geschlossen werden, daß das HS-Modell ein komplexes Randwertproblem, wie den exemplarisch gezeigten Baugrubenaushub, gut erfassen kann.

Durch die Verwendung vorhandener Laborresultate in Verbindung mit empirischen Beziehungen gelang es, ohne den Einsatz jeglicher Kurvenanpassungsmethoden, den gemessenen Ergebnissen sehr nahe zu kommen.

Die Hauptursache für die zu beobachtenden Unterschiede zwischen der Berechnung und den Meßdaten liegt wahrscheinlich in der unzureichenden Erfassung des

Primärspannungszustands. Seine Beeinflussung durch die Herstellung der Wand vor dem eigentlichen Aushub wurde nicht berücksichtigt. Vor allem die unerwartet hohen gemessenen Werte des Erddrucks am Wandkopf werden dadurch begründet.

Im folgenden Abschnitt wird der Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses E_{ur}/E_{50} im Vergleich zur Verwendung eines linear-elastischen, ideal-plastischen Modells (MC-Modells) untersucht.

5.1.3 Parameterstudie

Im Gegensatz zum vorigen Abschnitt, in dem die Rückrechnung dokumentiert wurde, soll nun im folgenden Teil der Arbeit mittels einer Parameterstudie der Einfluß einer Variation des Verhältnisses E_{ur}/E_{50} untersucht werden. Bild 5.3 zeigt zunächst die Verteilung des Erddrucks über die Wandhöhe in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses, Bild 5.4 die dazugehörigen Momentenverläufe in der Wand. Zusätzlich sind jeweils die Ergebnisse bei Verwendung eines MC-Modells mit konstanter Steifigkeit angegeben. Hieraus lassen sich folgende Beobachtungen formulieren:

Die Variation der Erddruckverteilung, dargestellt durch die schattierte Fläche in Bild 5.3, zeigt nur einen geringen Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses im mittleren und unteren Wandbereich. Deutlich erkennbar ist jedoch ein Einfluß im Bereich der Aussteifung. Die Ergebnisse der MC-Berechnung liegen im Bereich dieser Bandbreite.

Beim Momentenverlauf sind Kurven für alle untersuchten Steifigkeitsverhältnisse angegeben. Im Bereich des Auflagers zeigt sich ein nur geringer Einfluß der Variation auf das Stützmoment. Der Einfluß auf das mittlere Feldmoment ist hingegen deutlich zu erkennen. Die Ergebnisse des MC-Modell zeigen über die gesamte Wandhöhe wesentlich kleinere Schnittgrößen. Eine Bemessung auf der Grundlage dieser Ergebnisse hätte eine erhebliche Unterdimensionierung der Wand zur Folge.

5.1.4 Diskussion

Mit der Nachrechnung des Feldversuchs Hochstetten konnte gezeigt werden, daß bereits die Grundversion des HS-Modells bei der Berechnung von geotechnischen Randwertproblemen zu sehr befriedigenden Ergebnissen führt.

Die verwendeten Parameter wurden aus vorhandenen Labor- und Feldversuchen bestimmt. Eine Variation dieser physikalischen Größen war zum Erreichen der guten Übereinstimmung, sowohl bei den Kräften als auch bei den Biegemomenten, nicht nötig.

Verschiedentlich konnte in der Literatur das HS-Modell auch mit erheblich komplexeren Modellen anhand des gleichen Randwertproblems verglichen werden. So wird z. B. in Viggiani & Tamagnini (1997) bei der Berechnung einer Bau-

grube das HS-Modell dem hypoplastischen CloE-Modell (Chambon et al. 1994) gegenübergestellt. Bei realistischer Wahl der wenn auch unterschiedlichen Materialparameter ergeben sich dort für die Verformungen der Baugrubenwand im Gebrauchszustand sehr ähnliche Werte.

5.2 Berechnung einer Flachgründung

Im 2. Beispiel, nämlich der Anwendung des HS-Modells zur Berechnung einer Flachgründung, kommt die erweiterte Version unter Berücksichtigung der Kohäsionsentfestigung zum Einsatz.

Beim Vergleich von Meß- und konventionellen Berechnungsergebnissen (Elastizitätstheorie und Stabilitätsberechnungen entsprechend den kinematischen Methoden) bezüglich der Last-Setzungskurve von Flachgründungen zeigt sich oft eine deutliche Abweichung. So kann z. B. die maximale Grenztragfähigkeit, vor allem bei komplexeren Randbedingungen (Schichtung, unebene Geländeoberkante, Einfluß des Grundwassers u. ä.), nur unzureichend vorhergesagt werden¹.

Ein wesentliches Problem ist es jedoch, Setzungen und Verschiebungen von Bauwerken mit genügender Genauigkeit im voraus zu berechnen. Trotz erheblicher Fortschritte des Wissens im Laufe der letzten Jahrzehnte handelt es sich hier um einen Bereich, in dem gemessene und errechnete Verschiebungen deutlich divergieren. Die Ursache für solche Abweichungen ist meistens die Auswahl der Steifigkeitsparameter, die zur Charakterisierung des Deformationsverhaltens einer Bodenschicht verwendet werden. Bei den nichtbindigen Böden zeigen z. B. die Beobachtungen von Burland & Burbidge (1985), daß die meisten Setzungsprognosen kaum zutreffen.

Zur Beschreibung des komplexen Spannungs-Dehnungsverhaltens unter einer Gründung stellt die FEM ein geeignetes Werkzeug dar.

5.2.1 Randwertproblem und Diskretisierung

Im Rahmen ausgedehnter Feldversuche wurden 1994 in Texas fünf unterschiedliche, flachgegründete Fundamente bis zum *Bruch* belastet. Die im folgenden exemplarisch betrachteten Quadratfundamente weisen bei einer Fläche von 9 m^2 eine Einbindetiefe von 0.75 m auf.

Der Untergrund des Fundaments besteht entsprechend Bild 5.5 überwiegend aus Sand. Erst in tieferer Lage ist eine Tonschicht anzutreffen, die wegen ihrer hohen Steifigkeit, bei -11.0 m den unteren Rand der Diskretisierung bildet². Die relative Dichte des Sandes ergibt sich zu ca. 55% ($\gamma_d = 15.0\text{ kN/m}^3$).

Im Rahmen dieser Feldversuche wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm (u. a. SPT-, CPT-, Pressiometer- und Dilatometerversuche) durchgeführt. Bei den durchgeführten Triaxialversuchen konnten leider nur Proben aus aufbereitetem Material verwendet werden. Aus der Interpretation der Feldversuche ergibt sich neben dem Reibungsanteil eine *notwendige* Kohäsion von ca. 17 kPa . Bei

¹Im gewählten Beispiel war die gemessene Grenztragfähigkeit erheblich geringer als die mit konventionellen Methoden prognostizierten Werte (Briaud & Gibbens 1994).

²Bei einer Orientierung an der *Grenztiefe* wäre unter diesen Randbedingungen eine Diskretisierung bis zu einer Tiefe der 2-3-fachen Fundamentbreite, d. h. bis ca. -9.0 m , sinnvoll.

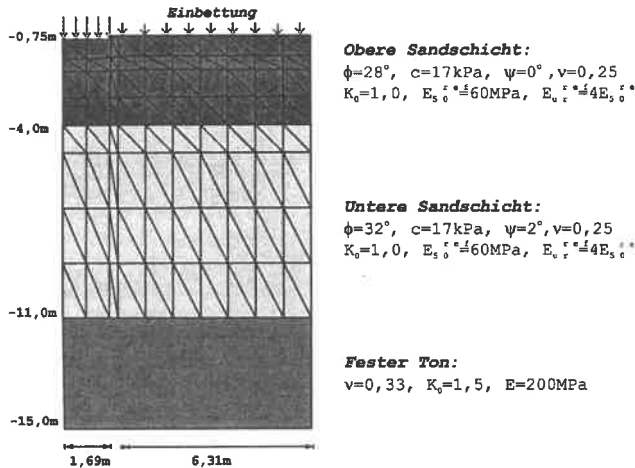


Bild 5.5: Diskretisierung und Baugrundmodell

einer Lage des mittleren Grundwasserspiegels von -4.9 m unter der Geländeoberkante ist eine Trennung der beobachteten Kohäsion in Anteile zufolge Kapillarwirkung oder Zementierung nur schwer möglich. Zusätzlich folgt aus den Feldversuchen eine (leichte) Überkonsolidierung des Sandes. Diese wird durch den Ansatz erhöhter Erdruchdruckbeiwerte ($K_0 \approx 1 - \sin \varphi \approx 0.5 \neq 1.0$) und einer Vorbelastung des Untergrunds in der Berechnung berücksichtigt.

Die aufgrund der verschiedenen Versuche letztendlich gewählten Parameter für die einzelnen Schichten sind in Bild 5.5 angegeben.

Die Fundamentsohle bildet die Oberkante der Diskretisierung. Die erwähnte Einbindung des Fundaments von 0.75 m wurde durch eine zusätzliche Auflast (*Einbettung*) berücksichtigt.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß trotz der auf den ersten Blick optimalen Auswahl der unterschiedlichen Feldversuche, die ausführlich dokumentiert sind (Briaud & Gibbens 1994), die Verlässlichkeit der Eingabeparameter zu wünschen übrig läßt. Mehr Versuche hießen in diesem Fall nicht etwa automatisch mehr Gewißheit sondern führten im Gegenteil zu widersprüchlichen Ergebnissen.

5.2.2 Berechnungsablauf

Die Berechnung erfolgt unter axialsymmetrischen Randbedingungen, d. h. das eigentlich quadratische Fundament wird durch ein flächengleiches Kreisfundament ($r = 1.69\text{ m}$) ersetzt. Dieses Fundament wird durch ein *starres* Balkenelement (EI groß, d. h. *voller Verbund* Fundament-Boden) diskretisiert. Seine Wirkung

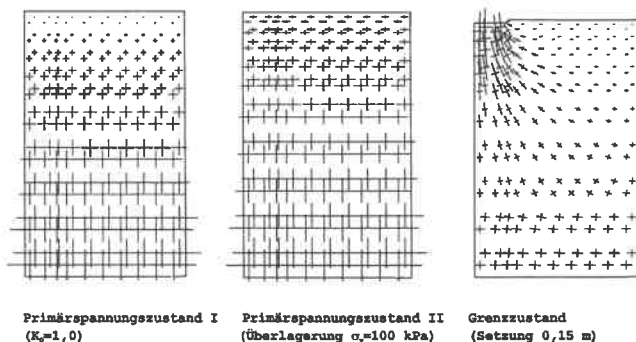


Bild 5.6: Spannungstrajektorien der Primärspannungszustände und des Grenzzustands

unter Belastung wird durch eine gleichförmige Verschiebungsrandbedingung über die Balkenlänge erfasst.

Die Berechnungen werden für zwei unterschiedliche Primärspannungszustände I und II durchgeführt: Im ersten Fall werden die Primärspannungen aus der vertikalen Überlagerung zu $\sigma_1 = \Sigma \gamma \cdot \Delta z$ und $\sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$ bestimmt.

Bei der zweiten Variante wird zusätzlich zu diesem Zustand eine vertikale Spannung von $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$ aufgebracht und anschließend wieder entfernt. Durch diese Vorbelastung kommt es zunächst zu einem Aufweiten der Fließfläche und einer damit verbundenen, erhöhten (Wiederbelastungs-) Steifigkeit des Untergrunds.

Der gewählte Berechnungsablauf läßt sich in folgende Phasen gliedern:

- 1a Erzeugen des Primärspannungszustands I, d. h. zunächst Aktivierung des K_0 -Zustands und anschließendes Erhöhen der vertikalen Auflast zur Beschreibung der Einbettung/ des Fundamentgewichts.
- 1b Eventuell Erzeugen des Primärspannungszustands II, d. h. zunächst Erhöhen und anschließende Fortnahme der Auflast zur Simulation der Überlagerung.
- 2 Belasten des Untergrunds durch Aufbringung einer zunehmenden vertikalen Verformung über dem Fundamentdurchmesser.

Diese einzelnen Phasen sind durch die Angabe der Hauptspannungstrajektorien in Bild 5.6 dargestellt. Deutlich läßt sich die Wirkung der Überkonsolidierung im mittleren Bild im Vergleich zum linken Bild beobachten: Nach Wegnahme der Belastung kommt es vor allem in den oberen Schichten zu einem Zuwachs der horizontalen Spannungen, d. h. neben dem erstrebten Wechsel von einer

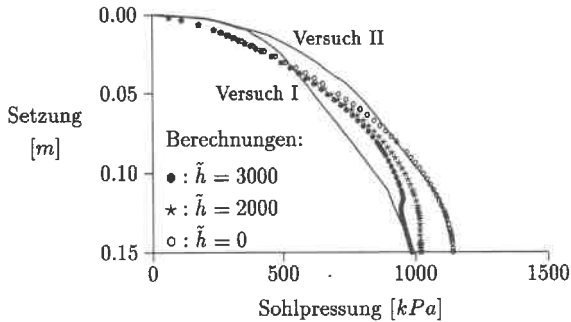


Bild 5.7: Setzungsverhalten Flachgründung ohne Vorkonsolidation

Erst- zu einer (höheren) Wiederbelastungssteifigkeit kommt eine Zunahme des Spannungsniveaus im Potenzansatz zur Berechnung der spannungsabhängigen Steifigkeit hinzu.

5.2.3 Berechnungsergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Berechnungsergebnisse den Ergebnissen von Versuchen an zwei unterschiedlichen Fundamenten (Versuch I+II) gegenübergestellt. Zusätzlich zu den bereits genannten Parametern werden für alle Berechnungen $m = 0.5$, $R_f = 0.9$, $\alpha = 1.0$, $l = 0.001$ und $\sigma^{ref} = 100 \text{ kPa}$ gewählt.

In den Bildern 5.7 und 5.8 sind zunächst für die verschiedenen Varianten des Primärspannungszustands die berechneten globalen Last-Setzungskurven den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Zusätzlich wird für beide Fälle der Einfluß

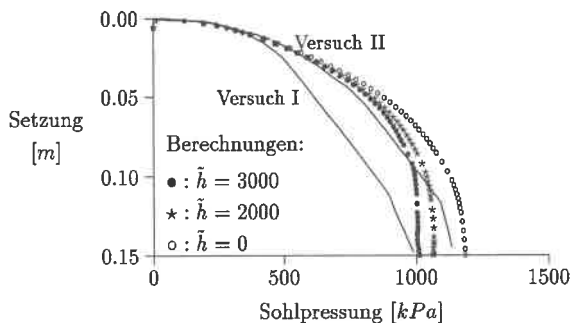


Bild 5.8: Setzungsverhalten Flachgründung mit Vorkonsolidation

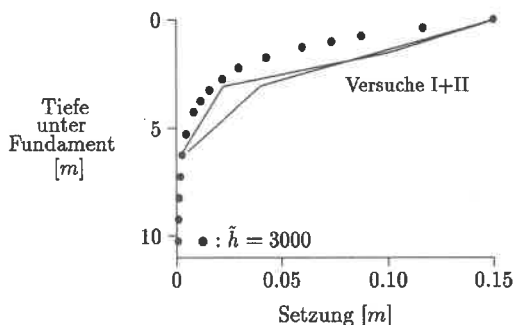


Bild 5.9: Vergleich gemessene/ gerechnete Setzungen über die Tiefe

des Entfestigungsmoduls $\tilde{h}$ untersucht. $\tilde{h} = 0$ entspricht dabei dem Grenzfall ohne Entfestigung.

Betrachtet man zunächst nur den Fall ohne Vorkonsolidation, so zeigt sich bezüglich der Grenzlaster für alle Varianten von $\tilde{h}$ eine gute Übereinstimmung mit dem experimentell bestimmten Bereich der Fundamentbelastungen. Über die Variation der Entfestigung ist es möglich, die genaue Größe der Tragfähigkeit zu beeinflussen. Der Effekt der Entfestigung zeigt sich jedoch erst bei Setzungen, die größer als 4 cm sind.

Allen drei Berechnungen ist jedoch eine mangelnde Übereinstimmung mit den Meßergebnissen im Anfangsbereich der Belastung gemeinsam. Hier zeigen die Berechnungen ohne Vorkonsolidation deutlich eine zu geringe Steifigkeit.

Zur Reduzierung dieses Effekts werden die Primärspannungen unter Berücksichtigung einer Vorbelastung ermittelt. Es tritt eine wesentliche Annäherung der

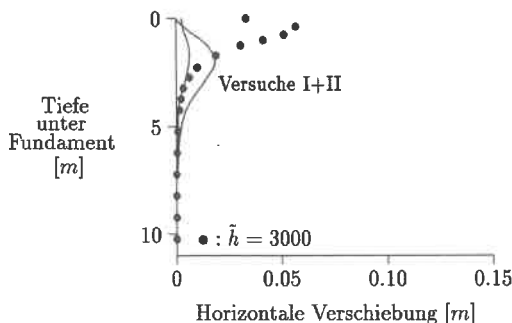


Bild 5.10: Vergleich gemessene/ gerechnete Deflektionen über die Tiefe

Berechnungs- an die Meßergebnisse ein.

Bei diesen Berechnungen zeigt sich jedoch auch die Bedeutung der Berücksichtigung der Kohäsionsentfestigung: Ohne eine entsprechende Größe von $\tilde{h} \approx 2000 - 3000$ ist keine Übereinstimmung mit der Grenztragfähigkeit möglich.

Zusätzlich zu den globalen Last-Setzungskurven werden unter dem Fundament die Setzungsprofile über die Tiefe durch Extensiometer, horizontale Verschiebungen über die Tiefe neben dem Fundament durch Inklinometer gemessen. Die entsprechenden Vergleiche mit den Berechnungsergebnissen (mit Vorkonsolidierung, $\tilde{h} = 3000$) sind in den Bildern 5.9 und 5.10 dargestellt.

Die gute Eignung des gewählten Ansatzes zeigt sich eindrücklich beim Vergleich der Setzungsprofile: So kann neben der Grenztiefe von ca. 6 m auch der Verlauf in den darüber liegenden Bodenschichten gut erfaßt werden. Mit Einschränkungen gilt dies ebenso für die horizontalen Verschiebungen. Auch hier ist die Grenztiefe korrekt getroffen, das Maß der maximalen Verschiebungen wird allerdings deutlich überschätzt. Neben der unbekannten Genauigkeit der Inklinometermessungen kann eine weitere Ursache für diese Abweichungen in Veränderungen des Untergrunds (z. B. Reduktion der Kohäsion vor dem eigentlichen Versuchsbeginn, d. h. geringere Steifigkeit und Scherfestigkeit) durch den Einbau der Inklinometer liegen.

5.2.4 Diskussion

Am Beispiel der Berechnung der Last-Setzungskurve einer Flachgründung bis zur Grenztragfähigkeit zeigt sich, daß das gewählte Stoffmodell zur Modellierung des Untergrunds aus zementiertem Sand, die gemessenen Last-Setzungskurven und den Verformungszustand unterhalb der Gründung zufriedenstellend erfassen kann.

Eine wesentliche Verbesserung ergibt sich durch die gewählte Berücksichtigung des Primärspannungszustands mittels einer vorausgehenden, leichten Überkonsolidation und unter Berücksichtigung der Kohäsionsentfestigung des Sandes.

Nicht zu vergessen ist jedoch die Notwendigkeit, verlässliche Eingangsparameter für diese komplexen Ansätze auf der Ebene der Materialgleichungen zu ermitteln. Diese müssen oft durch Erfahrung oder durch Parametervariationen (hier: Sensitivität der Berechnung bezüglich $\tilde{h}$) zusätzlich abgesichert werden.

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellte Arbeit gliedert sich in vier wesentliche Abschnitte, die hier nun abschließend in ihren wesentlichen Aussagen zusammengefaßt werden sollen. Darüber hinaus werden Anregungen für zukünftige Forschungsaktivitäten im Bereich der Reibungsmaterialien dargelegt:

Nach einem einleitenden 1. Kapitel wird im 2. Kapitel ein Überblick über die charakteristischen Eigenschaften von Reibungsmaterialien gegeben. Nach der Definition von Zustandsgrößen wird zunächst auf deren Auswirkungen auf die Scherfestigkeit und die Steifigkeit von Reibungsmaterialien eingegangen. Deutlich zeigt sich die Bedeutung dieser Barotropie und Pyknotropie im für die Geotechnik relevanten Zustandsbereich.

Eine weitere wesentliche Eigenschaft von Reibungsmaterialien ist die Tendenz zur Ausbildung von Scherzonen, d. h. bei einer über die Maximalfestigkeit hinausgehenden Scherbeanspruchung kommt es in begrenzten Bereichen zu einer Lokalisierung der Verformungen. Dieses Phänomen spielt besonders bei der Planung, Durchführung und Interpretation von Laborversuchen eine wesentliche Rolle. Bei der Untersuchung der Scherbandneigung und -dicke zeigt sich wiederum die entscheidende Bedeutung des Zustands der untersuchten Materialprobe. Hinzu kommen hier weitere klassifizierende Materialkennwerte, wie die Kornverteilung und die Kornform. Die Mehrzahl der dokumentierten Ergebnisse beruht auf Ergebnissen aus Biaxialversuchen, da dort für die Beobachtung und Interpretation der Versuche geeignete Methoden zur Verfügung stehen. Es ist zu erwarten, daß bei Ergänzung der Ergebnisse durch Triaxialversuche der Einfluß der Versuchsrandbedingungen deutlicher quantifiziert werden kann.

Im 3. Kapitel werden die Ergebnisse eigener experimenteller Untersuchungen präsentiert. Dabei steht die detaillierte Analyse des Einflusses der Versuchsrandbedingungen auf die Steifigkeit und Scherfestigkeit im Vordergrund. Neben Versuchsergebnissen aus konventionellen Laborversuchen wie dem Oedometer-, Biaxial- und Triaxialversuch werden Ergebnisse mittels eines im Rahmen dieser

Arbeit entwickelten, neuen Torsionsschergeräts dargestellt. Es wird eine mögliche Interpretationsweise für die Meßergebnisse dieses sogenannten *Torsionsoedometers* aufgezeigt und damit sowohl Steifigkeits- als auch Scherfestigkeitsparameter in Abhängigkeit des Probenzustands bestimmt. Für beide Parametergruppen ist eine Einordnung unter die Ergebnisse der konventionellen Versuche gut möglich. So stimmen Steifemoduli aus dem Torsionsoedometer mit denen aus konventionellen Oedometerversuchen gut überein. Bei den Scherfestigkeiten ist eine Übereinstimmung mit Ergebnissen aus ebenen Verformungsversuchen festzustellen. Die Unterschiede zu den Triaxialversuchsergebnissen verringern sich mit abnehmen der Lagerungsdichte.

Darüber hinaus bietet das neue Versuchsgerät wegen seiner an die Triaxialversuchstechnik angelehnten Meß- und Versuchstechnik (Porenwasserdruckmessung, Sättigungsdruck) weitere Möglichkeiten der Versuchsdurchführung und Parameterbestimmung. In einem kommenden Schritt ist neben einer Ausweitung der Versuche auf bindige Böden eine detaillierte Untersuchung des Auftretens von Scherbändern im Torsionsoedometer anzustreben. Dabei könnte zunächst die aus der Triaxialversuchstechnik bewährte Vorgehensweise (d. h. lagenweises Einfärben der Proben, ihre Fixierung mit Bindemittel und Anwendung der Dünnschlifftechnik) auf ihre Anwendbarkeit hin untersucht werden.

Im 4. Kapitel steht die Aufstellung eines Materialmodells für Reibungsmaterialien im Mittelpunkt. Das Modell wird im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie formuliert. Die Elemente einer solchen Formulierung (Fließfunktion, Fließregel, Grenzbedingung, Verfestigungsgesetz) werden nach einer allgemeinen Einführung der zugrunde liegenden Konzepte und motiviert durch die experimentellen Ergebnisse in ihrer mathematischen Form dargestellt. Neben der empirischen Grundlage steht die physikalische Bedeutung der verwendeten Parameter und ihre Identifizierung im Vordergrund. Durch diese Anbindung an allgemeingültige Konzepte und Erfahrungen ist das entwickelte Modell, das seit mehreren Jahren in der geotechnischen Praxis erfolgreich verwendet wird, einer direkten Nutzung zugänglich.

Die zunächst vorgestellte Grundversion wird in dreierlei Hinsicht ergänzt bzw. weiterentwickelt. Dies ist zum einen durch ein festgestelltes Defizit bei der Erfassung der Steifigkeit unter Scher- und unter Kompressionsbeanspruchung begründet. Durch die Einführung einer zweiten Fließfläche gelingt es, beide Versuchsrandbedingungen mit einem Parametersatz realistisch zu beschreiben.

Eine zusätzliche Erweiterung betrifft die Modellierung einer Kohäsionsentfestigung. Kohäsion bei Reibungsmaterialien kann u. a. die Folge einer Kapillarwirkung des Porenwassers oder aber einer Zementierung des Korngerüsts sein. Zur Beherrschung der mit der Entfestigung verbundenen, mathematischen Probleme (z. B. Netzunabhängigkeit der Lösung) wird eine Erweiterung des klassischen Kontinuums durch die Einführung eines nicht-lokalen Dehnungsmaßes vorgeschlagen. Mittels der Nachrechnung verschiedener Laborversuche kann die prinzipielle

Eignung des vorgeschlagenen Ansatzes gezeigt werden.

In diesem Rahmen wäre die gleichzeitige Berücksichtigung einer zusätzlichen Reibungsentfestigung eine sinnvolle Erweiterung. Dabei stünde die Untersuchung der Wechselwirkung beider Regularisierungen (Reibung und Kohäsion) im Vordergrund. Ein erster Schritt in diese Richtung besteht in der vorgestellten Berücksichtigung des Einflusses, den der Zustand auf die Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter hat. Es gelingt mit den gewählten Ansätzen, Triaxialversuche unterschiedlicher Lagerungsdichte und unterschiedlichen Seitendrucks mit einem einzigen Parametersatz nachzuvollziehen. Die Kopplung der Scherfestigkeit an die Lagerungsdichte könnte im nächsten Schritt durch eine nicht-lokale Formulierung der Porenzahl analog zum Ansatz der nicht-lokalen, plastischen Volumen-dehnung bei der Kohäsionsentfestigung erweitert werden.

Diese Synthese aus experimentellen Ergebnissen und Konzepten der Plastizitätstheorie in Form eines Stoffmodells wird im 5. Kapitel anhand zweier geotechnischen Randwertproblemen auf ihre Anwendbarkeit hin untersucht.

Im ersten Beispiel wird die Notwendigkeit einer Berücksichtigung der Belastungspfadrichtung auf die Steifigkeit im Fall eines Baugrubenaushubs verdeutlicht. Mit dem gewählten Modell gelingt eine befriedigende Erfassung dieses komplexen Feldversuchs, sowohl was die Kräfte als auch was die Verformungen betrifft, letzteres allerdings mit Abstrichen.

Im zweiten Beispiel wird die Last-Verschiebungskurve einer Flachgründung auf zementiertem Sand berechnet. Dabei gelingt eine gute Erfassung im Anfangsbereich der Belastung (Setzungsproblem) und ebenso im Grenzbereich der Belastung (Grenztragfähigkeit). Gezeigt wird die Wichtigkeit der realistischen Erfassung der Entfestigung und der Überkonsolidierung des Baugrunds auf die Güte der Berechnungsergebnisse.

Mit dem eingeführten Stoffmodell steht eine robuste Formulierung zur Verfügung, die in der Lage ist, bei einer gleichzeitigen Transparenz der mechanischen Grundlagen und der verwendeten Parameter, wesentliche Effekte von Reibungsmaterialien qualitativ und quantitativ befriedigend zu beschreiben.

Eine wesentliche Verbesserung der Übereinstimmung von Prognose und Beobachtung in der Praxis ist weniger durch eine Verfeinerung der Stoffmodelle zu erwarten. Das Hauptaugenmerk muß vielmehr auf die realistische Wahl solcher Bodenparameter gelegt werden, bei denen Lagerungsdichte und Spannungsniveau des betrachteten Bodenelements einen relevanten Einfluß auf die Größe des entsprechenden Bodenkennwerts haben. Im Sinne einer Anwendung der Modelle in der Berufspraxis muß dabei nicht bis auf Parameter wie die Kornhärte oder -form zurückgegangen werden. Vorhandene Erfahrungen im Bereich von Steifigkeiten und Festigkeiten können hingegen, wie aufgezeigt, relativ einfach um das Konzept der Zustandsabhängigkeit erweitert werden. Dadurch ist eine wesentliche Verbesserung der Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien möglich.

Summary and outlook

This thesis is divided into four main sections, the principal results of which will be summarised here. In addition, suggestions for future research in the field of frictional materials will be offered.

Following an introductory first chapter, Chapter 2 gives an overview of the characteristic properties of frictional materials. Following a definition of different state parameters, the first step is a discussion of their impact on the shear strength and stiffness of frictional materials. The significance of this barotropy and pyknotropy in the range of states relevant to geotechnical engineering is clearly apparent. A further essential characteristic of frictional materials is their tendency to form shear zones, i.e. under shear stresses beyond the maximum strength, localised deformations occur in well-defined zones. This phenomenon is particularly relevant to the planning, execution and interpretation of laboratory tests. In examining the shear band inclination and thickness it is once again the state of the material sample which is decisively important. In addition to this there are further characteristic material values such as the grain size distribution and the grain shape which can be used to classify the soil. The majority of data recorded are based on the results of biaxial tests, since here suitable methods are available for observation and interpretation of these tests. The introduction of more data from triaxial tests in the future is expected to permit a clearer quantification of the influence of the test conditions.

In Chapter 3 the results of experimental tests carried out at the own institute are presented. The main focus is on a detailed analysis of the influence of the test conditions on the stiffness and shear strength. Apart from test data from conventional laboratory tests such as oedometer, biaxial and triaxial tests, data are presented from a new torsional shear device, specially developed in this research work. A possible approach to the interpretation of measurements taken from this so-called *torsional oedometer* is described, and both stiffness and shear strength parameters determined in this manner as a function of the sample's state. Categorising the data of both groups of parameters together with data from conventional tests is a straightforward matter. For instance, stiffness moduli from the torsional oedometer coincide well with those from conventional oedometer tests. As regards the shear strengths, there is good agreement with data from plane deformation tests. As the density decreases, the differences between the data from the new device and triaxial data also diminish.

In addition, the new device offers further options for conducting tests thanks to its measurement and testing mechanisms, which are similar to those of the triaxial test (pore water pressure measurement, back pressure). Apart from extending the application to cohesive soils, a future step ought to consist in an investigation of the occurrence of shear bands in the torsional oedometer. For this purpose the

applicability and usefulness of the well-tried method familiar to triaxial testing practice (i.e. drying layers of the samples, fixing them with an artificial matrix and the use of the thin slice technique) should be tested.

The main focus in Chapter 4 is the formulation of a constitutive model for frictional materials. The model is developed within the framework of classical plasticity theory. After a general introduction of the underlying concepts, and motivated by the experimental data, the components of a model of this kind (yield function, failure condition, hardening and flow rule) are presented in their mathematical form. Apart from the empirical basis, the physical meaning of the parameters used and their identification are the principal topics of focus. This link to generally valid concepts and experiences enables this model, which has been employed successfully for many years in geotechnical practice, to be put to direct use.

The basic version of the model presented at the outset is supplemented or refined in three ways. Firstly, this expansion is carried out on the basis of the deficit identified with regard to simulate the stiffness under shear and compressive stress. By introducing a second yield surface (cap) it is possible to describe both test conditions realistically with a single set of parameters.

Another extension concerns the modelling of cohesive softening. In frictional materials cohesion can occur as a consequence of a capillary effect of the pore water or a cementation of the grain skeleton. To cope with the mathematical problems related to the process of softening (e.g. mesh independence of the solution) an extension of the classical continuum by means of introducing a non-local strain measure is proposed. By recalculating various laboratory tests the suitability in principle of the proposed approach can be demonstrated.

In this context it would be practical to extend the model by taking account of another frictional softening process at the same time. Here, the focus is on investigating the interplay between the two regularisation processes. A first step towards this extension would be to take account of the influence of the state on the stiffness and shear strength parameters, as presented. Using the approaches chosen, it is possible to simulate triaxial tests with different densities and different lateral pressures with a single set of parameters. The link between the shear strength and the density could be extended in a second step by a non-local formulation of the void ratio similar to the non-local approach with regard to cohesion softening by the plastic volumetric strain.

With reference to two geotechnical boundary value problems, Chapter 5 examines the applicability of this constitutive model, representing a synthesis of experimental data and concepts drawn from classical plasticity theory.

The first example clarifies the importance of taking into account the direction of the stress path to determine the relevant stiffness in the case of an excavation. The chosen model enables this complex field test to be treated satisfactorily, both with regard to the forces and, albeit to a lesser extent, with regard to the defor-

mations.

In the second example the load-displacement curve of a shallow foundation on cemented sand is calculated. The model successfully describes both the initial load range (settlement problem) and the limit range of the load (ultimate bearing capacity). The importance of realistically describing the softening process and the overconsolidation of the soil for the quality of the calculated data is demonstrated.

This constitutive model is therefore shown to be both robust and able to adequately describe major effects occurring in frictional materials, both in qualitative and quantitative terms, while at the same time maintaining the transparency of the underlying mechanical phenomena and the parameters used. It is unlikely that great strides will be made towards improving the agreement between prognoses and practical observations by simply refining the constitutive models. Attention should instead be directed towards the realistic selection of soil parameters, for which the density and stress levels of the soil element under consideration have a relevant impact on the magnitude of the corresponding characteristic soil values. To enable the models to be put to practical use, such inaccessible parameters as the grain hardness or shape cannot be drawn upon. In contrast, existing knowledge of stiffnesses and strengths can quite easily be supplemented by the concept of state-dependency, as has been shown. By this means it is possible to greatly improve models for describing the mechanical behaviour of frictional materials.

Kapitel 7

Anhang

7.1 Konstruktionsprinzip Torsionsoedometer

7.1.1 Geräteprinzip und Meßwerterfassung Prototyp I

Das Gerät (siehe Bild 7.1) besteht aus einer starren Stahlbox, auf deren Boden der axiale Antrieb in Form eines Frequenzmotors angebracht ist. Die von unten betrachtet erste Querplatte ist mit diesem Rahmen starr verbunden. Sie dient zur Führung der 4 Vertikalstangen (nur 2 davon sind sichtbar), welche die darüber befindliche, bewegliche 2. Querplatte tragen. Auf dieser ist der Schrittmotor zur Aufbringung der Torsionsbeanspruchung montiert. Der Probenbehälter wird durch den Vertikalantrieb von unten gegen den Meßaufnehmer gedrückt, der starr mit der oberen Platte des äußeren Rahmens verbunden ist. Ein Lager unterhalb des Probenbehälters erlaubt es, mit geringen Reibungsverlusten eine von der Normalbelastung unabhängige Drehbelastung aufzubringen.

In Bild 7.2 ist das Prinzip der Meßwerterfassung des 1. Prototyps dargestellt. Während der verschiedenen Versuchsphasen werden fortlaufend die 4 Kanäle der Schub- und Normalspannung und des axialen und tangentialen Wegs erfaßt. Der Steuerrechner verarbeitet diese Meßdaten augenblicklich und gibt die Regelbefehle entsprechend der Versuchsart an den Micromaster, zur Steuerung des (axialen) Getriebemotors, bzw. direkt an den (tangentialen) Schrittmotor weiter.

7.1.2 Meßaufnehmer Prototyp I

Um die Normal- und die Schubspannung am Meßring zu messen, sind dessen Speichen mit insgesamt acht Dehnungsmeßstreifen beklebt (Bild 7.3).

Zur Messung der Normalspannung sind die vier Speichen entsprechend der Belastungs- und somit der Verformungsrichtung auf der Ober- und Unterseite mit Dehnungsmeßstreifen beklebt. Wird der Meßring nun belastet, verformt er sich, und die Verformung wird durch die DMS in ein analoges, elektrisches Signal umgewandelt. Diese vier DMS sind zu einer DMS-Vollbrücke geschaltet, deren

Signal auf Kanal 2 des Messverstärkers erfaßt wird.

Ergänzend sind zur Messung der Schubspannung die Speichen seitlich beklebt. Das Signal dieser vier DMS wird auf Kanal 1 des Messverstärkers erfaßt.

Bild 7.4 zeigt die Wirkungsweise dieses Meßaufnehmers in einer FEM-Simulation. Dargestellt sind die Verformungen des Meßrads unter Schubbeanspruchung. Deutlich sind die von der fixierten Nabe ausgehenden Durchbiegungen der Speichen zu erkennen.

Bild 7.5 zeigt einen Überblick über die Entwicklung verschiedener Torsions-schengeräte nach Bishop et al. (1971).

7.1.3 Geräteprinzip Prototyp II

Bild 7.6 zeigt den Ausschnitt einer CAD-Zeichnung des Prototyps II mit den verschiedenen Komponenten des Meßsystems.

Wegen der aufgetretenen Probleme bei der Kalibrierung des Meßaufnehmers von Prototyp I wurde hierzu das Meßsystem für die Spannungen komplett überarbeitet. Die Erläuterungen für die Versuchsdurchführung und -interpretation sind jedoch weiterhin gültig.

Die Probe befindet sich zwischen den beiden austauschbaren, jeweils dreigeteilten Filterplatten. Durch den hier abgeschlossenen Probenraum ist die Aufbringung eines äußeren Sättigungsdrucks und/oder die Messung des Porenwasserdrucks während des Versuchs möglich. Für die Tangentialspannungsmessung wird der Meßring durch die obere Kopfplatte der Scherbox hindurchgeführt und trägt am oberen Ende einen Ausleger, der bei einer Rotation auf eine horizontal angeordnete Kraftmeßdose drückt.

Die aufgebrachte vertikale Gesamtlast wird durch ein mechanisches Waagesystem getrennt auf den Meßring und die dagegen fixierten äußeren/inneren Segmente der Stirnplatten aufgebracht. Das Maß der Lastaufteilung ist proportional zu den jeweiligen Flächenanteilen. Am Hebelarm für den Meßring ist ein vertikal angeordneter Kraftmeßbügel für die Normalspannung angeordnet.

Dieses Konzept erfordert für die Eichung des gesamten Aufnehmers eine vorgängige Eichung der beiden Kraftmeßdosen und eine genau Kenntnis der Geometrie.

7.2 Ergänzungen HS-Modell

Bild 7.7 zeigt das Ergebnis der Berechnung von Triaxial- und Oedometerversuchen an lockerem und dichtem Hostun-Sand mit der Grundversion des HS-Modells entsprechend Abschnitt 4.2.

Im oberen Bildpaar wurde das Modell an zwei Oedometerversuchen (locker: links, dicht: rechts) kalibriert. Die Berechnung (•) erfolgte mit $E_0^{ref} = 10 \text{ MPa}$ bzw. $E_0^{ref} = 17.5 \text{ MPa}$. Im mittleren Bildpaar sieht man den Vergleich der Messung mit der Berechnung mittels der gleichen Parameter (o) für die dichte Lagerung im Triaxialversuch. Im unteren Bild sind die entsprechenden Ergebnisse für die lockere Lagerung dargestellt. Bei beiden Berechnungen ist die Übereinstimmung sehr unbefriedigend.

Eine Verbesserung erreicht man nur durch die (unerlaubte) Veränderung der Steifigkeiten zu $E_0^{ref} = 40 \text{ MPa}$ für beide Lagerungsdichten (•). Diese Anpassung der Materialparameter an das Randwertproblem ist jedoch nicht zulässig.

Im folgenden wird der gezeigte Zusammenhang für einen mitteldichten Sand ($\varphi = 35^\circ$, $c = 0$, $E_s^{ref}/E_0^{ref} = 5.0$) noch detaillierter untersucht. Dabei steht die Frage im Mittelpunkt, welchen Einfluß die Wahl der Querdehnungszahl ν_{ur} auf ein realistisches Verhalten sowohl unter Kompressions- als auch unter Scherbeanspruchung hat.

Für die gleichen Materialparameter wurden unter Variation von ν_{ur} sowohl Oedometerversuche als auch Triaxialversuche simuliert. Für eine Referenzspannung von $\sigma^{ref} = 100 \text{ kPa}$ wurden aus den Rechenergebnissen die jeweiligen Moduli E_s^{ref} und E_0^{ref} , bzw. im Oedometer die radiale Hauptspannung σ_3 bestimmt.

In Bild 7.8 ist der ermittelte Erdruhedruckbeiwert $K_0 = \sigma_1/\sigma_3$ als Funktion der Querdehnungszahl ν_{ur} aufgetragen und zum Vergleich für diese Materialkennwerte die Lösung nach JAKY angegeben.

Es zeigt sich, daß nur für sehr kleine, unrealistische Werte von $\nu_{ur} \approx 0.1$ eine Übereinstimmung der Berechnung mit dieser Lösung gefunden werden kann.

In Bild 7.9 sind die Werte des ermittelten Steifigkeitsverhältnisses unter Kompressions- und Scherbeanspruchung über der Querdehnungszahl ν_{ur} aufgetragen. Selbst mit sehr geringen Werten von ν_{ur} ist es nicht möglich, die experimentell beobachtete Übereinstimmung von E_0^{ref} und E_s^{ref} zu simulieren.

Eine Möglichkeit zur Lösung dieser Diskrepanz ist folgende Vorgehensweise: Zunächst muß entschieden werden, ob das zu untersuchende Randwertproblem eher kompressions- oder schubdominiert ist. Bei überwiegender Schubbeanspruchung kann ein $E_0^{ref} = E_s^{ref}$ zur Charakterisierung gewählt werden. Für überwiegende Kompressionsbeanspruchung wird vorgeschlagen, mit einem Startwert der Steifigkeit von $E_0^{ref} = E_s^{ref}$ die Simulation eines Oedometerversuchs durchzuführen, und, wenn nötig, die Steifigkeit $E_0^{ref} \neq E_s^{ref}$ so zu ändern, daß sich in der Simulation realistische Werte für E_s^{ref} einstellen.

7.3 Ergänzende Bilder

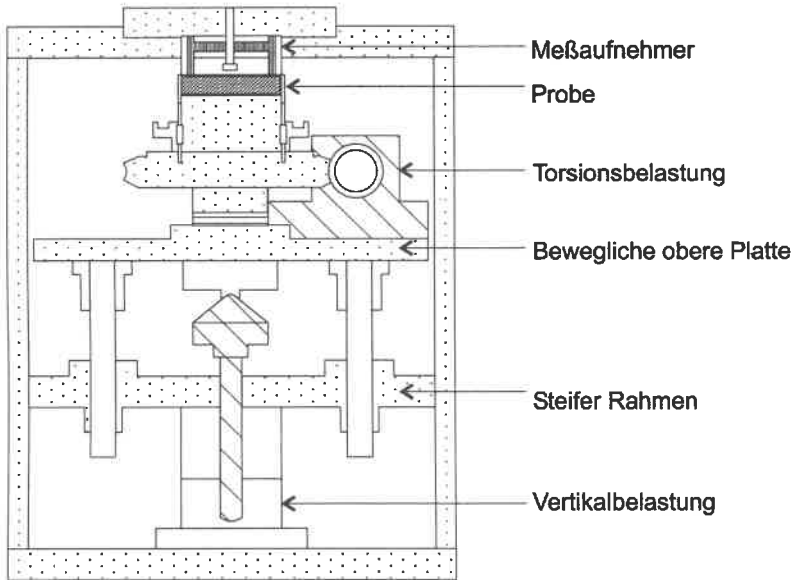


Bild 7.1: Geräteprinzip des Torsionsoedometers (Prototyp I)

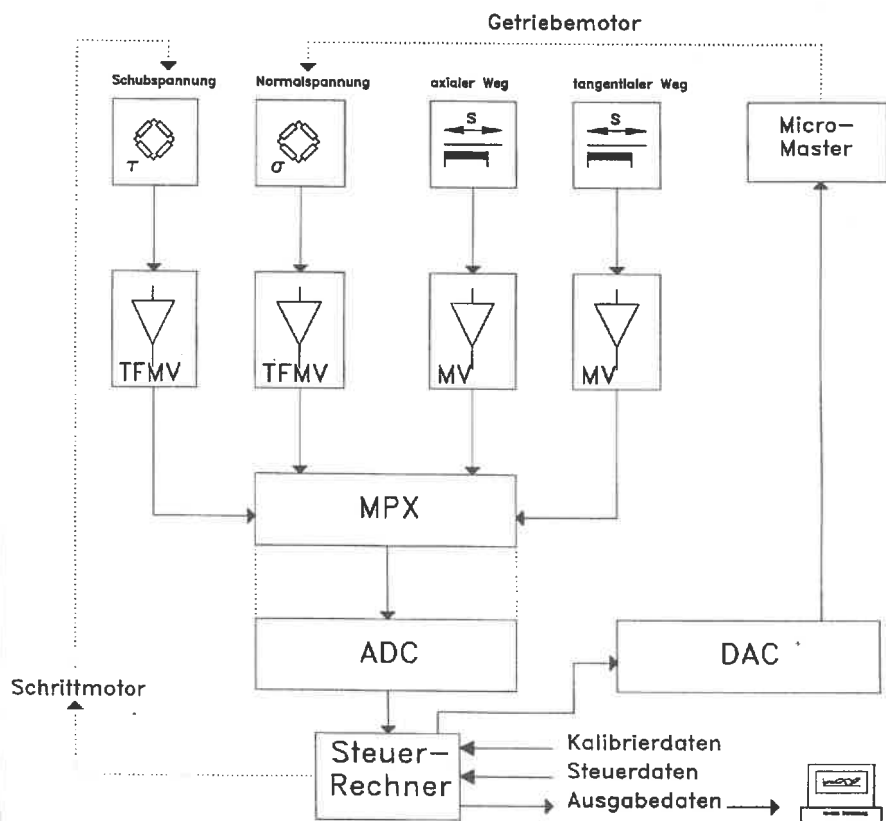


Bild 7.2: Prinzip der Meßwerterfassung und der Regelung des Torsionsoedometers

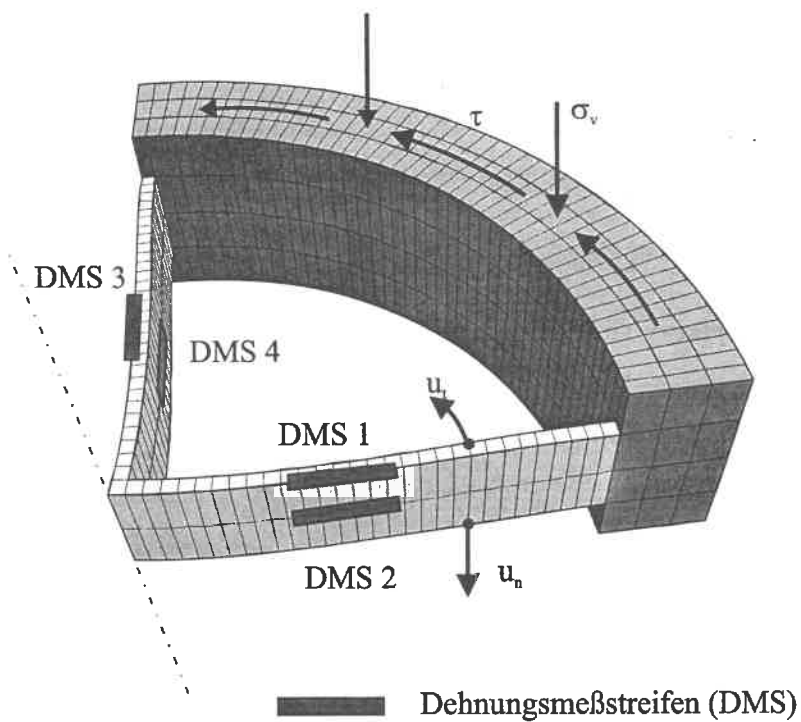


Bild 7.3: Meßaufnehmer des Torsionsoedometers (Prototyp I): Meßprinzip

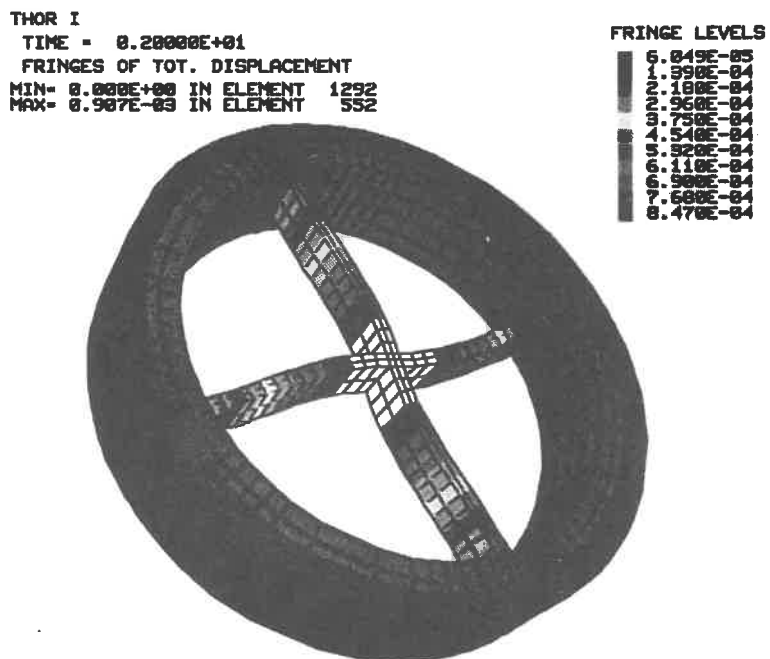


Bild 7.4: Meßaufnehmer des Torsionsoedometers (Prototyp I): FEM Simulation

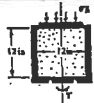
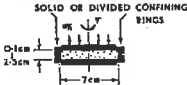
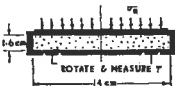
SHAPE OF FAILURE SURFACE	LOADING SYSTEM	SAMPLE TYPE	REFERENCE
CIRCLE		SOLID CYLINDER LOADED NORMALLY, LOWER PLATEN TWISTED.	A.S.C.E. (1917)
CIRCLE		SOLID CYLINDER LOADED NORMALLY & TWISTED	STRECK (1928) FRANZIUS ET AL. (1930) (see HVORSLEV, 1939)
CIRCLE		SOLID CYLINDER LOADED NORMALLY & TWISTED.	LANGER (1938) (see HVORSLEV, 1939)
CIRCLE		SOLID DISC LOADED NORMALLY & TWISTED	SEMENELLI & RAMIREZ (1968) LA GATTA 1970
ANNULUS		SOLID DISC LOADED NORMALLY, ANNULUS TWISTED	TIEDEMANN (1937) (see HVORSLEV, 1939)
CIRCLE		SOLID DISC LOADED NORMALLY & TWISTED	GHANI (1968)
CYLINDER		HOLLOW CYLINDER LOADED RADIALY & TWISTED	CASAGRANDE & U.S. ENGINEER OFFICE, BOSTON, MASS. (see HVORSLEV, 1939)

Bild 7.5: Entwicklung der Torsionsschergeräte (Bishop et al. 1971)

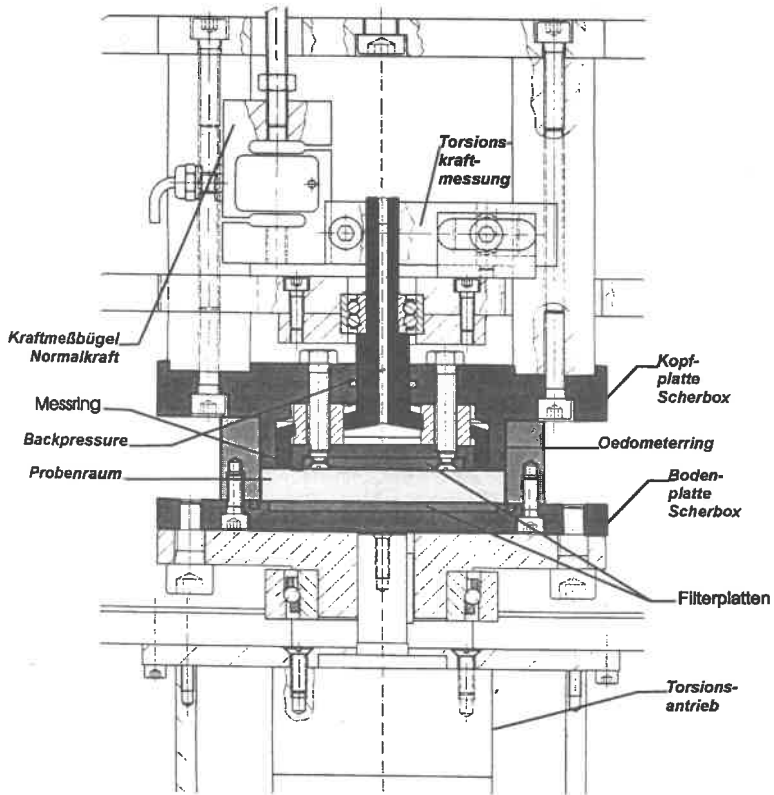
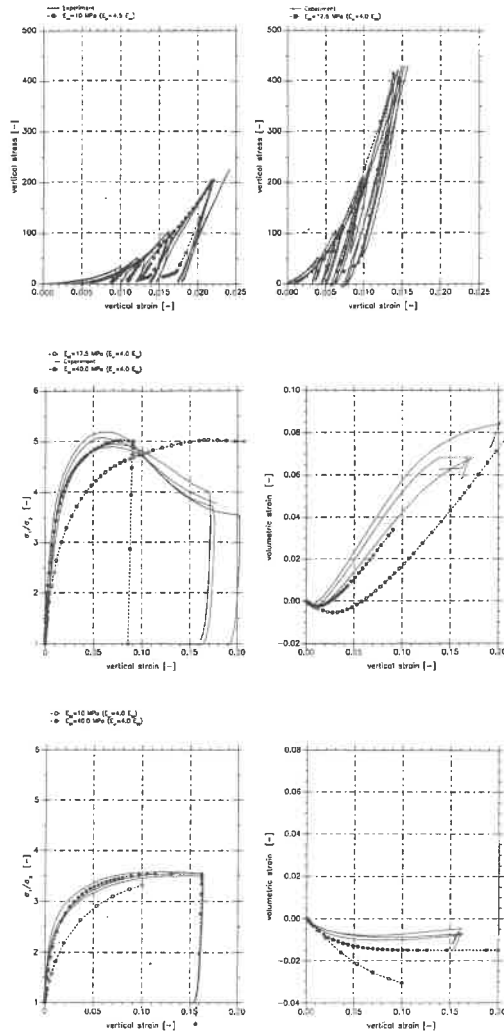


Bild 7.6: Geräteprinzip des Torsionsoedometers (Prototyp II)

Bild 7.7: Verifizierung HS-Modell I ($E_{ur}/E_{50} = 4.0$)

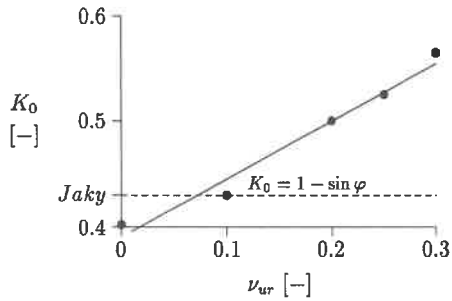
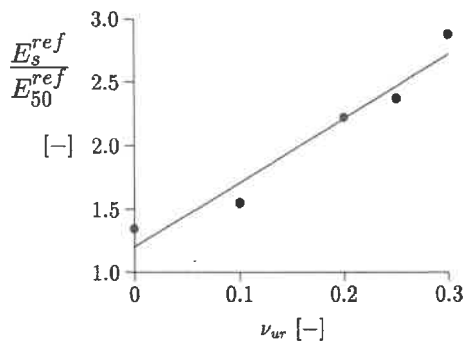
Bild 7.8: Verifizierung HS-Modell (Grundversion): Erdruchdruckbeiwert K_0 

Bild 7.9: Verifizierung HS-Modell (Grundversion): Steifigkeitsverhältnis unter Kompressions- und Scherbeanspruchung

Literaturverzeichnis

- Abdulla, A. A. & Kioussis, P. D. (1997a), Behaviour of cemented sands - I. Testing, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **21**, 533-547.
- Abdulla, A. A. & Kioussis, P. D. (1997b), Behaviour of cemented sands - II. Modelling, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **21**, 549-568.
- Al Issa, M. (1973), Recherche de lois contraintes déformations des milieux pulvérulents, PhD thesis, Univ. Grenoble.
- Allen, M. P. & Tildesley, D. J. (1987), *Computer Simulation of Liquids*, Oxford University Press, Oxford.
- Arslan, M. U. (1980), *Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand*, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt.
- Arthur, J. R. F. & Menzies, B. K. (1972), Inherent anisotropy in a sand, *Géotechnique* **22**, No. 1, 115-128.
- Arthur, J. R. F., Dunstan, T., Al-Ani, Q. A. J. L. & Assadi, A. (1977), Plastic deformation and failure in granular media, *Géotechnique* **27**, No. 1, 53-74.
- Baldi, G., Hight, D. W. & Thomas, G. E. (1988), A reevaluation of conventional triaxial test methods, in Donaghe, Chaney & Silver, eds, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM, STP 977, pp. 219-263.
- Bard, E. (1993), Methode d'analyse des lois de comportement des soils, PhD thesis, Ecole Centrale de Paris.
- Bardet, J. P. (1991), Orientation of shear bands in frictional soils, *J. Eng. Mech. ASCE* **117**, 1466-1484.
- Bashir, Y. M. & Goddard, J. D. (1991), A novel simulation method for the quasi-static mechanics of granular assemblages, *J. Rheol.* **35**, 849-885.
- Bauer, E. (1992), *Zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe unter vorwiegend oedometrischer Beanspruchung*, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.

- Bauer, E. (1996), Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials, *Soils and foundations* **36**, No. 1, 13–26.
- Bazant, Z. P., Belytschko, T. B. & Chang, T. P. (1977), Continuum theory for strain-softening, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **110**, No. 12, 1666–1692.
- Bazant, Z. P., Lin, F. B. & Pijaudier-Cabot, G. (1987), Yield limit degradation: Non-local continuum model with local strain, in Owen, ed., Proc. Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona, pp. 1757–1780.
- Bazant, P. & Gambarova, B. (1984), Shear crack in concrete: Crack band micro-plane model, *J. Struct. Eng., ASCE* **110**, 2015–2036.
- Been, K. & Jefferies, M. G. (1985), A state parameter for sands, *Géotechnique* **35**, No. 2, 99–112.
- Biarez, J. B. & Hicher, P.-Y. (1994), *Elementary mechanics of soil behaviour - Saturated remoulded soils*, Balkema, Rotterdam.
- Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen, A. & Brown, J. D. (1971), A new ring shear apparatus, *Géotechnique* **21**, No. 4, 273–328.
- Bolton, M. D. (1986), The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique* **36**, No. 1, 65–78.
- Briaud, J.-L. & Gibbens, R. M. (1994), *Predicted and measured behavior of five spread footings on sand*, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 41, New York.
- Brinch Hansen, J. (1967), Some empirical formulae for the shear strength of molsand, in Owen, ed., Proc. Geotech. Conf., Oslo, p. 175.
- Brinch Hansen, J. & Lundgren, H. (1960), *Hauptprobleme der Bodenmechanik*, Springer, Berlin/Göttingen/Heidelberg, p. 45.
- Brinkgreve, R. B. J. (1994), Geomaterial models and numerical analysis of softening, PhD thesis, TU Delft, The Netherlands.
- Brinkgreve, R. B. J. & Vermeer, P. A. (1994), A new effective non-local strain-measure for softening plasticity, in Chambon, ed., Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Balkema, pp. 89–100.
- Bufler, H. (1977), *Einführung in die Elastizitätstheorie*, Institut für Mechanik (Bauwesen), Universität Stuttgart.
- Burland, J. B. & Burbidge, M. C. (1985), Settlement of foundations on sand and gravel, *Proc. Instn. Civ. Engrs.* **78**, 1, 1325–1381.

- Campbell, C. (1990), Rapid granular flows, *Annu. Rev. Fluid. Mech.* pp. 22-57.
- Caquot, A. & Kérisel, J. (1967), *Grundlagen der Bodenmechanik*, Übersetzung der 3. Aufl. v. 1956, Springer, Paris, p. 188.
- Casagrande, A. (1936), Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, *J. Boston Soc. Civil Engineers* **23**(1), 13-32.
- Chambon, R., Desrues, J., Hammad, W. & Charlier, R. (1994), CLoE, a new rate-type constitutive model for geomaterials - theoretical basis and implementation, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **18**, 253-278.
- Chazallon, C. & Hicher, P. Y. (1998), A constitutive model coupling elastoplasticity and damage for cohesive-frictional materials, *Mechanics of cohesive-frictional materials* **3**, 41-63.
- Clough, G. W., Sitar, N., Bachus, R. C. & Rad, N. S. (1981), Cemented sands under static loading, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **107**, 799-817.
- Cole, E. R. (1967), The behaviour of soils in the simple shear apparatus, PhD thesis, Cambridge University.
- Cornforth, D. H. (1964), Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sands, *Géotechnique* **16**, 193.
- Cosserat, E. & Cosserat, F. (1909), *Théorie des corps déformables*, A. Hermann et fils, Paris. Theory of Deformable Bodies, NASA TT F-11 561, 1968.
- Cundall, P. & Hart, R. (1992), Numerical modelling of discontinua, *Eng. Comp.* **9**, 101-113, 115-287.
- Dafalias, Y. F. & Herrmann, L. R. (1982), Bounding surface formulation of soil plasticity, in Pande & Zienkiewicz, eds, *Soil mechanics-Transient and cyclic loads*, New York, pp. 253-282.
- Darve, F. (1978), Une formulation incrémentale des lois rhéologiques, PhD thesis, Thèse de doctorat d'Etat, Grenoble.
- Darve, F. (1990), *Geomaterials Constitutive Equations and Modelling*, Elsevier, Applied Science, London.
- Davis, R. O. & Mullenger, G. (1978), A rate-type constitutive model for soil with a critical state, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **2**, 255-282.
- de Boer, R. (1988), On plastic deformations of soils, *Int. J. Plasticity* **4**, 371-391.
- de Borst, R. (1991), Simulation of strain localization: A reappraisal of the Cosserat continuum, *Eng. Comp.* **8**, 317-332.

- Desai, C. S. (1989), Single surface yield and potential function plasticity models: A review, *Computer and Geotechnics* **7**, 319–335.
- Desrues, J. (1984), La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires, PhD thesis, Grenoble, UMSMG & INPG.
- Desrues, J. & Hammad, W. (1989), Shear banding dependency on mean stress level in sand, in Chambon, ed., *Numerical Methods For Localisation And Bifurcation Of Granular Bodies*, Balkema, pp. 57–67.
- Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M. & Mazerolle, F. (1996), Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, *Géotechnique* **46**, No. 3, 529–546.
- Desrues, J., Colliat-Dangus, J. L. & Foray, P. (1988), Testing of granular soil under elevated cell pressure, in Donaghe, Chaney & Silver, eds, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM, STP 977, pp. 290–310.
- Desrues, J., Lanier, J. & Stutz, P. (1985), Localization of the deformation in tests on sand samples, *Engineering fracture mechanics* **21**, No. 4, 909–921.
- di Prisco, C. & Imposimato, S. (1997), Experimental analysis and theoretical interpretation of triaxial load controlled loose sand specimen collapses, *Mechanics of cohesive-frictional materials* **2**, 93–120.
- di Prisco, C., Matioti, R. & Nova, R. (1995), Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes, *Géotechnique* **45**, 3, 479–496.
- Drescher, A., Vardoulakis, I. & Han, C. (1990), A biaxial apparatus for testing soils, *Geotechnical Testing journal* **13**, No. 3, 226–234.
- Drucker, D. C., Gibson, R. E. & Henkel, D. J. (1957), Soil mechanics and work hardening theories of plasticity, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* **122**, 338–346.
- Duncan, J. M. & Chang, C. Y. (1970), Nonlinear analysis of stress and strain in soil, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* **96**, 1629–1653.
- Dupas, J. M. & Pecker, A. (1979), Static and dynamic properties of sand-cement, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **105**, 419–436.
- Ehlers, W. (1993), Constitutive equations for granular materials in geomechanical context, in Hutter, ed., *Continuum Mechanics in Environmental Sciences and Geophysics*, Springer Verlag Wien, pp. 313–402.

- Ehlers, W. (1995), A single-surface yield function for geomaterials, *Archive of Appl. Mech.* **65**, 246–259.
- Ehlers, W. & Volk, W. (1998), On theoretical and numerical methods in the theory of porous media based on polar and non-polar elasto-plastic solid materials, *Int. J. Solid Struct.*, im Druck.
- Ehlers, W., Blome, P. & Müllerschön, H. (1998), Die Theorie poröser Medien bei der Baugrund-Tragwerk-Interaktion, in Katzenbach & Arslan, eds, DFG-Forscherguppe Baugrund-Tragwerk-Interaktion an der TU Darmstadt, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 38.
- Ehringen, A. C. (1972), Nonlocal polar elastic continua, *Int. J. Engineering Science* **10**, 1–16.
- Ehringen, A. C. (1981), On nonlocal plasticity, *Int. J. Engineering Science* **19**, 1461–1474.
- Ehringen, A. C. & Kafadar, C. B. (1976), Polar field theories, in Ehringen, ed., *Continuum Mechanics*, Vol. VI, Academic Press, pp. 1–73.
- Feenstra, P. H. & de Borst, R. (1995), A plasticity model and algorithm for mode I cracking in concrete, *Int. J. Num. Meth. Engng.* **38**, 2509–2529.
- Felder, J. M. (1990), *Charakterisierung von Pasten mit einem Schergerät in Hinblick auf ihre Ausformbarkeit*, Veröffentlichungen des Instituts für chemische Verfahrenstechnik, Universität Karlsruhe.
- Flavigny, E., Desrues, J. & Palayer, B. (1990), Note technique: Le sable d'Hostun RF, *Rev. Franç. Géotech.* **53**, 67–70.
- Flavigny, E. et al. (1993), Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun RF, internal report IMG.
- Frydman, S., Hendron, D., Horn, H., Steinbach, J., Baker, R. & Shal, B. (1980), Liquefaction study of cemented sands, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **106**, 275–297.
- Geniev, G. A. (1958), Problems of the dynamics of a granular medium (in Russian), Akad. Stroit. Archit., SSR, Moskau.
- Germain, P. (1973), La méthode des puissances virtuelles en mécanique des milieux continus, *J. Mécanique* **12**, 236–274.
- Goldscheider, M. (1982), True triaxial tests on dense sand, in Gudehus, Darve & Vardoulakis, eds, Results of the international workshop on constitutive relations for soils Grenoble, Balkema, Rotterdam, pp. 11–54.

- Goldscheider, M. (1983), *Spannungen in Sand bei räumlicher, monotoner Verformung*, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Goto, S. & Tatsuoka, F. (1988), Conditions on triaxial compressive strength for cohesionless soil, in Donaghe, Chaney & Silver, eds, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM, STP 977.
- Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y. & Sato, T. (1991), A simple gauge for local strain measurements in the laboratory, *Soils and foundations* **31**, No. 1, 169–180.
- Gudehus, G. (1990), Stoffgesetze, in Smolczyk, ed., *Grundbautaschenbuch*, 4. Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn.
- Gudehus, G. (1996), A comprehensive constitutive equation for granular materials, *Soils and foundations* **36**, No. 1, 1–12.
- Gudehus, G. & Mikulitsch, V. (1996), Materialverhalten zementierter Korngerüste, *Bauingenieur* **71**, 119–126.
- Hammad, W. I. (1991), *Modélisation non linéaire et étude expérimentale des bandes de cisaillement dans les sables*, PhD thesis, Université Joseph Fourier-Grenoble I, .
- Han, C. (1991), *Localization of deformation in sand*, PhD thesis, University of Minnesota, Dept. of Civil and Mineral Engineering.
- Han, C. & Vardoulakis, I. (1991), Plane-strain compression experiments on water-saturated fine-grained sand, *Géotechnique* **41**, 1, 49–78.
- Hardin, B. O. & Black, W. L. (1969), Vibration modulus for normally consolidated clay, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **95**, No. 6, 1531–1537.
- Hashiguchi, K. (1985), Macrometric approaches-static-intrinsically time-independent, in Proc. XI ICSMFE, San Francisco, Constitutive laws for soils, pp. 25–65.
- Hashiguchi, K. (1993), Fundamental requirements and formulations of elastoplastic constitutive equations with tangential plasticity, *Int. J. Plasticity* **9**, 525–549.
- Henkel, D. J. & Gilbert, G. C. (1952), The effect of rubber on the measured triaxial compression strength of clay samples, *Géotechnique* **3**, 2, 20–29.
- Herbst (1964), *Shear phenomena in granular random packings*, PhD thesis, Princeton University, USA.

- Herle, I. (1997), Hypoplastic model in soil-structure interaction, in Proc. 3rd Int. Geot. Conf. Soil-Structure Interaction, Bratislava, pp. 15–20.
- Herle, I. (1998a), *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Herle, I. (1998b), A relation between parameters of a hypoplastic constitutive model and grain properties, in Oka, ed., *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Gifu, Balkema, Rotterdam.
- Hettler, A. & Gudehus, G. (1988), Influence of the foundation width on the bearing capacity factor, *Soils and foundations* 28, 4, 81–92.
- Hill, R. (1950), *The mathematical theory of plasticity*, Clarendon Press, Oxford.
- Hirai, H., Takahashi, M. & Yamada, M. (1989), An elastic-plastic constitutive model for the behaviour of improved sandy soils, *Soils and foundations* 29, 69–84.
- Idel, K. H. (1960), *Die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Jambu, N. (1963), Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, in European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, pp. 19–25.
- Kavvas, M., Anagnostopoulos, A. & Kaltefleiter, N. (1993), A framework for the mechanical behaviour of the cemented corinth marl, in Proc. of the Int. Symp. on Geotech. Eng. of Hard Soils - Soft Rocks, Balkema, Rotterdam, pp. 577–583.
- Kim, D. S. & Stokoe, K. H. (1994), Torsional motion monitoring system for small strain soil testing, *ASTM Geotech. Testing J.* 17, No. 1, 17–26.
- Kim, M. K. & Lade, P. V. (1988), Single hardening constitutive model for frictional materials, I. Plastic potential function, *Computer and Geotechnics* 5, 307–324.
- Koiter, W. T. (1960), General theorems for elastic-plastic solids, in Sneddon & Hill, eds, *Progress in Solid Mechanics*, North Holland Publishing Co., Amsterdam, pp. 165–221.
- Kolymbas, D. (1977), A rate-dependent constitutive equation for soils, *Mech. Res. Comm.* 4, 367–372.

- Kolymbas, D. (1988), *Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe*, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Kolymbas, D. (1991), An outline of hypoplasticity, *Archive of Applied Mechanics* **61**, 143–151.
- Kolymbas, D. & Wu, W. (1990), Recent results of triaxial tests with granular materials, *Powder Technology* **60**, 99–119.
- Kondner, R. L. & Zelasko, J. S. (1963), A hyperbolic stress strain formulation for sands, *Proc. 2nd Pan. Am. ICOSFE Brazil* **1**, 289–394.
- Lade, P. V. (1984), Failure criterion for frictional material, in Desai & Gallagher, eds, *Mechanics of engineering materials*, John Wiley, pp. 385–403.
- Lade, P. V. & Nelson, R. B. (1987), Modelling the elastic behaviour of granular materials, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **11**, 521–542.
- Lagioia, R. & Nova, R. (1995), An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression, *Géotechnique* **45**, No. 4, 633–648.
- Lanzo, G., Vucetic, M. & Doroudian, M. (1997), Reduction of shear modulus at small strains in simple shear, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **123**, 1035–1042.
- Lee, K. L. (1970), Comparison of plane strain and triaxial tests on sand, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* **96**, 901–923.
- Lee, K. L. & Seed, H. B. (1967), Drained strength characteristics of sand, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* **93**, 117–141.
- Leigh, D. (1968), *Nonlinear Continuum Mechanics*, McGraw-Hill.
- Leon, E. (1934), Über die Rolle des Trennbruches im Rahmen der Mohr'schen Anstrengungshypothese, *Bauingenieur* **15**, 318.
- Leuissink, H., Wittke, W. & Weseloh, K. (1966), *Unterschiede im Scherverhalten rolliger Erdstoffe und Kugelschüttungen im Dreiazial- und Biaxialversuch*, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Luz, E. (1970), *Beitrag zur Kontinuumsmechanik endlicher Verzerrungen unter Berücksichtigung thermischer Vorgänge*, Habilitationsschrift, Universität Stuttgart.
- Mandl, G. & Luque, R. F. (1970), Fully developed plastic shear flow of granular materials, *Géotechnique* **20**, 277–307.

- Molenkamp, F. (1988), A simple model for isotropic non-linear elasticity of frictional materials, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **12**, 467-475.
- Moussa (1967), *Untersuchungen über die Scherfestigkeit und die Durchlässigkeit von Sanden*, Mitt. Inst. Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen.
- Mróz, Z., Norris, V. A. & Zienkiewicz, O. C. (1979), Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation, *Géotechnique* **29**, 1-34.
- Mühlhaus, H. B. (1995), *Continuum models for materials with microstructure*, J. Wiley.
- Mühlhaus, H.-B. & Aifantis, A. C. (1991), A variational principle for gradient plasticity, *Int. J. Solids Structures* **28**, 845-857.
- Mühlhaus, H. B. & Vardoulakis, I. (1987), The thickness of shear bands in granular materials, *Géotechnique* **37**, 271-283.
- Needleman, A. (1988), Material rate dependence and mesh sensitivity in localization problems, *Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg* **67**, 69-85.
- Negussey, D., Wijewickreme, W. K. D. & Vaid, Y. P. (1988), Constant-volume friction angle of granular materials, *Can. Geotech. J.* **25**, 50-55.
- Nova, R. & Sacchi, G. (1982), A model of the stress strain relationship of orthotropic geological media, *J. Mec. Theor. Appl.* **1**, No. 6, 924-949.
- Nova, R. & Wood, D. M. (1979), A constitutive model for sand in triaxial compression, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **3**, 255-278.
- Oda, M. (1972a), Deformation mechanism of sand in triaxial compression tests, *Soils and foundations* **12**, No. 4, 45-63.
- Oda, M. (1972b), Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular materials, *Soils and foundations* **12**, No. 1, 17-36.
- Oda, M. (1972c), The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand, *Soils and foundations* **12**, No. 2, 1-18.
- Oda, M. & Kazama, H. (1998), Micro-structure of shear band and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils, to be published in *Géotechnique*.
- Oda, M. & Konishi, J. (1974), Microscopic deformation mechanism of granular material in simple shear, *Soils and foundations* **14**, No. 4, 25-38.

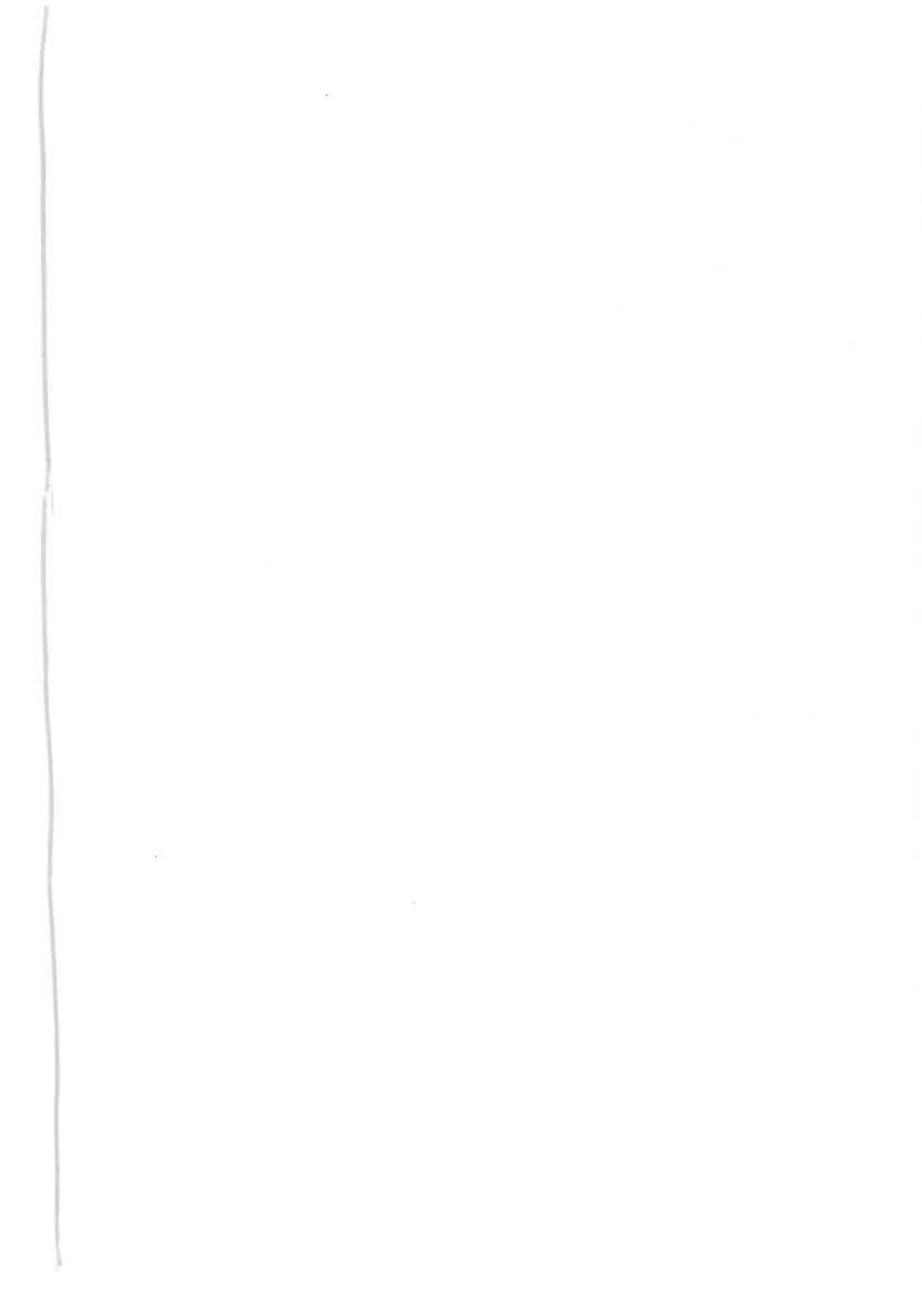
- Ohde, J. (1939), Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, *Bauingenieur* **20**, 451-459.
- Ohde, J. (1951), *Grundbaumechanik*, Hütte, Bd. III, 27. Aufl.
- O'Rourke, T. D. & Crespo, E. (1988), Geotechnical properties of cemented volcanic soils, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **114**, 1126-1147.
- Park, C. S. & Tatsuoka, F. (1994), Anisotropic strength and deformation of sands in plane strain compression, in XIII ICSMFE New Delhi, India, Balkema, Rotterdam, pp. 1-4.
- Pekau, O. A. & Gocevski, V. (1989), Elasto-plastic model for cemented and pure sand deposits, *Comput. Geotech.* **7**, 155-187.
- Pijaudier-Cabot, G. & Burlion, N. (1996), Damage and localisation in elastic materials with voids, *Int. J. Mech. Cohesive-Frictional Materials* **1**, 129-144.
- Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F. & Horii, N. (1988a), Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus, *Soils and foundations* **28**, No. 2, 95-112.
- Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F. & Horii, N. (1988b), Strength and deformation characteristics of sand in torsional simple shear, *Soils and foundations* **28**, No. 3, 131-148.
- EAU (1990), *Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen*, Häfen und Wasserstraßen, Ernst & Sohn, Berlin.
- Josselin de Jong, G. (1958), The undefiniteness in kinematics for frictional materials, in Vol. 1, ed., Proc. Conf. Earth Pressure Probl., Brussel, pp. 55-70.
- Josselin de Jong, G. (1959), Statics and kinematics in the failable zone of granular materials, PhD thesis, Delft, Niederlande.
- Raschka, K. (1990), *Bestimmung der Fließeigenschaften feuchter Schüttgüter mit Anwendung bei der Schneckenextrusion*, VDI Verlag, Reihe 3: Verfahrenstechnik, Nr. 227.
- Reynolds, O. (1885), On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact, *Philos. Mag.* **20**, No. 2, 469-481.
- Reynolds, O. (1886), Experiments showing dilatancy, a property of granular material, possibly connected with gravitation, *Proc. Royal Inst. of Great Britain* **11**, 354-363.

- Rivera, R. C. (1988), Détermination des propriétés mécanique des sables et des argils en régime dynamique et cyclique en faibles déformations, PhD thesis, Ecole Centrale de Paris.
- Roscoe, K. H. (1970), The influence of strains in soil mechanics, *Géotechnique* **20**, No. 2, 129–170.
- Rowe, P. W. (1962), The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proc. Roy. Soc. A* **269**, 500–527.
- Rowe, P. W. (1971), Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil, in *Proc. of Roscoe memorial symposium*, Foulis, Henley-on-Thames, pp. 143–194.
- Saxena, S. K. & Lastrico, R. M. (1978), Static properties of lightly cemented sands, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **104**, 1449–1464.
- Scarpelli, G. & Wood, D. M. (1982), Experimental observations of shear band patterns in direct shear tests, in Vermeer & Luger, eds, *Proc. IUTAM Symp. Deformation and failure of granular materials*, Balkema, Rotterdam, pp. 473–484.
- Schanz, T. (1997), Verschiedene Laborergebnisse, *Interne Berichte* (unveröffentlicht).
- Schanz, T. (1998), A constitutive model for cemented sands, in Oka, ed., *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*, Gifu, Balkema.
- Schanz, T. & Vermeer, P. A. (1996), Angles of friction and dilatancy of sand, *Géotechnique* **46**, No. 1, 145–151.
- Schanz, T. & Vermeer, P. A. (1997), *Das Torsionsoedometer*, Forschungsbericht Vm 163/1-1, DFG.
- Schanz, T. & Vermeer, P. A. (1998a), On the stiffness of sands, *Géotechnique* **48**, 383–387.
- Schanz, T. & Vermeer, P. A. (1998b), The Hardening Soil Model: formulation and verification, submitted to *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.*
- Schanz, T., Desrues, J. & Vermeer, P. A. (1997), Comparison of sand data on different plane strain devices, in Asaoka, Adachi & Oka, eds, *IS-Nagoya'97 International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, Pergamon, pp. 289–294.
- Schmertmann, J. H. (1991), The mechanical aging of soils, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **117**, 1288–1330.

- Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1968), *Critical state soil mechanics*, Mc Graw-Hill.
- Schultze, E. (1966), *Lockere und dichte Böden*, Mitt. Inst. Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen.
- Schultze, E. (1968), Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden, *Bauingenieur* **43**, Heft 9, 313-320.
- Smoltczyk, U. (1967), Stress computation in soil media, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* **93**, 101-124.
- Spencer, A. J. M. (1964), A theory of the kinematics of ideal soils under plane strain conditions, *J. Mech. Phys. Solids* **12**, 337-351.
- Steinmann, P. (1994), A micro polar theory of finite deformation and finite rotation multiplicative elasto-plasticity, *Int. J. Solid Struc.* pp. 1063-1084.
- Steinmann, P. & Willam, K. (1991), Localization within the framework of micro-polar elasto-plasticity, in Mannl, Najar & Brüller, eds, *Advances in Continuum Mechanics*, Vol. VI, Springer, pp. 296-313.
- Stroud, M. A. (1971), The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus, PhD thesis, Cambridge University.
- Stutz, A. (1973), Comportement elasto-plastique des milieux granulaires, *Foundation of plasticity*, Noordhoff, Leyden, pp. 33-49.
- Tatsuoka, F. (1997), Persönliche Kommunikation zu Laborresultaten an Hostun-Sand.
- Tatsuoka, F. & Ishihara, K. (1974), Yielding of sand in triaxial compression, *Soils and foundations* **14**, 63-76.
- Tatsuoka, F., Nakamura, S., Huang, G. C. & Tani, K. (1990), Strength anisotropy and shear band direction in plane strain tests of sand, *Soils and foundations* **30**, 35-54.
- Tatsuoka, F., Sonoda, S., Hara, K., Fukushima, S. & Pradhan, T. (1986), Failure and deformation of sand in torsional shear, *Soils and foundations* **26**, 4, 79-97.
- Taylor, D. W. (1939), A comparison of results of direct shear and cylindrical compression tests, *Proc. ASTM*.
- v. Soos, P. (1997), Eigenschaften von Boden und Fels, in Smoltczyk, ed., *Grundbautaschenbuch*, Ernst & Sohn, 3. Aufl., Teil 1.

- v. Wolffersdorff, P. A. (1994), Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, *Geotechnik* **17**, 2, 73–83.
- v. Wolffersdorff, P. A. (1998), *Verformungsprognosen von Stützkonstruktionen*, Habilitationsschrift, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe.
- Vardoulakis, I. (1977), *Scherfugenbildung in Sandkörpern als Verzweigungsproblem*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Vardoulakis, I. (1980), Shear band inclination and shear modulus of sand in biaxial tests, *Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.* **119**, 103–119.
- Vardoulakis, I. (1996), Deformation of water-saturated sand: I. uniform undrained deformation and shear banding; II. effect of pore water flow and shear banding, *Géotechnique* **46**, No. 3, 441–456, 457–472.
- Vardoulakis, I. & Graf, B. (1985), Calibration of constitutive models for granular materials using data from biaxial experiments, *Géotechnique* **35**, No. 3, 299–317.
- Vardoulakis, I. & Sulem, J. (1995), *Bifurcation analysis in geomechanics*, Blackie Academic & Professional, London.
- Vermeer, P. A. (1980), Formulation and Analysis of Sand Deformation Problems, PhD thesis, TU Delft, Niederlande.
- Vermeer, P. A. (1982), A five-constant model unifying well-established concepts, in Gudehus, ed., Results of the International Workshop on Constitutive Relations for Soils/ Grenoble, Balkema, pp. 175–197.
- Vermeer, P. A. (1990), The orientation of shear bands in biaxial tests, *Géotechnique* **40**, No. 2, 223–236.
- Vermeer, P. A. & Brinkgreve, R. B. J. (1995), PLAXIS: Finite element code for soil and rock analyses (Version 6.3), Balkema, Rotterdam.
- Vermeer, P. A. & de Borst, R. (1984), *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*, Heron, Vol. 29, No. 3.
- Viggiani, G. & Tamagnini, C. (1997), Analisi dei movimenti in corrispondenza di scavi sostenuti da paratie ancorate, in Proc. Ital. CNR Conf. on Il modello geotecnico del sottosuolo nelle progettazione delle opere di sostegno e degli scavi, Perugia.

- Walton, O. (1993), Numerical simulation of inelastic, frictional particle-particle interactions, in Roco, ed., *Particulate two-phase flow*, Butterworth-Heinemann, Boston.
- Walton, O. & Braun, R. (1986), Viscosity, granular temperature and stress calculations for shearing assemblies of inelastics, *Journal of Rheology* **30**, (5), 949-980.
- Wood, D. M. (1990), *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press.
- Wu, W. (1992), *Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe*, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Wu, W. & Niemunis, A. (1996), Failure criterion, flow rule and dissipation function derived from hypoplasticity, *Mechanics of cohesive-frictional materials* **1**, 145-163.
- Zitouni, Z. (1988), *Comportement tridimensionnel des sables*, PhD thesis, Univ. Joseph Fourier, Grenoble I.



Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

Nr. 1	Thamm, B.R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones DM 10,--
Nr. 2	Gußmann, P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch DM 5,--
Nr. 3	Feeser, V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß DM 10,--
Nr. 4	Du Thin, K.	(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation vergriffen
Nr. 5	Smolczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K.	(1976)	Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365) vergriffen
Nr. 6	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenammerwände. DM 18,--
Nr. 7	Laumans, Q.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens DM 18,--
Nr. 8	Lächler, W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse DM 15,--
Nr. 9	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand DM 15,--

Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben DM 20,--
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
	Gußmann, P.		Zum Modellgesetz der Konsolidation DM 20,--
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten DM 25,--
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch DM 25,--
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund DM 25,--
Nr. 15	Smoltczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen DM 12,--
Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten DM 15,--
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes DM 30,--
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen DM 25,--

Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten DM 25,--
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993 DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks DM 20,--
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten DM 25,--
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
	Smoltczyk, U./ Schad, H./Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente DM 20,--
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung DM 25,--
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten DM 25,--
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang DM 25,--

Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept DM 25,--
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen DM 30,--
Nr. 31	Smoltczyk, U./ Breinlinger, F./ Schad, H./Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise DM 25,--
Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smoltczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen) DM 30,--
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten DM 30,--
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe DM 30,--
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden DM 30,--
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse DM 30,--
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers DM 30,--
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen DM 30,--

- | | | | | |
|--------|---------------|--------|---|----------|
| Nr. 39 | Smoltczyk, U. | (1994) | Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik | DM 30,-- |
| Nr. 40 | Rilling, B. | (1994) | Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm | DM 35,-- |

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Nr. 41 (1)	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik	DM 35,--
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein	DM 35,--
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudamm- bau	DM 35,--
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits	DM 35,--
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien	DM 35,--

**Weitere Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart
und seiner Mitarbeiter ab 1997:**

- [1] Vermeer, P.A.: Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung. Beiträge der Tagung FEM '95 - Finite Elemente in der Baupraxis, S. 609-618, Stuttgart, 1995.
- [2] Vogt, C., Salden, D.: Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, Heft 12, S. 800-802, 1995.
- [3] Schanz, T.: Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material. Bautechnik 72, Heft 12, S. 810-816, 1995.
- [4] Schanz, T., Gussmann, P.: Bearing capacity of strip footing on layered subsoil. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, pp. 583-587, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [5] Smolczyk, U., Gussmann, P., Schanz, T., Salden, D.: Zuverlässigkeitsuntersuchungen des Grundbruchs auf geschichteten Böden. Institutsbericht 3 des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Universität Stuttgart, 1995.
- [6] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Zum Steifemodul von Sanden. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 3, S. 123-142, TU Dresden, 1995.
- [7] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Angles of friction and dilatancy of sand. Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-151, 1996.
- [8] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Angles of friction and dilatancy of sand. Géotechnique 47, No. 4, pp. 887-892, 1996.
- [9] Vermeer, P.A., Salden, D.: Die Geotechnik des Dammbaus – Wechselwirkungen. Jahrbuch 1996 aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart, S. 86-97, Stuttgart, 1997.

- [10] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Das Torsionsödometer. Institutsbericht 7 des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Universität Stuttgart, 1997.
- [11] Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: A soft soil model and experiences with two integration schemes. Proceedings 6th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VI), Montreal, pp. 123-128, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [12] Schanz, T., Bonnier, P.G.: Verification of a soil model with predicted behaviour of a sheet pile wall. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 2, pp. 953-959, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [13] Vermeer, P.A., Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G.: From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 4, pp. 2469-2478, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [14] Vermeer, P.A., Bayreuther, C.: Tiefe Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [15] Raisch, D., Vogt, C.: Gründungssanierung der Außenwände des Museums in Tübingen. Deutsches Architektenblatt 6/97, 29. Jg., S. 927 f., Forum-Verlag, Stuttgart, 1997.
- [16] Schanz, T., Desrues, J., Vermeer, P.A.: Comparison of sand data on different plane strain devices. Proceedings IS-Nagoya'97 International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, pp. 289-294, Pergamon, 1997.

- [17] Schanz, T.: Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen. Tagungsband Numerik in der Geotechnik, Workshop des AK 1.6 der DGGT, S. 107-120, Stuttgart, 1997.
- [18] Schanz, T.: The leaning tower of St. Moritz. Plaxis bulletin 4, pp. 4-7, 1997.
- [19] Schanz, T., Gussmann, P., Smolczyk, U.: Study of bearing capacity of strip footing on layered subsoil with the kinematical element method, Proceedings XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 727-730, Hamburg, 1997.
- [20] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußeinspannung einer Stützwand. OHDE-Kolloquium`97, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4, S. 247-264, TU Dresden, 1997.
- [21] Vermeer, P.A., Neher H.: Bemessung von Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 73-82, Universität Stuttgart, 1997.
- [22] Vermeer, P.A., Vogt, C.: Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Böden. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [23] Haarer, R., Vogt, C.: Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 119-126, Universität Stuttgart, 1997.

- [24] Vermeer, P.A.: Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. Proceedings NATO Advanced Study Institute on Physics of Dry Granular Media, pp. 163-196, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, 1997.
- [25] Meier, C.P., Schanz, T.: Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung. Tagungsband 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 39, S. 59-79, TU Darmstadt, 1998.
- [26] Neher, H., Schanz, T., Köhler, L.: Das Torsionsödometer – ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät. Messen in der Geotechnik '98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 55, S. 259-272, TU Braunschweig, 1998.
- [27] Schanz, T.: A constitutive model for cemented sands. Proceedings 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Gifu, pp. 165-172, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [28] Vogt, C.: Experimentelle und numerische Untersuchung tiefliegender dreidimensionaler Bruchvorgänge am Beispiel horizontaler Schraubanker. Tagungsband 25. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, S. 25-26, Stuttgart, 1998.
- [29] Vogt, C., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: Analyses of NATM-tunnels with 2D and 3D finite element method. Proceedings of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 211-219, Udine/Italy, 1998.
- [30] Schanz, T., Vermeer, P.A.: On the stiffness of sands. Géotechnique 48, pp. 383-387, 1998.
- [31] Vermeer, P.A., Neher H.: A soft soil model that accounts for creep. Proceedings of a Workshop on Stability of Embankments on soft Soils, Delft, 1998.

- [32] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Tagungsband 25. Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, S. 133-150, Stuttgart, 1998.
- [33] Bauduin, C.M., De Vos, M., Vermeer, P.A.: Back analysis of staged embankment failure. Zur Veröffentlichung in: Tagungsband Plaxis-Symposium, Amsterdam, 1999.
- [34] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: A consolidation model for a creeping clay. Zur Veröffentlichung in: Canadian Geotechnical Journal, 1999.
- [35] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: The Hardening Soil Modell – Formulation and Verification. Zur Veröffentlichung in: Tagungsband Plaxis-Symposium, Amsterdam, 1999.

