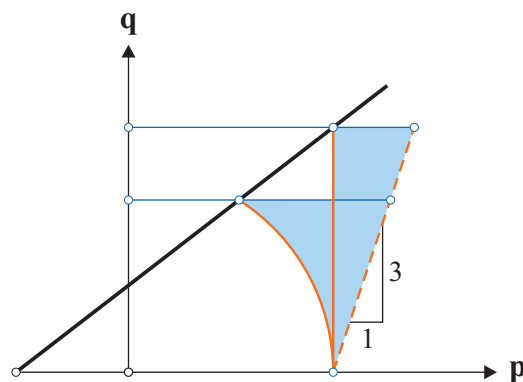


Universität Stuttgart

Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik

Markus Wehnert



2006 Mitteilung 53
des Instituts für Geotechnik
Herausgeber P. A. Vermeer



Herausgeber:

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

Institut für Geotechnik

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 35

70569 Stuttgart

Telefon: 0711 / 685 62436

Telefax: 0711 / 685 62439

eMail: pieter.vermeer@igs.uni-stuttgart.de

ISBN-10: 3-921837-53-7

ISBN-13: 978-3-921837-53-5

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

Herausgegeben 2006 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik

Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von
MARKUS WEHNERT
aus Stuttgart-Hedelfingen

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. H.-F. Schweiger, M.Sc.
Prof. Dr.-Ing. habil. H. Schad

Tag der mündlichen Prüfung: 13. März 2006

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2006

Vorwort des Herausgebers

Im Vorwort zur erster Dissertation aus dem Jahre 1974 am damals neu entstandenen Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart führte mein Vorgänger, Herr Professor Smoltczyk, aus:

Wir sind der Auffassung, dass die häufig immer noch geäußerten Zweifel an der Anwendbarkeit des Prinzips der effektiven Spannungen („die Porenwasserdrücke kann man ja doch nicht vorhersagen“) zu einem großen Teil als ausgeräumt gelten können. Auch die Unsicherheit bei der Bestimmung der undrainiert ermittelten Elastizitätsmoduln ist keineswegs größer, sondern eher kleiner als die bei der Ermittlung des in der Praxis ungebührlich beliebten und oft strapazierten c_u -Wertes.

Vor dem Hintergrund des seit dieser Zeit erheblich gestiegenen Wissens über die Stoffgesetze, denen Böden gehorchen, und des nunmehr zur Verfügung stehenden mächtigen Werkzeuges der numerischen Verfahren war es jetzt an der Zeit, diese Grundfrage der Bodenmechanik – *drainierte oder undrainierte Analyse* – erneut aufzugreifen. Die vorliegende Dissertationsschrift von Herrn Markus Wehnert widmet sich zu einem Großteil dieser wichtigen Problematik, der in der täglichen Praxis in vielen Fällen zu wenig Augenmerk geschenkt wird.

Sowohl im Hinblick auf die Stoffgesetze als auch bei der Analyse der Randwertaufgaben wird klar herausgearbeitet, dass es kein allumfassendes Stoffgesetz und auch kein FE-Programm gibt, mit welchen die Aufgaben einfach durch Knopfdruk gelöst werden können. Vielmehr stellt das heutzutage hochentwickelte Werkzeug der numerischen Verfahren erhöhte Anforderungen an den in der Praxis tätigen Geotechniker, da er neben konventionellen theoretischen Grundlagen, die selbstverständlich Voraussetzung für eine sinnvolle Anwendung der Numerik sind, auch spezielle Grundlagen numerischer Verfahren und zum Teil komplexer Stoffgesetze beherrschen muss.

Am Ende dieser Doktorarbeit werden undrainierte Berechnungen sehr tiefer Baugruben behandelt. Als Beispiel dient eine über 30 m tiefe Baugrube in Singapur in weichem Ton, die auf einer Länge von ca. 100 m einstürzte und somit einen der größten Schadensfälle im Grundbau der letzten Jahre darstellt. Es werden die getroffenen Annahmen der für das Projekt durchgeführten Berechnungen hinsichtlich der Modellierung des undrainierten Verhaltens des weichen Tones hinterfragt und mit Ergebnissen zusätzlicher Berechnungen, in denen das undrainierte Verhalten mit einem anderen Ansatz berücksichtigt wurde, verglichen. Es zeigt sich deutlich die Sensitivität der Ergebnisse hinsichtlich der getroffenen Annahmen.

Nachdem Herr Wehnert mehrere Jahre mit mir am Institut für Geotechnik in Stuttgart gearbeitet und viele Aufgaben erledigt hat, stelle ich mit Vergnügen fest, dass er mit dieser Doktorarbeit vielen Geotechnikern eine rasch erfassbare und sehr wertvolle Hilfeleistung zum Thema „undrainierte Analyse“ bietet.

Pieter A. Vermeer

Vorwort des Verfassers

Diese Arbeit entstand während meiner sechsjährigen Tätigkeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. Auf den ersten Blick scheinen sechs Jahre für die Erarbeitung einer Dissertation eine sehr lange Zeit zu sein. Nichts desto trotz möchte ich diese Zeit nicht missen, da ich neben der Erstellung dieser Arbeit viele Erfahrungen auf den unterschiedlichsten Gebieten sammeln durfte.

Mein besonderer Dank gilt daher zuallererst dem Hauptberichter dieser Arbeit, meinem Doktorvater und langjährigen „Chef“ Professor Pieter A. Vermeer. Nach fünfjährigem Studium gab er mir die Möglichkeit, meine Zeit an der Universität auf damals unbekannte Zeit zu verlängern. Dass daraus weitere sechs Jahre wurden, war mir zu Anfang nicht bewusst. Diese Zeit verging jedoch wie im Flug und hat mir zu jeder Zeit Spaß gemacht. Neben Tätigkeiten in der Lehre umfassten meine Aufgaben unter anderem die Mitarbeit an Projekten und an internationalen Forschungsarbeiten, die Erstellung von Gutachten, die Arbeit als Systemadministrator und nicht zuletzt die Forschung. Dabei durfte ich Erfahrungen auf Konferenzen, Tagungen, Workshops und Kursen als Teilnehmer, aber auch als Tutor und Vortragender im In- und Ausland sammeln. Für die Ermöglichung dieser vielfältigen Aufgaben und für die langjährige Betreuung sowie für die kostenlosen Geschichtsstunden in der Kaffeepause bedanke ich mich bei Herrn Professor Vermeer ganz herzlich.

Des Weiteren möchte ich mich bei den beiden Mitberichtern dieser Arbeit bedanken. Der Reihenfolge auf dem Titelblatt entsprechend nenne ich hier zuerst Herrn Professor Helmut Schweiger von der Technischen Universität Graz. Durch die enge Zusammenarbeit mit dem Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz stand er mir jeder Zeit für Diskussionen und mit Rat zur Seite. Dafür und natürlich für die Übernahme des Mitberichts bedanke ich mich ganz herzlich bei Herrn Professor Schweiger. Gleichzeitig bedanke ich mich aber auch für seine stets freundliche Art und die (hoffentlich) nie ganz ernst gemeinten Diskussionen über das Verhältnis zwischen Deutschen und Österreichern. Herr Professor Hermann Schad, Leiter des Fachbereichs Geotechnik der Materialprüfanstalt der Universität Stuttgart (Otto-Graf Institut), trat freundlicherweise als zweiter Mitberichter auf. Auch er war stets mit Rat und Tat zur Stelle und nahm sich immer Zeit für ausführliche Diskussionen, wofür ich mich auch bei ihm herzlich bedanken möchte. Außerdem möchte ich mich bei Herrn Professor Rainer Helmig für die Übernahme des Vorsitzes der mündlichen Doktorprüfung bedanken.

Weiterhin sei den Mitarbeitern und ehemaligen Kollegen des Instituts für Geotechnik herzlich gedankt. Auch sie standen ständig für Diskussionen und Hilfe zur Verfügung und vor allem haben sie für eine stets gute und angenehme Arbeitsatmosphäre gesorgt.

„*Last but not least*“ möchte ich mich natürlich auch bei meiner Familie, meinen Freun-

den und allen Anderen, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit unterstützt haben, bedanken. Ohne diese Hilfe, aber auch ohne die Möglichkeit, mal etwas abzuschalten, wäre diese Arbeit mit Sicherheit nicht entstanden.

In Anlehnung an die Diplomarbeit eines früheren Kollegen möchte ich zu guter Letzt auch noch den Mitarbeitern der Mensa danken, die mich immerhin 11 Jahre in der Mittagszeit mit Essen versorgt und so auch zur Bereitstellung der nötigen Energie beigetragen haben.

Markus Wehnert

Symbolverzeichnis

Symbol	Bezeichnung
--------	-------------

Griechische Kleinbuchstaben

α	Steigungswinkel der MOHR-COULOMBSchen Grenzbedingung im s - t -Diagramm
α	Kappenparameter des Hardening-Soil Modells
δ'	Wandreibungswinkel
ε	Dehnungstensor, symmetrisch ($\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$)
ε	Dehnung
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsrate
ε_1	axiale Dehnung
ε_e	elastische Dehnung
ε_p	plastische Dehnung
ε_v	volumetrische Dehnung
$\dot{\varepsilon}_e$	elastische Dehnungsrate
$\dot{\varepsilon}_p$	plastische Dehnungsrate
ε_1^e	elastische axiale Dehnung
ε_1^p	plastische axiale Dehnung
$\varepsilon_2^e, \varepsilon_3^e$	elastische radiale Dehnung
ε_v^0	volumetrische Anfangsdehnung
ε_v^e	elastische volumetrische Dehnung
ε_v^{e0}	elastische volumetrische Anfangsdehnung
ε_v^p	plastische volumetrische Dehnung
$\dot{\varepsilon}_1^p$	axiale plastische Dehnungsrate
$\dot{\varepsilon}_v^e$	elastische volumetrische Dehnungsrate

Symbol	Bezeichnung
$\dot{\varepsilon}_v^p$	plastische volumetrische Dehnungsrate
$\Delta\varepsilon_v$	zusätzliche volumetrische Dehnung
$\Delta\varepsilon_{yy}$	zusätzliche horizontale Dehnung
$\Delta\varepsilon_v^e$	zusätzliche elastische volumetrische Dehnung
γ	Feuchtwichte
γ	Schubverzerrung
γ^p	plastische Schubverzerrung
$\dot{\gamma}^p$	plastische Schubverzerrungsrate
γ_w	Wasserwichte $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
φ	Reibungswinkel
φ'	effektiver Reibungswinkel
φ_m	mobilisierter Reibungswinkel
φ_u	undrainierter Reibungswinkel
φ'_i	effektiver Reibungswinkel im Interface-Element
φ_μ	Korn-zu-Korn Reibungswinkel
φ_q^*	Steigungswinkel der MOHR-COULOMBSchen Grenzbedingung im p - q -Diagramm
φ_{cs}	<i>Critical State</i> Reibungswinkel
φ_{pt}	Reibungswinkel beim Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten
φ_{peak}	maximaler Reibungswinkel
κ	Schwellbeiwert
κ^*	modifizierter Schwellbeiwert
λ	Kompressionsbeiwert
$\dot{\lambda}$	plastischer Multiplikator
λ^*	modifizierter Kompressionsbeiwert
$\dot{\lambda}^c$	plastischer Multiplikator der Kappen-Fließfläche des Hardening-Soil Modells
$\dot{\lambda}^s$	plastischer Multiplikator der deviatorischen Fließfläche des Hardening-Soil Modells
ν	Querdehnzahl (POISSON-Zahl)
ν'	effektive Querdehnzahl
ν_i	Querdehnzahl im Interface-Element ($\nu_i = 0,45$)
ν_u	undrainierte Querdehnzahl
ν_{ur}	Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastung
ρ_s	Korndichte

Symbol	Bezeichnung
σ	Spannungstensor, symmetrisch ($\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$)
σ	totale Spannung ($\sigma = \sigma' + u$)
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate
$\overset{\nabla}{\sigma}$	objektive Spannungsgeschwindigkeit
σ'	effektive Spannung ($\sigma' = \sigma - u$)
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3,$	Hauptspannungen
σ_f	Versagensspannung
σ'_h	effektive Horizontalspannung
σ'_n	effektive Normalspannung
σ'_v	effektive Vertikalspannung
$\Delta\sigma'_h{}^B$	Anteil der Horizontalspannung aus Wandverschiebung
$\Delta\sigma'_h{}^E$	Anteil der Horizontalspannung aus Entlastung
σ_{at}	atmosphärischer Druck
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	Spannungen in Richtung der kartesischen Koordinaten
$\sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}$	Schubspannungen in Richtung der kartesischen Koordinaten
τ	Schubspannung
τ_f	Scherfestigkeit
τ_r	Restscherfestigkeit
v	spezifisches Volumen ($v = 1 + e$)
ξ, η	Koordinaten des Parameterraums
ψ	Dilatanzwinkel
ψ_0	Dilatanzwinkel bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen
ψ_i	Dilatanzwinkel im Interface-Element
ψ_m	mobilisierter Dilatanzwinkel
ψ_{peak}	maximaler Dilatanzwinkel

Griechische Großbuchstaben

M	Steigung der Projektion der <i>Critical State Line</i> im p - q -Diagramm
M^*	Steigung der Geraden, die die Größe der Kappe des Soft-Soil Modells bestimmt

Symbol	Bezeichnung
--------	-------------

Lateinische Kleinbuchstaben

a'	Adhäsion
a_b	Abstand zum seitlichen Modellrand
a_h	Abstand zum unteren Modellrand
b	Baugrubenbreite
b	Ordinatenabschnitt der MOHR-COULOMBSchen Grenzbedingung im $s-t$ -Diagramm
c	Kohäsion
c'	effektive Kohäsion
c_u	undrainierte Kohäsion
c_u	undrainierte Scherfestigkeit
c_v	Konsolidationsbeiwert
c'_i	effektive Kohäsion im Interface-Element
c_q^*	Ordinatenabschnitt der MOHR-COULOMBSchen Grenzbedingung im $p-q$ -Diagramm
d	Korndurchmesser
d_{50}	mittlerer Korndurchmesser
e	Pfahlabstand
e	Porenzahl
e_0	Anfangsporenzahl
e_a	Porenzahl der Luft
e_w	Porenzahl des Wassers
e_{max}	maximale Porenzahl
e_{min}	minimale Porenzahl
f_{el}	Elementlastvektor
f	Fließbedingung
f^c	Fließbedingung der Kappe des Hardening-Soil Modells
f^s	Fließbedingung der deviatorischen Fließfläche des Hardening-Soil Modells
g	plastisches Potential
g^s	plastisches Potential der deviatorischen Fließfläche des Hardening-Soil Modells
h	Baugrubentiefe

Symbol	Bezeichnung
k	Durchlässigkeitsbeiwert
m	Exponent für die spannungsabhängigen Steifigkeiten E_{50} , E_{oed} und E_{ur}
n	Anzahl der Integrationspunkte
n	Porenanteil
n_a	Porenanteil der Luft
n_w	Porenanteil des Wassers
n_{max}	maximaler Porenanteil
n_{min}	minimaler Porenanteil
\mathbf{p}	Vektor der verteilten Belastung
p	isotrope Hauptspannung
p'	effektive isotrope Hauptspannung
p_0	Vorkonsolidationsspannung
p_p	Vorkonsolidationsspannung
p_w	Porenwasserdruck
p_{p0}	Vorkonsolidationsspannung zu Beginn der Belastung
p_{ref}	Referenzspannung für die spannungsabhängigen Steifigkeiten E_{50} , E_{oed} und E_{ur}
Δp	zusätzliche isotrope Hauptspannung
$\Delta p'$	zusätzliche effektive isotrope Hauptspannung
Δp_w	zusätzlicher Porenwasserdruck
q	Deviatorspannung
q_a	asymptotische Deviatorspannung
q_f	maximale Deviatorspannung
q_{max}	maximale Deviatorspannung
s	Durchmesser des MOHRschen Spannungskreises
s_{max}	maximale Setzung
\mathbf{t}	Vektor der Randbelastung
t	Radius des MOHRschen Spannungskreises
t_i	virtuelle Dicke des Interface-Elements
\mathbf{u}	Vektor der Verschiebungen
u	Porenwasserdruck
u'	stationärer Porenwasserdruck
u_n	normale Verschiebung im Interface-Element
u_t	tangentiale Verschiebung im Interface-Element

Symbol	Bezeichnung
u_{max}	maximale Verschiebung
Δu	Porenwasserüberdruck
\mathbf{v}	Vektor der Knotenverschiebungen
v_e	Referenzwert nach OHDE
w_e	Exponent nach OHDE
w	Wassergehalt
w_l	Wassergehalt an der Fließgrenze
w_p	Wassergehalt an der Ausrollgrenze
w_s	Wassergehalt an der Schrumpfgrenze
x, y, z	kartesische Koordinaten

Lateinische Großbuchstaben

A	Porenwasserdruckparameter A nach SKEMPTON
A	Anker- bzw. Steifenkraft
\mathbf{B}	Operatormatrix ($\mathbf{B}=\mathbf{LN}$)
B	Porenwasserdruckparameter B nach SKEMPTON
\mathbf{B}^T	transponierte Operatormatrix
\mathbf{D}	Materialmatrix
D	Drainageweg
D	Lagerungsdichte ($D = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$)
\mathbf{D}^e	elastische Materialmatrix
E	Elastizitätsmodul
E'	effektiver Elastizitätsmodul
E_s	Steifemodul
E_u	undrainierter Elastizitätsmodul
E_{50}	spannungsabhängiger Sekantenmodul aus dem Triaxialversuch
E_{oed}	spannungsabhängiger Tangentenmodul aus dem Oedometerversuch
E_{ur}	spannungsabhängiger Elastizitätsmodul bei Ent- und Wiederbelastung
E_{50}^{ref}	Referenzmodul für E_{50}

Symbol	Bezeichnung
E_{oed}^{ref}	Referenzmodul für E_{oed}
E_{ur}^{ref}	Referenzmodul für E_{ur}
EA	Dehnsteifigkeit
EI	Biegesteifigkeit
G	Schubmodul
G_i	Schubmodul des Interface-Elements
H_{β}^{ref}	Kappemparameter des Hardening-Soil Modells
I_D	bezogene Lagerungsdichte ($I_D = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$)
\mathbf{J}	JACOBI-Matrix
\mathbf{K}	Systemmatrix
K	Kompressionsmodul
K'	effektiver Kompressionsmodul
K_0	Erdruhedruckbeiwert
K_a	aktiver Erddruckbeiwert
K_p	passiver Erddruckbeiwert
K_w	Kompressionsmodul des Wassers
\mathbf{K}_{el}	Elementsteifigkeitsmatrix
K_{ur}	spannungsabhängiger Kompressionsmodul bei Ent- und Wiederbelastung
K_{total}	totaler bzw. undrainierter Kompressionsmodul
K_0^{ur}	Erdruhedruckbeiwert für Ent- und Wiederbelastung
K_0^{NC}	Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden
\mathbf{L}	Differentialoperator
L	Pfahllänge
\mathbf{L}^T	transponierter Differentialoperator
M	Biegemoment
M_{max}	maximales Biegemoment
\mathbf{N}	Matrix der Ansatzfunktionen N_i
N_i	Ansatzfunktion
OCR	Überkonsolidationsverhältnis
R	Pfahlwiderstand
R_b	Pfahlfußwiderstand
R_f	Verhältnis zwischen q_f und q_a
R_s	Pfahlmantelwiderstand

Symbol	Bezeichnung
R_{inter}	Faktor zur Abminderung der Scherfestigkeit im Interface-Element
T_v	dimensionsloser Zeitfaktor
U	Ungleichförmigkeitszahl $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
V	Volumen
V_a	Volumen der Luft
V_n	Volumen der Luft und des Wassers
V_s	Volumen der Feststoffmasse
V_w	Volumen des Wassers

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
2	Die Finite-Elemente Methode	5
2.1	Die Grundlagen der Finite-Elemente Methode	5
2.2	Das MOHR-COULOMB Modell	9
2.3	Das Modified Cam-Clay und das Soft-Soil Modell	13
2.4	Das Hardening-Soil Modell	21
2.4.1	Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung	21
2.4.2	Die deviatorische Fließfläche des Hardening-Soil Modells	22
2.4.3	Die Kappen-Fließfläche des Hardening-Soil Modells	24
3	Undrainierte Berechnungen	29
3.1	Drainiertes oder undrainiertes Verhalten	30
3.2	Undrainierte Berechnungen und die FEM – Teil 1	32
3.3	Undrainierte Berechnungen und die FEM – Teil 2	36
3.4	Der Einfluss der Dilatanz	39
3.4.1	Grundlagen	39
3.4.2	Hostun-RF Sand	42
3.4.3	Die eigentliche Untersuchung	43
3.4.4	Triaxialversuche an Hostun-RF Sand	47
3.4.5	Triaxialversuche an Kaolinit	52
3.4.6	Sensitivitätsanalyse	55
3.4.7	Spannungspfadabhängigkeit	60
4	Geotechnisches Randwertproblem – Pfahlprobelastungen	63
4.1	Interface-Elemente	63
4.2	Probelastung in einem steifen Ton	66
4.2.1	Netzabhängigkeit	68
4.2.2	Ergebnisse der unterschiedlichen Stoffgesetze	71
4.2.3	Vergleich mit den Ergebnissen der Probelastung	77
4.3	Probelastung in Berliner Sand	78
4.3.1	Einfluss der Dilatanz	80
4.3.2	Einfluss der Pfahlherstellung	83
4.3.3	Netzabhängigkeit	85

5	Geotechnisches Randwertproblem – Baugrubenverbau	89
5.1	Drainierte Berechnungen von Baugruben	90
5.1.1	Einfluss der Modellränder	91
5.1.2	Einfluss des Stoffgesetzes	99
5.1.3	Sensitivitätsanalyse	103
5.2	Undrainierte Berechnungen von Baugruben	106
5.2.1	Sehr tiefe Baugrube in Singapur	106
5.2.2	Mögliche Gründe für den Einsturz der Baugrube	111
5.2.3	Berechnungen nach Methode 1 und 2	112
5.2.4	Weitere Unzulänglichkeiten die möglicherweise zum Einsturz beigetragen haben	116
6	Zusammenfassung und Ausblick	123
	Literaturverzeichnis	128

Abstract

Only 15 years ago SMOLTCZYK (1991) commented that the Finite Element Method (FEM) plays a minor role in geotechnical engineering. Whereas SMOLTCZYK also stated that the importance of the FEM in the planning phase of buildings will increase in the future due to their flexibility and adaptability on complex geometries and subsoil conditions. Finally his last statement became truth. Nowadays the FE method is a standard tool in various fields of geotechnical engineering. This is not only due to the developments of soft- and hardware but also mainly due the developments of constitutive models describing the mechanical behaviour of soils. The extremely complex and inhomogeneous behaviour of soils could be marked as the main cause of the limited usage of the FEM before 1990.

Indeed, the more input parameters a complex constitutive model needs the more complex is their determination and thus the realization of a FE analysis. However in the nineties the relatively easy linear-elastic, perfect-plastic model with a failure criterion after MOHR-COULOMB was more and more accepted in geotechnical engineering. Later on in this thesis this model is called MOHR-COULOMB model. Due to the combination of linear elasticity by HOOKE, which has been used for the calculation of displacements since the creation of soil mechanics by TERZAGHI, and the failure criterion by MOHR-COULOMB, which was known from calculations of bearing capacity, a constitutive model was developed, which is nowadays a standard in geotechnical engineering. In the meantime the geotechnical engineer knows this model very well and gained experience in determining the main soil parameters used by the model.

In the future this experience will also be gained for other, more complex constitutive models. The bigger amount of soil parameters of these models can than also be determined with corresponding experience or by correlations, respectively in many cases they can be estimated from similar projects and subsoil conditions. Of course next to this experience an extensive subsoil investigation program is from the same importance and should not be forgotten.

Especially in geotechnical engineering the combination of experience and investigation is from great importance. This is due to the fact that the subsoil is not homogeneous and consists of different layers. From the investigation program the geotechnical engineer knows the different layers and the main subsoil properties of the different layers. Based on this information and his experience he has to create a FE model and has to choose a suitable constitutive model for each layer. In most cases it is not efficient and way too costly to model each layer with a complex constitutive model and to determine the various soil parameters by laboratory tests. This statement should not be generalized and always has to be checked. Next to the properties and importance of the different

layers also the aim of the FE analysis itself plays a role in the choice of a constitutive model. When for example performing an analysis to determine the bearing capacity a simple model with a realistic failure criterion is sufficient. So the afore mentioned MOHR-COULOMB model normally is sufficient for these kind of analyses (see for example VERMEER UND VAN LANGEN (1998) and ZIENKIEWICZ U. A. (1975)). If performing an analysis to determine realistic deformations, stresses and structural forces for the service ability state the usage of more complex constitutive models is absolutely necessary. In doing so the choice of the most suitable constitutive model is not trivial. In addition it depends mainly on the kind of problem which should be analyzed. Generally one can say: as simple as possible, as complex as necessary.

When considering a subsoil with clayey layers the geotechnical engineer additionally has to answer another fundamental question next to the choice of the constitutive model. In this case both the settlement as well as the bearing capacity will depend on time. Generally settlements are divided into three parts: primary, consolidation and secondary settlement. In general in a FE analysis these three parts are considered as independent from each other. In doing so either drained conditions (no time dependency at all) or purely undrained conditions („The load has to be fully carried by the pore water“)¹ are assumed. In the case of undrained analyses the consolidation settlements can be determined by a subsequent consolidation analysis. Additionally FE analyses often do not take into account secondary or creep settlements. These parts are also not considered in this thesis.

It is obvious that the decision whether drained or undrained conditions dominate depends on the permeability and the stiffness of the subsoil as well as on the time and duration of the staged construction. When an undrained analysis is chosen another decision has to be taken – how to model the undrained behaviour in the numerical calculation. In this context one has to guarantee that with respect to the considered problem correct undrained shear strengths c_u are calculated. One has to mention that c_u is no soil constant but rather depends on the way of loading.

Therefore the present thesis makes a contribution to drained and undrained analyses in geotechnical engineering. An important part of this thesis lies in the correct modelling of the undrained behaviour in numerical calculations. The thesis concentrates exclusively on analyses based on the Finite Element Method (FEM). After a short introduction the following points are discussed in more detail:

Chapter 2: In this chapter a short overview of the Finite Element Method (FEM) is given. After this introduction the constitutive models used in the thesis are presented. Starting with the relative simple linear-elastic, perfect-plastic MOHR-COULOMB model also the more complex constitutive models are introduced. These are the so-called Soft-Soil model, which is based on the Modified Cam-Clay model out of the framework of the „Critical State“-theory and a double hardening model, the so-called Hardening-Soil model.

¹Only when considering isotropic loading the total load is carried by the pore water. If the load consists also shear components the soil skeleton has to carry these components.

Chapter 3: In this chapter an introduction to drained and undrained calculations is given. After the introduction a criterion is given which can be used for the choice whether drained or undrained behaviour dominates. By means of two excavations it is shown how to use the dimensionless time T_v from the consolidation theory to make this decision. Subsequently three different methods how to model undrained behaviour in a FE analysis are given. These are.

- **Method 1:** An analysis based on effective stresses with the effective cohesion c' and the effective friction angle φ' and effective stiffness parameters E' and ν' .
- **Method 2:** An analysis based on total stresses with the undrained shear strength c_u and $\varphi_u = 0$ and effective stiffness parameters E' and ν' .
- **Method 3:** An analysis based on total stresses with the undrained shear strength c_u and $\varphi_u = 0$ and undrained stiffness parameters E_u and $\nu_u = 0,5$.

Furthermore it is explained how to model the undrained behaviour in a numerical analysis. In addition the influence of dilatancy in an undrained calculation is shown. Dilatancy is often modelled using the stress-dilatancy formulation after ROWE (1962). By means of triaxial tests on Hostun-RF sand this formulation is proved and the test results are compared with numerical simulations. Finally the complexity of undrained calculations is shown in a sensitivity analysis.

Chapter 4: In this chapter the above mentioned circumstances are applied to pile load tests. The load bearing capacity of a short bored pile in a stiff clay and of a long bored pile in medium dense to dense sand is examined. For both load tests drained conditions are considered and the mesh dependency as well as the importance of interface elements is shown. In addition the influence of dilatancy and different constitutive models, i.e. the linear-elastic, perfect-plastic MOHR-COULOMB model, the Soft-Soil model and the Hardening-Soil model, is analysed.

Chapter 5: In this chapter the above mentioned circumstances are applied to deep excavations. Starting with drained calculations, the influence of boundary conditions on the calculation results, i.e. the bending moment and the horizontal deformation of the retaining wall as well as on the settlement trough behind the wall, is examined. In a sensitivity analysis the influence of different constitutive models is also given and it is shown that the relatively simple, but very common MOHR-COULOMB model is not suited for analyses of excavations. Thereafter undrained calculations of deep excavations are considered. This study is based on a 33 meter deep excavation in Singapore, which completely collapsed over a length of about 100 m in April 2004. For this example the influence of the different assumptions for undrained analyses in combination with different constitutive models is shown.

Chapter 6: In this chapter the findings of the present thesis are summarized, conclusions are presented and recommendations for drained and undrained calculations as well as for further research are given.

Kapitel 1

Einführung

Noch vor knapp fünfzehn Jahren kommentierte SMOLTCZYK (1991) die Finite-Elemente-Methode (FEM), als ein im praktischen Grundbau nicht im Regelfall, sondern nur im Sonderfall zum Einsatz kommendes Verfahren. Wobei SMOLTCZYK seine Aussage dahingehen relativierte, als dass er die zunehmende Verbreitung der FE-Methode in der Planungsphase von Bauwerken auf Grund ihrer Flexibilität und Anpassungsfähigkeit an komplexe Geometrien und Baugrund-Situationen für die Zukunft voraussagte. Heute, nur knapp fünfzehn Jahre später, ist eine FE-Berechnung bei vielen Problemstellungen zum Regelfall geworden. Um diesen Umschwung zu erklären, sollte nicht nur die Entwicklung der Soft- und Hardware, sondern vor allem auch die Entwicklung hochwertiger Stoffgesetze zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Böden betrachtet werden. Das überaus komplizierte Bodenverhalten stellt einen Hauptgrund dar, warum der Einsatz der FE-Methode für die Anwendungen in der Geotechnik bis 1990 beträchtlich gehemmt war. In dieser Hinsicht schreibt GUDEHUS (1991) beispielsweise:

In der Regel müssen wir Geomaterialien so hinnehmen, wie sie im Baugrund vorkommen. Ihre Eigenschaften sind im Allgemeinen schwieriger als diejenigen der bekannten Baustoffe. Dies wirkt sich auf die Zahl und Bestimmung der Stoffkennwerte und auf die Durchführung von FE-Berechnungen aus.

In der Tat, je größer die Anzahl der Eingabeparameter desto komplexer ist im Allgemeinen Ihre Bestimmung und somit die Durchführung von FE-Berechnungen. In den neunziger Jahren ergab sich in der Grundbaupraxis jedoch eine Akzeptanz des relativ einfachen, linear-elastischen, ideal-plastischen MOHR-COULOMB Modells. Durch die Kombination der linearen Elastizitätstheorie HOOKE, welche seit der Gründung der Bodenmechanik durch TERZAGHI für die Berechnung von Verschiebungen benützt wird, und der MOHR-COULOMBSchen Bruchbedingung, welche aus Tragfähigkeitsnachweisen bekannt war, erhielt man ein Stoffgesetz, welches heutzutage zum Standardwerkzeug in der geotechnischen Praxis geworden ist. Der Geotechniker kennt sich mittlerweile gut mit dem Stoffgesetz aus und hat Erfahrung mit den wichtigsten Modellparametern.

Diese Erfahrung wird in Zukunft auch mit anderen, hochwertigen Stoffgesetzen gewonnen werden. Die erhöhte Anzahl an Parametern der hochwertigen Stoffgesetze kann dann ebenfalls mit entsprechender Erfahrung oder aus Korrelationen beziehungsweise aus ähnlichen Bauvorhaben in vielen Fällen relativ gut abgeschätzt werden. Neben der Erfahrung ist ein gutes und ausführliches Erkundungs- und Untersuchungsprogramm natürlich mindestens genauso wichtig und darf auf keinen Fall aus den Augen verloren werden.

Insbesondere in der Geotechnik ist die Kombination aus Erfahrung und Erkundung von entscheidender Bedeutung, da der Untergrund in der Regel immer aus mehreren Schichten besteht. Durch das Erkundungsprogramm gewinnt der Geotechniker Aufschluss über die Schichtenfolge und die wichtigsten Eigenschaften der einzelnen Schichtpakete. Mit seiner Erfahrung muss er diese Vielfalt von Schichten und Eingabedaten in eine FE-Berechnung umsetzen und für jede Schicht ein geeignetes Stoffmodell wählen. Dabei ist es in den meisten Fällen nicht sinnvoll und viel zu aufwändig grundsätzlich für jede Schicht einen hochwertigen Ansatz zu wählen und dessen unzählige Parameter auf Grund von Laborversuchen zu bestimmen. Diese Aussage darf natürlich nicht verallgemeinert werden und muss im Einzelfall immer überprüft werden. Diese Überprüfung kann im Zweifelsfall durchaus dazu führen, dass alle Schichten mit einem hochwertigen Modell beschrieben werden. Neben den Eigenschaften der einzelnen Schichten spielt auch die Zielstellung der eigentlichen Berechnung eine Rolle in der Auswahl des Stoffgesetzes. Ist zum Beispiel die Abschätzung der Tragfähigkeit von vorrangigem Interesse, werden einfache Modelle mit einer realistischen Grenzbedingung ausreichend sein. So ist das einfache MOHR-COULOMB Modell bei der Berechnung von Bruchlasten meist ausreichend, was unter anderem von VERMEER UND VAN LANGEN (1998) und ZIENKIEWICZ U. A. (1975) gezeigt wurde. Liegt das Hauptaugenmerk der Berechnungen jedoch in der realistischen Ermittlung von Verformungen, Spannungen und Schnittkräften für den Gebrauchszustand ist der Einsatz höherwertiger Stoffgesetze unumgänglich. Dabei ist die Auswahl des am Besten geeigneten Stoffgesetzes nicht trivial und hängt zusätzlich auch maßgebend von der Art der zu untersuchenden Problemstellung ab. Generell muss gelten: so einfach wie möglich, so komplex wie erforderlich.

Sind im Untergrund auch bindige Schichten vorhanden, muss der Geotechniker zusätzlich zur Wahl des Stoffgesetzes auch eine andere grundsätzliche Fragestellung beantworten. So schreibt BUCHMAIER (1985):

Besteht der Baugrund – ganz oder teilweise – aus bindigem Boden, werden sowohl Setzung als auch Traglast von der Zeit abhängig sein. So wird bei der rechnerischen Ermittlung der Setzung bindiger Böden von einer Unterteilung in die drei Anteile Sofortsetzung, Konsolidationssetzung und Sekundärsetzung ausgegangen. Diese drei Stufen werden i.a. voneinander entkoppelt betrachtet, obwohl sie sich von Beginn der Belastung an überlagern.

So wird in der Regel auch bei FE-Berechnungen vorgegangen. Dabei wird entweder von drainierten Verhältnissen (keinerlei Zeitabhängigkeit) oder völlig undrainierten Verhältnissen („Last geht direkt auf das Porenwasser“)² ausgegangen. Im Fall der undrainierten Berechnungen können die Konsolidationssetzungen dann durch eine anschließende Konsolidationsberechnung bestimmt werden. Die Sekundär- oder Kriechsetzungen werden in FE-Berechnungen häufig nicht berücksichtigt. So wird auch in dieser Arbeit verfahren. Die Entscheidung, ob drainiertes oder undrainiertes Verhalten überwiegt, ist selbstverständlich von der Durchlässigkeit des Baugrunds und der zeitlichen Abfolge der Baumaßnahmen abhängig. Wird eine undrainierte Berechnung erforderlich, ist eine

weitere Annahme zu treffen – wie wird das undrainierte Verhalten in der numerischen Berechnung berücksichtigt. Dabei ist speziell darauf zu achten, dass in Hinblick auf die zu untersuchende Problemstellung korrekte undrainierte Scherfestigkeiten gewährleistet werden. An dieser Stelle sei nur kurz darauf hingewiesen, dass c_u kein Bodenkennwert ist, sondern vielmehr von der Art der Belastung abhängt. Diese Problematik wird ein zentraler Bestandteil dieser Arbeit sein.

In der vorliegenden Arbeit sollen diese Sachverhalte ausführlich beleuchtet werden. In Kapitel 2 wird eine kurze Einführung in die Finite-Elemente-Methode gegeben und es werden die in dieser Arbeit verwendeten Stoffgesetze – das MOHR-COULOMB, das Soft-Soil und das Hardening-Soil Modell – vorgestellt. In Kapitel 3 wird in die Thematik drainiertes oder undrainiertes Verhalten eingestiegen. Nach einer kurzen Einführung in die Problematik wird an Hand zweier Baugruben eine Entscheidungshilfe für die Fragestellung wann drainierte oder wann undrainierte Bedingungen herrschen, aufgezeigt. Anschließend werden undrainierte FE-Berechnungen ausführlich untersucht. Es werden drei verschiedene Methoden zur Berücksichtigung des undrainierten Verhaltens in einer FE-Berechnung vorgestellt und kritisch betrachtet. Des Weiteren wird die numerische Abbildung der undrainierten Bedingungen erläutert. Außerdem wird der gravierende Einfluss der Dilatanz auf das Ergebnis einer undrainierten Berechnung untersucht und aufgezeigt. An Hand von Triaxialversuchen an Hostun-RF Sand wird die Formulierung der Dilatanz nach ROWE (1962) überprüft und das Ergebnis dieser Untersuchung mit numerischen Berechnungen belegt. Das Kapitel wird mit einer Sensitivitätsanalyse, in der die Komplexität einer undrainierten Analyse deutlich wird, abgeschlossen.

In Kapitel 4 und 5 werden die oben beschriebenen Sachverhalte an Hand von Beispielen aufgezeigt. Dabei wird auf die richtige Wahl des Stoffgesetzes, aber auch auf die Diskretisierung der Problemstellung eingegangen. Zuerst wird das Tragverhalten von Bohrpfehlen betrachtet. Es wird eine Pfahlprobebelastung an einem kurzen Großbohrpfahl in steifem Ton und an einem langen Großbohrpfahl in Berliner Sand untersucht. Bei beiden Probebelastungen wird von drainierten Verhältnissen ausgegangen. Es wird der Einfluss der Feinheit des FE-Netzes untersucht und die Wichtigkeit der Verwendung von Interface-Elementen gezeigt. Zusätzlich werden die Einflüsse der unterschiedlichen Stoffgesetze und der Einfluss der Dilatanz überprüft. Im nächsten Kapitel wird auf das Thema Baugruben eingegangen. Hierin werden zuerst für drainierte Berechnungen Hinweise zu den Abmessungen des FE-Netzes gegeben und in einer Sensitivitätsanalyse der Einfluss des Stoffgesetzes untersucht. Dabei werden die Einschränkungen des MOHR-COULOMB Modells in Bezug auf Baugrubenanalysen offensichtlich. So wird gezeigt, dass dieses Modell zur Prognose der Setzungen hinter der Verbauwand gänzlich ungeeignet ist. Die undrainierte Berechnung von Baugruben wird wiederum an Hand eines Beispiels beleuchtet. Es wird eine 33 Meter tiefe, zehnfach ausgesteifte Baugrube in weichen Böden in Singapur untersucht, welche im April 2004 auf einer Länge von rund 100 Meter eingestürzt ist. Es wird der Einfluss unterschiedlicher Annahmen bei undrainierten Berechnungen aufgezeigt. Außerdem wird auf die Gründe für den Einsturz der

²Nur bei isotroper Belastung nimmt das Porenwasser die komplette Last auf. Enthält die Belastung hingegen auch Schubanteile, müssen diese vom Korngerüst aufgenommen werden.

Baugrube eingegangen. Abgeschlossen wird die Arbeit mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick.

Kapitel 2

Die Finite-Elemente Methode

Die Finite-Elemente Methode (FEM) ist ein numerisches Berechnungsverfahren, mit dem Spannungen und Verformungen komplexer geometrischer Strukturen berechnet werden können. Die FEM kann auf die unterschiedlichsten physikalischen Problemstellungen – Transport- und Strömungsphänomene, Fluid- und Starrkörpermechanik, etc. – angewendet werden. Das Gesamtsystem wird zunächst auf ein Kontinuum vereinfacht. Der Grundgedanke der FEM besteht darin, die Verformungen des Kontinuums nicht durch einen einzelnen Ansatz zu beschreiben, sondern das Problem in viele kleine Teile – die Finiten Elemente – zu zerlegen, die an den Elementrändern über Knoten miteinander verbunden sind. Dabei wird das mechanische Verhalten des Kontinuums mit Stoffgesetzen beschrieben. Die Finite-Elemente Methode wird in zahlreichen Lehrbüchern (ZIENKIEWICZ U. A. (1975), BATHE (1986), POTTS UND ZDRAVKOVIC (1999)) ausführlich vorgestellt und soll daher in diesem Kapitel nur in den Grundzügen beleuchtet werden. Außerdem werden die grundlegenden Eigenschaften einiger Stoffgesetze, die im Rahmen dieser Arbeit zur Anwendung kommen, erläutert.

2.1 Die Grundlagen der Finite-Elemente Methode

In diesem Abschnitt werden die Grundlagen der Finite-Elemente Methode für lineare Problemstellungen vorgestellt. Auf komplexeres Materialverhalten wird in den Abschnitten zu den Stoffgesetzen näher eingegangen. Bei den in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen handelt es sich um zweidimensionale Probleme und es werden in der Regel sechsknotige, dreieckige Elemente verwendet.

Der Zustand eines Kontinuums lässt sich allgemein mit den inneren (Spannungen σ) und äußeren Kraftgrößen (Lasten p), sowie den inneren (Dehnungen ϵ) und äußeren Weggrößen (Verschiebungen u) beschreiben. Die Dehnungen und Spannungen werden in der Kontinuumsmechanik als Tensor zweiter Stufe dargestellt. Da der Spannungstensor symmetrisch ist ($\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$) reduziert er sich zu einem Vektor mit sechs Komponenten für den dreidimensionalen Fall. Auch der Dehnungstensor reduziert sich im Rahmen der Theorie der kleinen Dehnungen auf einen Vektor mit sechs Komponenten. Im zweidimensionalen Fall werden schließlich nur jeweils drei Komponenten der Spannungen und Dehnungen benötigt, welche sich in einem kartesischen Koordinatensystem wie folgt ergeben:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yy} & \tau_{xy} \end{bmatrix}^T \quad (2.1)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{yy} & \gamma_{xy} \end{bmatrix}^T \quad (2.2)$$

Es wird darauf hingewiesen, dass es sich in der Geotechnik in der Regel um Berechnungen des ebenen Verformungszustands beziehungsweise um axialsymmetrische Berechnungen handelt. In diesem Fall existiert eine vierte Spannungskomponente (σ_{zz}). Am prinzipiellen Vorgehen ändert sich aber nichts, weshalb an der Erklärung für zweidimensionale Problemstellungen festgehalten wird.

Im Gegensatz zur üblichen Vorzeichenregel in der Kontinuumsmechanik werden in dieser Arbeit, wie in der Bodenmechanik gebräuchlich, Druckspannungen und Dehnungen, die kontraktantes Verhalten beschreiben, positiv beziehungsweise Zugspannungen und Dehnungen, die dilatantes Verhalten beschreiben, negativ definiert.

Bei der FEM werden die vier Größen zur Beschreibung des Zustands des Kontinuums mittels drei Grundgleichungen miteinander verknüpft. Die Gleichgewichtsbedingung verknüpft die inneren und äußeren Kraftgrößen:

$$\mathbf{L}^T \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{p} = \mathbf{0} \quad (2.3)$$

Die Summe der partiellen Ableitungen der Spannungskomponenten und der äußeren Belastung \mathbf{p} muss gleich Null sein. Die Matrix \mathbf{L}^T ist ein transponierter Differentialoperator, der im zweidimensionalen Fall eine 3×2 Matrix ist.

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \text{bzw.} \quad \mathbf{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Die kinematische Beziehung zwischen den inneren und äußeren Weggrößen ist wie folgt definiert:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{u} \quad \text{oder} \quad \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Die inneren Kraft- und Weggrößen werden über eine konstitutive Beziehung, welche das Materialverhalten beschreibt, miteinander verknüpft. In vielen Fällen wird diese Beziehung inkrementell gelöst und wird daher auch in Raten (Geschwindigkeiten) formuliert.

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad \text{bzw.} \quad \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (2.6)$$

Im Fall von linear-elastischem Materialverhalten entspricht Gleichung 2.6 dem HOOKEschen Gesetz und \mathbf{D} ist die elastische Materialmatrix \mathbf{D}^e . Sie beinhaltet zwei unabhängige, elastische Parameter – den Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν . Im

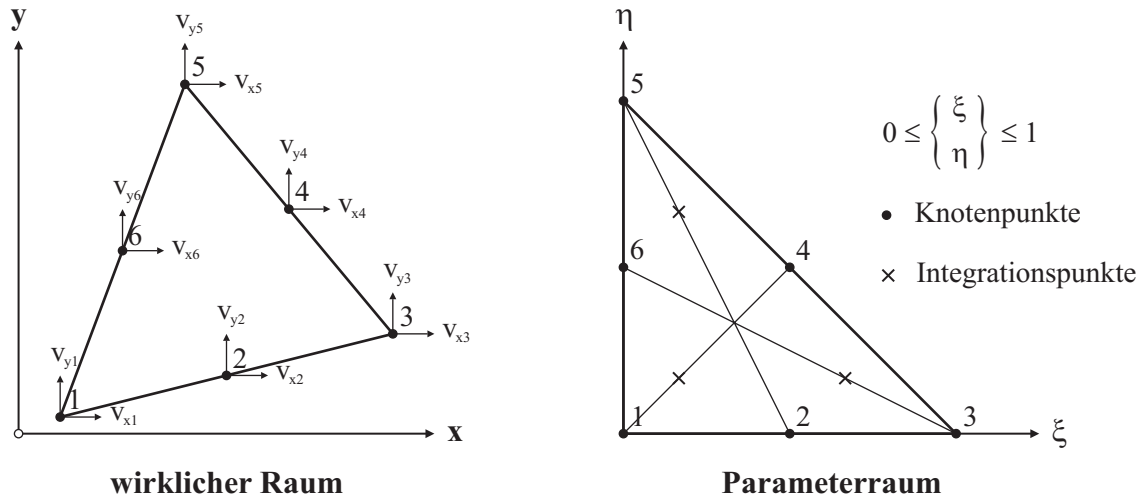


Abbildung 2.1: Koordinatentransformation für ein sechsknotiges, dreieckiges Element

zweidimensionalen Fall ergibt sich für D^e :

$$D^e = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} - \nu \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Die in den drei Grundgleichungen auftretenden Größen stellen kontinuierliche Funktionen dar. Will man sie lösen, erhält man eine partielle Differentialgleichung zweiter Ordnung in den Verschiebungen u . Da eine exakte, analytische Lösung in der Regel nicht existiert, handelt es sich bei der FEM um ein numerisches Näherungsverfahren. Das Kontinuum wird daher in eine endliche Anzahl an Finiten Elementen unterteilt. Die einzelnen Elemente bestehen aus einer Anzahl von Knoten, welche wiederum eine gewisse Anzahl an Freiheitsgraden aufweisen. In der Geotechnik handelt es sich bei den Freiheitsgraden in der Regel um die Verschiebungen. Die Finiten Elemente – in diesem Fall also Verschiebungselemente – sind an den Knoten miteinander verbunden. Die Verschiebungen der Knoten sind die primären unbekanntenen Größen in der Berechnung und müssen miteinander kompatibel sein. Spannungen und Dehnungen sind die sekundären Unbekannten und können aus den berechneten Verschiebungen ermittelt werden.

In Abbildung 2.1 links ist ein sechsknotiges, dreieckiges Element mit den Komponenten der Knotenverschiebung v_i im globalen x - y -Koordinatensystem abgebildet. Das gleiche Element ist rechts in einem neu eingeführten Parameterraum dargestellt. Durch diese Transformation kann das Verschiebungsfeld u eines Elements durch die diskreten Knotenwerte v und die Ansatzfunktionen N wie folgt angenähert werden.

$$u = Nv \quad \text{mit} \quad N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & \dots & N_6 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & \dots & 0 & N_6 \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Die Ansatzfunktionen N_i werden verwendet, um Verschiebungen innerhalb eines Elements aus bekannten Werten in den Knoten zu interpolieren. Die Ansatzfunktionen N_i für ein sechsknotiges Element sind in Gleichung 2.9 gegeben. Sie haben die Eigenschaft, dass N_i den Wert eins im Knoten i und den Wert null in den anderen Knoten annimmt.

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1 - \xi - \eta)(1 - 2\xi - 2\eta) \\
 N_2 &= 4\xi(1 - \xi - \eta) \\
 N_3 &= \xi(2\xi - 1) \\
 N_4 &= 4\xi\eta \\
 N_5 &= \eta(2\eta - 1) \\
 N_6 &= 4\eta(1 - \xi - \eta)
 \end{aligned} \tag{2.9}$$

Setzt man Gleichung 2.8 in Gleichung 2.5 ein, erhält man:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{N}\mathbf{v} = \mathbf{B}\mathbf{v} \quad \text{mit} \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_6}{\partial x} & \frac{\partial N_6}{\partial y} \end{bmatrix} \tag{2.10}$$

Wobei die Operatormatrix \mathbf{B} die Ableitungen der Ansatzfunktionen N_i nach den globalen Koordinaten x und y enthält. Im Element werden die Ableitungen hingegen nach den lokalen Koordinaten ξ und η berechnet. Die Umrechnung der lokalen auf die globalen Ableitungen erfolgt unter Berücksichtigung der Kettenregel mit Hilfe der JACOBI-Matrix \mathbf{J} :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} \tag{2.11}$$

Die inverse Beziehung lautet dann:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad \text{mit} \quad \mathbf{J}^{-1} = \frac{1}{|\mathbf{J}|} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial \eta} & -\frac{\partial x}{\partial \eta} \\ -\frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \xi} \end{bmatrix} \tag{2.12}$$

Wobei $|\mathbf{J}|$ die Determinante der JACOBI-Matrix ist.

$$|\mathbf{J}| = \det \mathbf{J} = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \tag{2.13}$$

Letztlich werden die drei Gleichungen mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen gelöst. Dabei muss die Summe aus innerer und äußerer Arbeit null sein.

$$\delta W_{int} + \delta W_{ext} = 0 \quad \text{oder} \quad \delta W_{int} = -\delta W_{ext} \tag{2.14}$$

Die innere Arbeit ergibt sich aus dem Produkt der virtuellen Verzerrungen $\delta\varepsilon$ und den Spannungen σ . Dem entsprechend ergibt sich die äußere Arbeit aus dem Produkt der virtuellen Verschiebungen δu und der verteilten Belastung p sowie der Randbelastung t

$$\int_A \delta\varepsilon^T \sigma \, dA = \int_A \delta u^T p \, dA + \int_S \delta u^T t \, dS \quad (2.15)$$

Mit den Beziehungen nach Gleichung 2.5, 2.6, 2.8 und 2.10 ergibt sich schließlich:

$$\delta v^T \int_A B^T D B \, dA v = \delta v^T \left(\int_A N^T p \, dA + \int_S N^T t \, dS \right) \quad (2.16)$$

Das erste Integral in Gleichung 2.16 wird als Elementsteifigkeitsmatrix K_{el} und der Ausdruck zwischen den Klammern als Elementlastvektor f_{el} bezeichnet. Aus diesen Elementmatrizen werden dann die Systemmatrizen K und f des Gesamtsystems zusammengesetzt. Um die Flächen- beziehungsweise Linienintegrale zu lösen, werden sie mit Hilfe der lokalen Elementkoordinaten dargestellt und schließlich numerisch angenähert. Das gebräuchlichste numerische Integrationsverfahren ist das sogenannte GAUSS-Integrationsverfahren, welches ein exaktes Integrationsverfahren ist und auch im verwendeten Programm zur Anwendung kommt. Dabei erfolgt die numerische Integration in den Integrations- oder GAUSS-Punkten mit den Wichtungsfaktoren w_i . Das Vorgehen wird nachfolgend für die Elementsteifigkeitsmatrix K_{el} verdeutlicht.

$$K_{el} = \int_A B^T D B \, dA = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} B^T D B \det J \, d\xi d\eta = \sum_{i=1}^n B_i^T D_i B_i \det J_i w_i \quad (2.17)$$

Die Anzahl der Integrationspunkte ist abhängig vom Elementtyp. Für ein sechsknotiges Dreieckselement werden für eine exakte Integration drei GAUSS-Punkte benötigt, also $n = 3$. Die Lage dieser Punkte im Elementkoordinatensystem ist Abbildung 2.1 zu entnehmen. Die Wichtungsfaktoren w_i haben im Fall von drei Integrationspunkten alle einen Wert von $w_i = \frac{1}{3}$.

Weitere Details zum verwendeten FE-Code sind BRINKGREVE (2002) zu entnehmen. Für weitergehende Informationen zur FE-Methode im Allgemeinen, wird der interessierte Leser auf die am Anfang des Abschnitts erwähnte Fachliteratur verwiesen.

2.2 Das MOHR-COULOMB Modell

Bei der Vorstellung der Finite-Elemente Methode wurde von isotropem, linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen. In diesem und in den nächsten Abschnitten sollen alternative Stoffgesetze zur besseren Beschreibung des Materialverhaltens von Boden vorgestellt werden. Die Auswahl der vorgestellten Stoffgesetze beschränkt sich auf die Modelle, die im Rahmen dieser Arbeit zur Anwendung kommen. Dabei wird in allen Fällen isotropes Verhalten zu Grunde gelegt, d.h. Einflüsse der Anisotropie bleiben auch hier unberücksichtigt. Den Anfang macht das MOHR-COULOMB Modell, welches

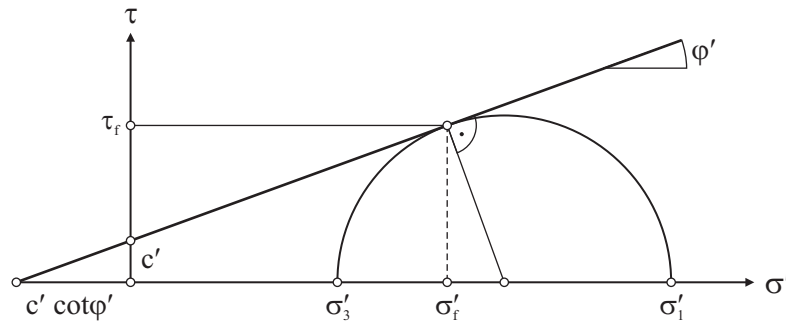


Abbildung 2.2: COULOMBSche Grenzbedingung und MOHRscher Spannungskreis im σ' - τ -Diagramm

ein linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz ist und welches bei geotechnischen Problemstellungen sehr häufig verwendet wird. Neben den elastischen oder reversiblen Verformungen treten in diesem Modell auch plastische oder irreversible Verformungen auf.

Da Stoffgesetze in der Regel in Raten (Ableitung nach der Zeit) formuliert werden, wird anstelle der Dehnungen ε und Spannungen σ die Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}$ und Spannungsrate $\dot{\sigma}$ benötigt³. Wobei sich die Dehnungsrate ε aus einem elastischen Anteil ε^e und einem plastischen Anteil ε^p zusammensetzt:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (2.18)$$

Der elastische Teil der Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}^e$ ist über das HOOKESche Gesetz nach Gleichung 2.6 mit der Spannungsrate verknüpft. Die Änderung der plastischen Dehnungen $\dot{\varepsilon}^p$ wird mit Hilfe des plastischen Potentials g bestimmt.

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (2.19)$$

wobei $\dot{\lambda}$ der plastische Multiplikator ist. Für rein elastisches Materialverhalten ist $\dot{\lambda} = 0$ und für plastisches Materialverhalten ist $\dot{\lambda} > 0$. Bevor näher auf das plastische Potential g und den Multiplikator $\dot{\lambda}$ eingegangen wird, wird zuerst die Fließbedingung f eingeführt. Dazu ist in Abbildung 2.2 die COULOMBSche Grenzbedingung dargestellt. Diese Grenzbedingung lässt sich in Abhängigkeit der effektiven Kohäsion c' und des effektiven Reibungswinkels φ' wie folgt ausdrücken:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \varphi' \quad (2.20)$$

Für einen Spannungszustand mit den effektiven Hauptspannungen σ'_1 und σ'_3 soll Materialversagen gegeben sein. Der MOHRsche Spannungskreis tangiert in diesem Fall die

³Da sich diese Arbeit auf infinitesimal kleine Deformationen beschränkt, muss nicht zwischen der Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ und der objektiven Spannungsgeschwindigkeit $\overset{\nabla}{\sigma}$ unterschieden werden. Es gilt vielmehr $\dot{\sigma} \equiv \overset{\nabla}{\sigma}$ (siehe dazu auch BREINLINGER (1989)).

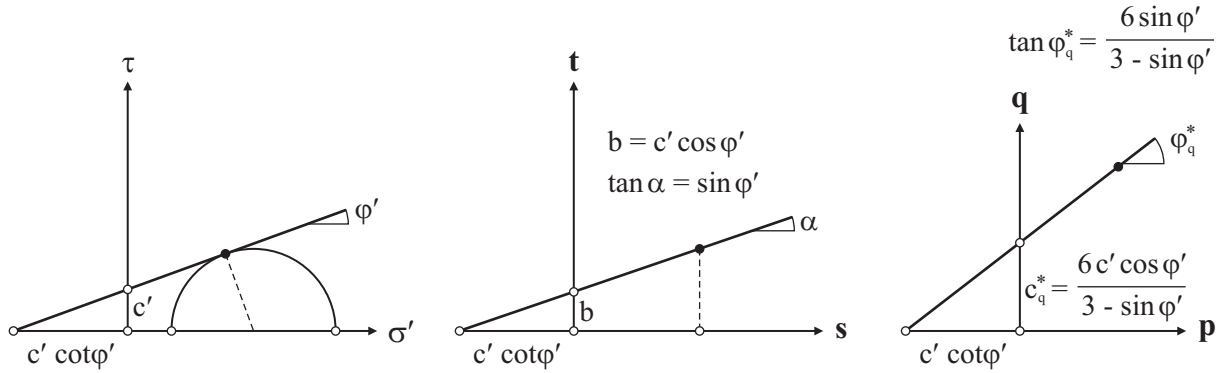


Abbildung 2.3: Unterschiedliche Darstellungsarten der MOHR-COULOMBschen Grenzbedingung

COULOMBsche Grenzbedingung in Abbildung 2.2. Gleichung 2.20 lässt sich dann umformen in

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' + 2 c' \cos \varphi' \quad (2.21)$$

und man erhält die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB. Diese Grenzbedingung lässt sich auf die unterschiedlichste Art und Weise darstellen. Vor allem bei der Betrachtung von triaxialen Spannungszuständen ist im deutschsprachigen Raum die Darstellung im s - t -Diagramm üblich, wohingegen im angelsächsischen Raum das p - q -Diagramm verwendet wird. Um Verwechslungen zu vermeiden, ist die MOHR-COULOMBsche Grenzbedingung in Abbildung 2.3 in den unterschiedlichen Diagrammen dargestellt. Dabei ist $s = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ der Durchmesser und $t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ der Radius des MOHRschen Spannungskreises. p und q sind Invarianten der Spannung und sind wie folgt definiert:

$$p = \frac{1}{3} (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (2.22)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2}{2} + 3(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2)} \quad (2.23)$$

Wobei p die isotrope Hauptspannung und q die Deviatorspannung ist. Für triaxiale Spannungszustände reduzieren sich p und q zu:

$$p = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) \quad (2.24)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.25)$$

Durch Umformung der MOHR-COULOMBschen Grenzbedingung nach Gleichung 2.21 erhält man schließlich die Fließbedingung f .

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2 c' \cos \varphi' \quad (2.26)$$

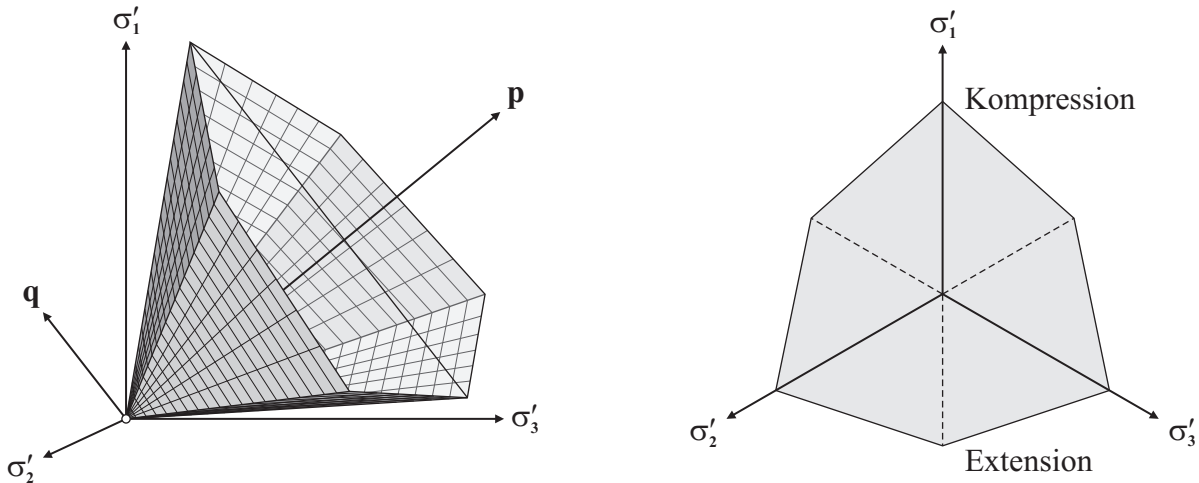


Abbildung 2.4: Die COULOMBSche Grenzbedingung im Hauptspannungsraum für einen kohäsionslosen Boden

Bei der Darstellung im Hauptspannungsraum besteht das MOHR-COULOMB Modell aus sechs Fließbedingungen. Gleichung 2.26 ist die bestimmende Gleichung, da hier die Hauptspannungen sortiert sind (der Größe nach geordnet)⁴, siehe dazu auch SCHAD (1979). Die sechs Gleichungen ergeben im Hauptspannungsraum einen sechseckigen KONUS, was in Abbildung 2.4 für einen kohäsionslosen Boden illustriert ist. Im linken Teil des Bildes ist die dreidimensionale Darstellung des KONUS und im rechten Teil der Schnitt des KONUS mit der Deviator-Ebene zu sehen. Spannungszustände mit $f > 0$ (außerhalb des KONUS) sind nicht möglich, für $f = 0$ (auf dem KONUS) herrscht plastisches Fließen vor und für $f < 0$ (innerhalb des KONUS) verhält sich das Material linear-elastisch.

Tritt plastisches Fließen auf, sind die plastischen Dehnungsraten nach der klassischen Plastizitätstheorie (siehe HILL (1950)) proportional zur Ableitung der Fließbedingung nach den Spannungen. Aufgrund der bekannten Tatsache, dass diese assoziierte Plastizität bei Böden zu einer Überschätzung der plastischen Volumenänderungen führt, wird zusätzlich zu f das plastische Potential g eingeführt. Die Dehnungsrate ist dann entsprechend Gleichung 2.19 proportional zur Ableitung von g nach den effektiven Spannungen σ' . Das plastische Potential g besteht wie die Fließbedingung f aus sechs Gleichungen in Abhängigkeit von $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ und dem Dilatanzwinkel ψ anstatt des Reibungswinkels φ' . Das plastische Potential g , welches zur Fließbedingung f nach Gleichung 2.26 gehört, lautet dann:

$$g = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (2.27)$$

Löst man Gleichung 2.18 nach $\dot{\epsilon}^e$ auf und setzt das Ergebnis und Gleichung 2.19 in 2.6

⁴Für ungeordnete Hauptspannungen ergeben sich die restlichen fünf Gleichungen durch gerade Permutation (zyklisches Vertauschen) der Hauptspannungen σ'_1, σ'_2 und σ'_3 .

ein, so ergeben sich die Spannungsraten zu:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D}^e \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right) \quad (2.28)$$

Um den plastischen Multiplikator $\dot{\lambda}$ herzuleiten, wird die Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$ eingeführt. Diese lautet für das MOHR-COULOMB Modell:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \dot{\boldsymbol{\sigma}}' = 0 \quad (2.29)$$

Mit Gleichung 2.28 ergibt sich:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right) = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} = 0 \quad (2.30)$$

Letztlich errechnet sich der plastischen Multiplikator $\dot{\lambda}$ zu:

$$\dot{\lambda} = \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}} \quad (2.31)$$

Diese Bestimmung von $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ und $\dot{\lambda}$ gilt korrekterweise nur für stetig differenzierbare Funktionen f und g , also für „glatte“ Fließflächen. Die MOHR-COULOMBSche Grenzbedingung hingegen besteht aus sechs Ebenen, mit einer unstetigen Ableitung nach den Spannungen in den Schnittgeraden. Fließen infolge zweier Fließflächen wird dann mit Hilfe der Regel nach KOITER (1960) bestimmt. So ergeben sich neben den Funktionen für f (f_1, f_2, \dots) und g (g_1, g_2, \dots) auch unterschiedliche plastische Multiplikatoren ($\dot{\lambda}_1, \dot{\lambda}_2, \dots$). Für weitere Informationen wird der interessierte Leser auf KOITER verwiesen.

Abschließend ist zu sagen, dass das MOHR-COULOMB Modell ein einfaches elasto-plastisches Stoffgesetz ist, mit dem das Materialverhalten von Böden nur ansatzweise beschrieben werden kann. Als Eingangsgrößen werden fünf Parameter benötigt – für das plastische Verhalten die Kohäsion c' , der Reibungswinkel φ' und der Dilatanzwinkel ψ und für das elastische Verhalten die Querdehnzahl ν und der Elastizitätsmodul E . Die wesentlichen Unzulänglichkeiten des Modells bei der Anwendung auf Böden sind:

- Keine spannungsabhängige Steifigkeit.
- Keine Unterscheidung zwischen Erst- und Ent- beziehungsweise Wiederbelastung.
- Keine plastischen Verformungen für Spannungspfade, die nicht die Grenzbedingung treffen (zum Beispiel isotrope Belastung, K_0 -Pfad, etc.).

2.3 Das Modified Cam-Clay und das Soft-Soil Modell

Das Modified Cam-Clay Modell basiert auf der „Critical State“-Theorie, welche an der Universität in Cambridge (ROSCOE U. A. (1958)) an Hand zahlreicher Triaxialversuche

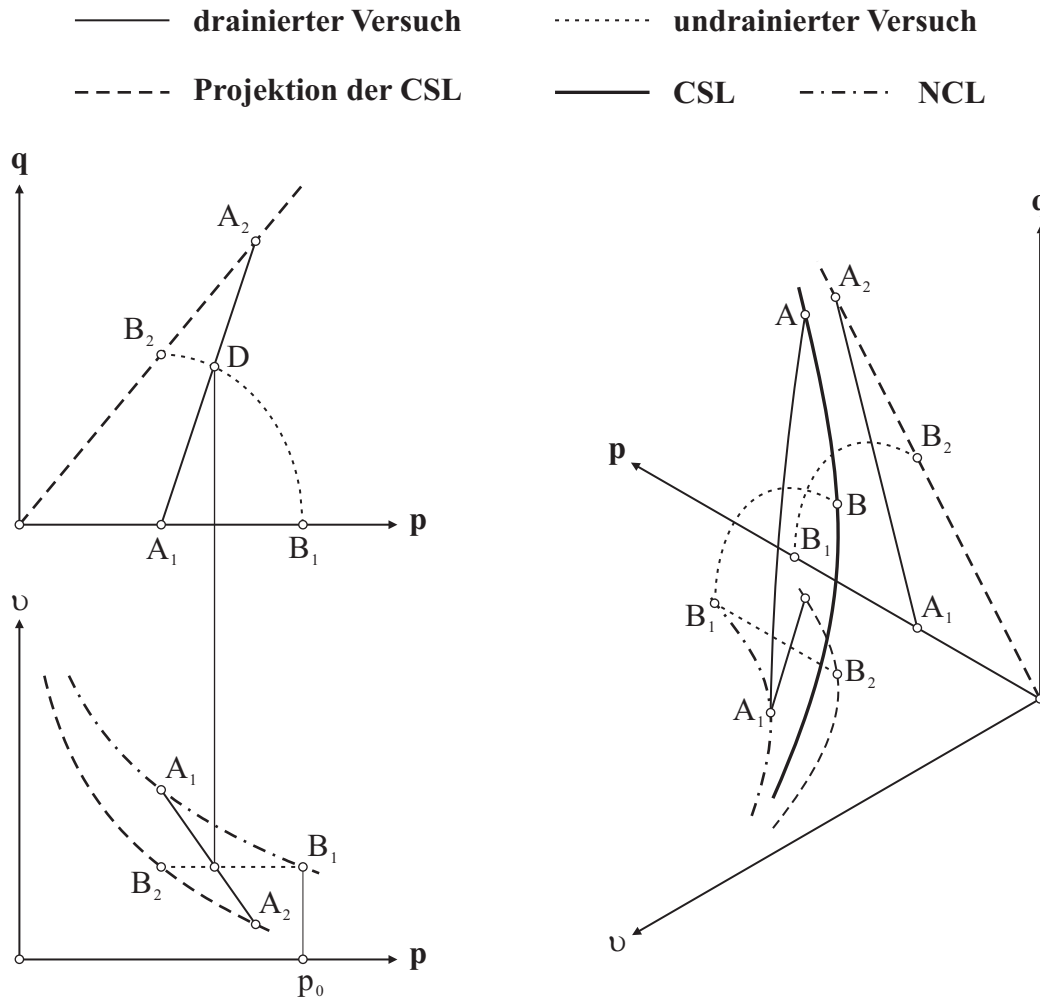


Abbildung 2.5: Effektive Spannungspfade für einen drainierten und einen undrainierten triaxialen Kompressionsversuch und die Darstellung der „Critical State Line“ (CSL)

an wassergesättigtem Ton – dem *Cambridge clay* – entwickelt wurde. Darauf aufbauend entstand schließlich das Cam-Clay Modell (ROSCOE UND SCHOFIELD (1963) und SCHOFIELD UND WROTH (1968)). Dieses Modell soll in leicht abgewandelter Form (Modified Cam-Clay Modell nach ROSCOE UND BURLAND (1968)) in diesem Abschnitt vorgestellt werden. Anschließend wird auf das in dieser Arbeit verwendete Soft-Soil Modell eingegangen.

Die Versagenspunkte der drainierten und undrainierten Triaxialversuche an wassergesättigtem Ton liegen im p - q -Diagramm alle auf einer Geraden und im p - v -Diagramm auf einer Kurve. Dabei ist v das spezifische Volumen mit $v = 1 + e$. Kombiniert man diese beiden Diagramme, ergibt sich eine räumliche Kurve – die sogenannte „Critical State Line“ (CSL). In Abbildung 2.5 ist dieser Sachverhalt anhand eines drainierten und eines undrainierten triaxialen Kompressionsversuchs dargestellt. Die beiden Proben werden

zuerst isotrop bis zu den Punkten A_1 und B_1 belastet und folgen dabei der sogenannten „Normal Compression Line“ (NCL). Anschließend wird die axiale Last bis zum Bruch gesteigert. Das Versagen wird im p - q -Diagramm durch Punkt A_2 für den drainierten und B_2 für den undrainierten Versuch, beziehungsweise durch die Punkte A und B im p - q - v -Diagramm, repräsentiert. A und B liegen auf der „Critical State Line“. Unter „Critical State“ versteht man dabei den Zustand, bei dem eine weitere Laststeigerung im Triaxialversuch keine weiteren Volumenänderungen hervorruft, d.h. Abscheren unter Volumenkonstanz.

Sowohl die drainierten als auch die undrainierten Versuche beginnen alle auf der „Normal Compression Line“ und enden auf der „Critical State Line“. Diese Linien sind also unabhängig von der Versuchsart. Des Weiteren gilt, dass die drainierten und undrainierten Versuche bei derselben effektiven Spannung auch dasselbe spezifische Volumen v aufweisen (siehe Punkt D in Abbildung 2.5). Dies zeigt auch HENKEL (1960). Er führte zahlreiche Triaxialversuche an normal- und überkonsolidierten Tonproben durch und trug Konturlinien mit konstantem Wassergehalt, was einem konstanten spezifischen Volumen v entspricht, in einem σ'_1 - $\sqrt{2}\sigma'_3$ -Diagramm auf. Die Konturlinien sind in Abbildung 2.6 zu sehen. Es ist klar ersichtlich, dass vor allem die Konturlinien der normalkonsolidierten Proben unabhängig von der Versuchsart (drainiert oder undrainiert) dieselbe Form aufweisen. Im p - q -Diagramm haben diese Linien die Form einer Ellipse und werden im Modified Cam-Clay Modell als Fließflächen eingeführt. Die Größe der Fließfläche ist hingegen nicht konstant, sondern variiert in Abhängigkeit der Porenzahl. Die Höhe der Ellipse ist gegeben durch die Projektion der „Critical State Line“ und ihre Breite hängt von der isotropen Vorkonsolidationsspannung p_0 ab (siehe Abbildung 2.7 rechts). Für den Spannungszustand, repräsentiert durch Punkt D in Abbildung 2.5, entspricht p_0 der isotropen Hauptspannung im Punkt B_1 , dem Punkt auf der „Normal Compression Line“ mit demselben spezifischen Volumen wie in D .

Die Neigung der Projektion der „Critical State Line“ im p - q -Diagramm wird mit M bezeichnet. Für einen triaxialen Kompressionsversuch errechnet sich M zu:

$$M = \frac{6 \sin \varphi'_{cs}}{3 - \sin \varphi'_{cs}} \quad (2.32)$$

Sowohl die „Critical State Line“ als auch die „Normal Compression Line“ haben in einem halblogarithmischen Diagramm die Form einer Geraden (siehe Abbildung 2.7 links). Für isotrope Erstbelastung erhält man dann eine logarithmische Beziehung zwischen dem spezifischen Volumen v und der isotropen Hauptspannung p . Diese Beziehung kann man auf die Porenzahl e reduzieren und erhält:

$$e - e_0 = -\lambda \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (2.33)$$

Der Parameter λ ist der Kompressionsbeiwert und ist nicht mit dem plastischen Multiplikator nach Gleichung 2.31 zu verwechseln. Für isotrope Ent- beziehungsweise Wie-

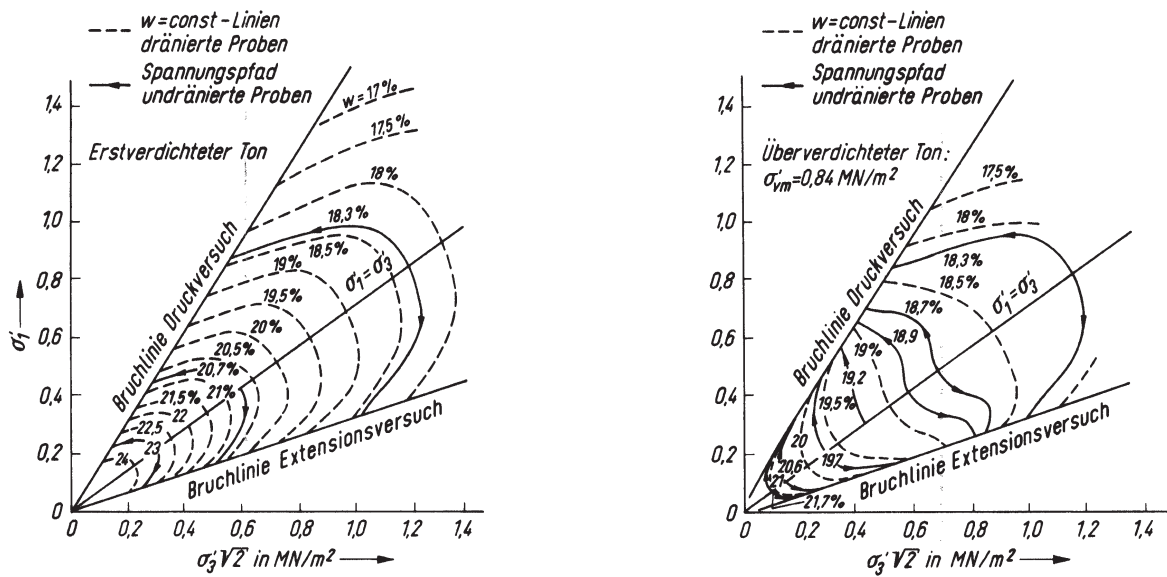


Abbildung 2.6: Konturlinien mit konstantem Wassergehalt aus drainierten und undrainierten Triaxialversuchen für normal- und überkonsolidierte Tone nach HENKEL (1960)

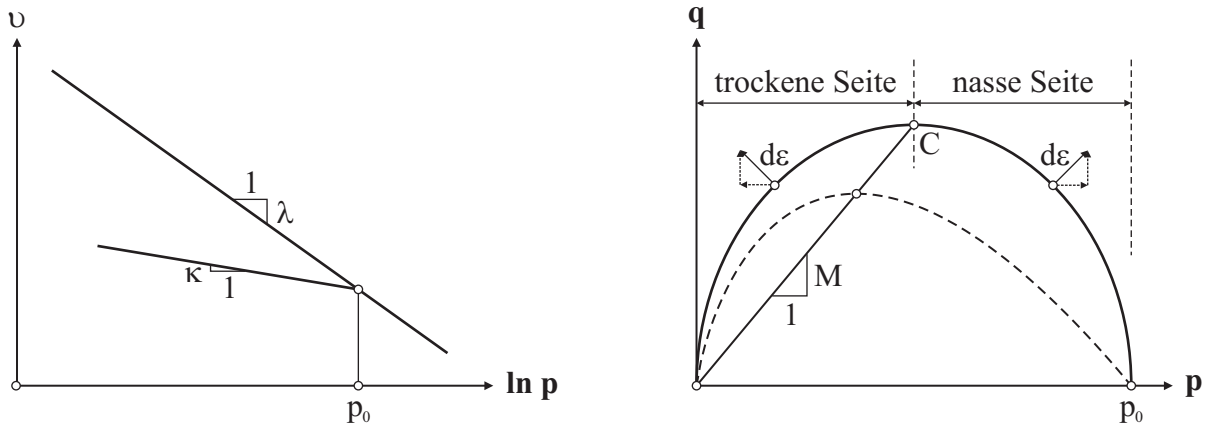


Abbildung 2.7: Logarithmische Beziehung zwischen Spannung und spezifischem Volumen (links) und Fließfläche des Modified Cam-Clay Modells (rechts)

derbelastung ergibt sich entsprechend:

$$e - e_0 = -\kappa \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (2.34)$$

κ ist hier der Schwellbeiwert. Entsprechend der Plastizitätstheorie sind Spannungszustände außerhalb der Ellipse und rechts beziehungsweise oberhalb der „Normal Compression Line“ nicht möglich. Spannungszustände auf der Ellipse führen zu plastischen, Spannungszustände innerhalb der Ellipse führen zu elastischen Verformungen.

In Abbildung 2.7 ist neben der Fließfläche des Modified Cam-Clay als Vergleich auch die Fließfläche des original Cam-Clay Modells dargestellt. Im Unterschied zur Darstellung dieser einen Fließfläche existiert in beiden Modellen eine unendliche Anzahl von Ellipsen. Die Ellipsen sind alle durch einen unterschiedlichen Wert von p_0 definiert und weisen damit alle eine unterschiedliche Größe, aber die gleiche Form auf. Die Fließbedingung des Modified Cam-Clay Modells ist wie folgt definiert:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p(p - p_0) \quad (2.35)$$

Die Größe von p_0 hängt wie bereits erwähnt von der Änderung des spezifischen Volumens ab. Geht man vom spezifischen Volumen auf Dehnungen über, so lässt sich die Änderung von p_0 in Abhängigkeit der Änderung der plastischen volumetrischen Dehnungen ε_v^p ausdrücken.

$$\frac{\dot{p}}{p_0} = \dot{\varepsilon}_v^p \frac{v}{\lambda - \kappa} \quad (2.36)$$

Im Modell wird von einer assoziierten Fließregel ausgegangen, d.h. der Vektor der plastischen Dehnungsinkremente steht senkrecht auf der Fließfläche (siehe Abbildung 2.7 rechts). Rechts von Punkt C auf der sogenannten nassen Seite erhält man somit kontraktantes Verhalten und damit einen Anstieg von p_0 (Verfestigung) nach Gleichung 2.36. Umgekehrt erhält man auf der trockenen Seite links von Punkt C dilatantes Verhalten und damit eine Verkleinerung von p_0 (Entfestigung).

Da das Modified Cam-Clay Modell lediglich für triaxiale Verhältnisse entwickelt wurde, fehlt eine Grenzbedingung wie zum Beispiel die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB. Im Modell kann Materialversagen lediglich im Punkt C auftreten. Um das Modell auch bei anderen Problemstellungen mit Versagen außerhalb von C einzusetzen, ist zusätzlich eine Grenzbedingung, wie zum Beispiel nach DRUCKER-PRAGER, MATSUOKA-NAKAI oder MOHR-COULOMB, erforderlich. Eine ausführlichere Beschreibung der Cam-Clay Modelle ist WOOD (1990) und POTTS UND ZDRAVKOVIC (1999), die auch die unterschiedlichen Grenzbedingungen vorstellen, zu entnehmen.

In dieser Arbeit wird das sogenannte Soft-Soil Modell verwendet, welches auf dem Modified Cam-Clay Modell aufbaut und eine ähnliche elliptische Fließfläche enthält. Zusätzlich beinhaltet es aber auch die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB gemäß Abschnitt 2.2. Daher soll nun zu diesem Modell übergegangen werden.

Ein weiterer Unterschied des Soft-Soil im Vergleich zum Modified Cam-Clay Modell liegt in der Verwendung der Volumendehnung ε_v anstatt der Porenzahl e für die logarithmische Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Gleichung 2.33 und 2.34 ändern sich folglich zu:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (\text{Erstbelastung}) \quad (2.37)$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (\text{Ent- bzw. Wiederbelastung}) \quad (2.38)$$

wobei λ^* der modifizierte Kompressions- und κ^* der modifizierte Schwellbeiwert ist. Es wird darauf hingewiesen, dass λ^* und κ^* nicht mit den original Cam-Clay Parametern λ und κ übereinstimmen. Die Umrechnung zwischen den original und den modifizierten Beiwerten erfolgt über das spezifische Volumen $v = 1 + e$.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad \text{und} \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (2.39)$$

Der elastische und der plastische Teil der volumetrischen Dehnungen errechnet sich im Fall des Soft-Soil Modells zu:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p = \kappa^* \ln \frac{p}{p_0} + (\lambda^* - \kappa^*) \ln \frac{p_p}{p_{p0}} \quad (2.40)$$

Das elastische Verhalten wird mit Hilfe des HOOKESchen Gesetzes beschrieben. Als Eingangsparmeter werden im Gegensatz zum MOHR-COULOMB Modell nicht E und ν , sondern der modifizierte Schwellbeiwert κ^* und die Querdehnzahl für Ent- beziehungsweise Wiederbelastung ν_{ur} benötigt. Hieraus lässt sich der Kompressionsmodul bestimmen, der linear von der effektiven Spannung abhängt. Da elastisches Verhalten nur im Fall einer Ent- beziehungsweise Wiederbelastung auftritt, wird der Index ur (vom Englischen „unloading-reloading“) eingeführt.

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1 - 2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad \text{ur} \equiv \text{unloading-reloading} \quad (2.41)$$

Die elastische Region wird im Soft-Soil Modell auf der einen Seite durch die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB und auf der anderen Seite durch die elliptische Fließfläche, die häufig auch als Kappe bezeichnet wird, begrenzt. Die Größe der Ellipse wird durch eine Gerade mit der Steigung M^* und die isotrope Vorkonsolidationsspannung p_p bestimmt. Wiederum gibt es eine unendliche Anzahl von Ellipsen, die durch p_p definiert sind (siehe Abbildung 2.8 rechts). Die Fließbedingung für triaxiale Spannungszustände lautet wie folgt:

$$f = \frac{q^2}{(M^*)^2 (p + c' \cot \varphi')} + p - p_p \quad (2.42)$$

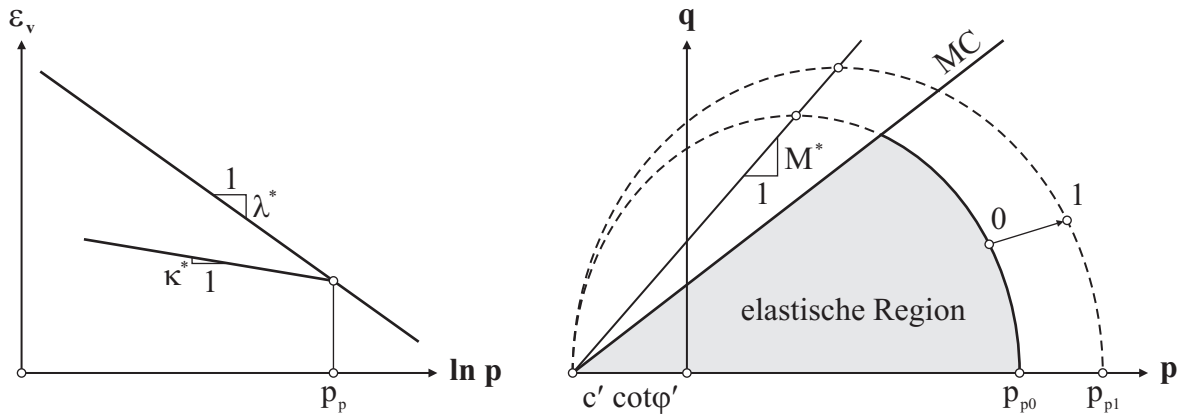


Abbildung 2.8: Logarithmische Beziehung zwischen Spannung und Dehnung (links) und Fließfläche des Soft-Soil Modells (rechts)

Der Parameter M^* bezieht sich darin nicht auf die „Critical State“ Theorie, da der Bruchzustand in diesem Modell mit Hilfe der Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB modelliert wird. Da die Form beziehungsweise die Höhe der Ellipse vielmehr das Verhältnis zwischen Horizontal- und Vertikalspannung bei eindimensionaler Kompression bestimmt, ist M^* in diesem Modell vor allem abhängig vom Erdruchdruckbeiwert K_0 . Die genaue Beziehung zwischen M^* und K_0 errechnet sich nach BRINKGREVE (1994) zu:

$$M^* = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0)^2}{(1 + 2K_0)^2} + \frac{(1 - K_0)(1 - 2\nu_u) \left(\frac{\lambda^*}{\kappa^*} - 1\right)}{(1 + 2K_0)(1 - 2\nu_u) \frac{\lambda^*}{\kappa^*} - (1 - K_0)(1 + \nu_u)}} \quad (2.43)$$

Als weiterer Unterschied zum Modified Cam-Clay Modell geht die Gerade, welche die Größe der Kappe bestimmt, nicht zwangsläufig durch den Ursprung. Vielmehr wird die Gerade bei kohäsiven Böden um den Betrag $c' \cdot \cot \varphi'$ verschoben.

Die Größe von p_p hängt von den aufgetretenen plastischen Volumendehnungen ab und lässt sich aus der Verfestigungsbeziehung ermitteln. In Ratenform lautet diese:

$$\dot{p}_p = \frac{p_p}{\lambda^* - \kappa^*} \dot{\varepsilon}_v^p \quad (2.44)$$

Um die Änderung der plastischen Dehnungen $\dot{\varepsilon}_v^p$ zu bestimmen, wird wie beim Modified Cam-Clay Modell eine assoziierte Fließregel $f = g$ zu Grunde gelegt.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \quad (2.45)$$

Auf Grund der Verfestigung erweitert sich die Konsistenzbedingung nach Gleichung 2.29 um einen weiteren Term zu:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \dot{\sigma}' + \frac{\partial f}{\partial p_p} \dot{p}_p = 0 \quad (2.46)$$

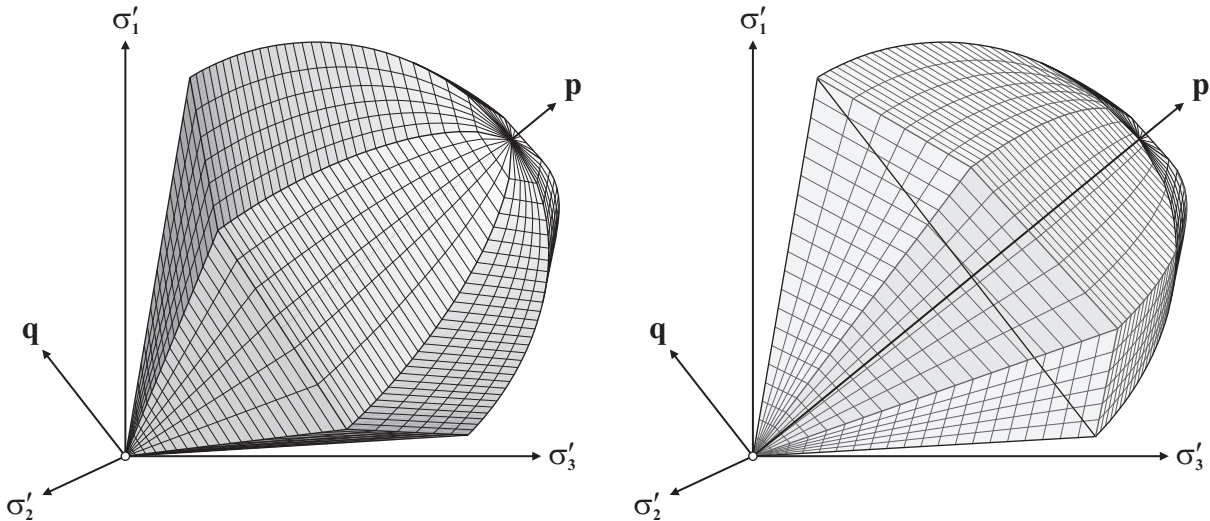


Abbildung 2.9: Die komplette Fließfläche des Soft-Soil Modells im Hauptspannungsraum für einen kohäsionslosen Boden

Schließlich ergibt sich für $\dot{\lambda}$:

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{d-h} \frac{f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad \text{mit} \quad d = \frac{f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \frac{f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (2.47)$$

$$h = \frac{p_p}{\lambda^* - \kappa^*} \frac{\partial f}{\partial p_p} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (2.48)$$

Die Kombination aus Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB und Kappenfließfläche des Soft-Soil Modells ist für dreidimensionale Spannungszustände und einen kohäsionslosen Boden in Abbildung 2.9 im Hauptspannungsraum dargestellt. Darin ist links die komplette Fließfläche zu sehen. Zur Veranschaulichung ist diese im rechten Bild entlang der p - q -Ebene aufgeschnitten.

Als Eingangsgrößen für das Soft-Soil Modell werden somit sechs Parameter benötigt. Für die Festigkeit sind das analog zum MOHR-COULOMB Modell der Reibungswinkel φ' , die Kohäsion c' und der Dilatanzwinkel ψ . Für die Steifigkeit wird der modifizierte Kompressionsbeiwert λ^* , als elastische Parameter der modifizierte Schwellbeiwert κ^* und die Querdehnzahl ν_{ur} verwendet. Die wesentlichen Merkmale des Modells sind:

- Steifigkeit hängt linear von der Spannung ab.
- Unterscheidung zwischen Erst- und Ent- beziehungsweise Wiederbelastung.
- Plastische Verformungen bei isotroper Erstbelastung.
- Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB.

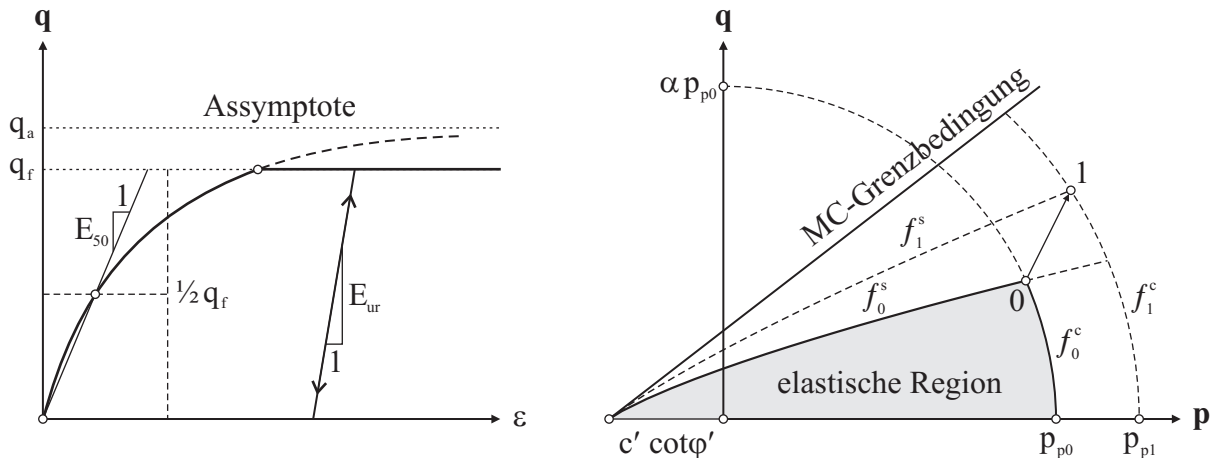


Abbildung 2.10: Hyperbolische Beziehung zwischen Spannung und Dehnung (links) und die Fließflächen des Hardening-Soil Modells (rechts)

2.4 Das Hardening-Soil Modell

Das Hardening-Soil Modell gehört zur Familie der „Double Hardening“ Modelle und wurde von SCHANZ (1998) und SCHANZ U. A. (1999) auf Grundlage von VERMEER (1978) entwickelt. Durch die Einführung zweier weiterer Fließbedingungen neben der Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB (siehe Abschnitt 2.2) können sowohl irreversible Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung als auch irreversible Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung beschrieben werden. Weitere Merkmale des Modells sind die spannungsabhängige Steifigkeit und die strikte Trennung zwischen Erst- und Ent-beziehungsweise Wiederbelastung.

2.4.1 Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Die Form der Spannungs-Dehnungskurve eines drainierten Triaxialversuchs ähnelt stark einer Hyperbel. Um dieses Materialverhalten zu simulieren, wird im Modell eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet, die zuerst von KONDNER UND ZELASKO (1963) formuliert und später von DUNCAN UND CHANG (1970) erweitert wurde.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (2.49)$$

Diese Beziehung ist in Abbildung 2.10 links dargestellt. Die asymptotische Deviatorspannung q_a ist darin mit der maximalen Deviatorspannung q_f entsprechend folgender Gleichung verknüpft:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{und} \quad q_f = (c' \cot \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (2.50)$$

Darin beschreibt R_f das Verhältnis zwischen q_f und q_a und ist immer kleiner als eins. DUNCAN UND CHANG (1970) finden Werte von R_f für verschiedene Böden zwischen 0,75 und 1,0. Erfahrungswerte zeigen jedoch, dass in den meisten Fällen für R_f ein Wert von $R_f = 0,9$ verwendet werden kann.

Im Gegensatz zur deviatorischen Erstbelastung werden Ent- beziehungsweise Wiederbelastungsvorgänge als rein elastische Vorgänge mit Hilfe des HOOKEschen Gesetzes modelliert. Als elastische Parameter wird die spannungsabhängige Steifigkeit E_{ur} und die konstante Querdehnzahl ν_{ur} benötigt.

Die bereits angesprochene Steifigkeit E_{50} sowie die Ent- beziehungsweise Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur} sind beide spannungsabhängig. Der Sekantenmodul E_{50} wird für deviatorische Erstbelastung und der Tangentenmodul E_{ur} für das elastische Verhalten bei Ent- beziehungsweise Wiederbelastung verwendet. Diese beiden Steifigkeiten sind wie folgt definiert:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' + \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.51)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' + \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.52)$$

Es ist darauf zu achten, dass sowohl E_{50} als auch E_{ur} von der kleinsten Hauptspannung σ'_3 abhängen. E_{50} und E_{ur} können aus Triaxialversuchen bestimmt werden, in denen σ'_3 der gewählten Seitenspannung entspricht. E_{50}^{ref} ist dabei als Sekantenmodul der triaxialen Spannungs-Dehnungs-Kurve bei 50 Prozent der maximalen Deviatorspannung q_f und einer Seitenspannung von p^{ref} definiert (siehe Abbildung 2.10 links).

2.4.2 Die deviatorische Fließfläche des Hardening-Soil Modells

Mit Hilfe der deviatorischen Fließfläche f^s lassen sich die irreversiblen Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung beschreiben. Entsprechend der Vorgehensweise bei der Fließfläche des Modified Cam-Clay Modells, die aus Konturlinien mit $e = \text{const.}$ beziehungsweise $\varepsilon_v = \text{const.}$ hergeleitet wurde, zog VERMEER (1980) für f^s Konturlinien mit $\gamma^p = \text{const.}$ herangezogen. In Abbildung 2.11 sind Beispiele für solche Konturlinien aus der Literatur gezeigt. Ebenfalls dargestellt sind Plots der im Modell verwendeten Fließfunktion nach Gleichung 2.53 mit $f^s = 0$ für unterschiedliche Werte von γ^p . Es ist anzumerken, dass die Fließflächen im p - q -Diagramm für $m \neq 1$ leicht gekrümmt sind und nur für $m = 1$ eine Gerade darstellen.

$$f^s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad \text{mit} \quad \gamma^p = -(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p) \quad (2.53)$$

Der maßgebende Verfestigungsparameter ist γ^p . Die Definition von γ^p reduziert sich für triaxiale Bedingungen und unter der Annahme, dass bei Scherbeanspruchung die plastischen Volumendehnungen ε_v^p im Vergleich zu den plastischen Schubverzerrungen

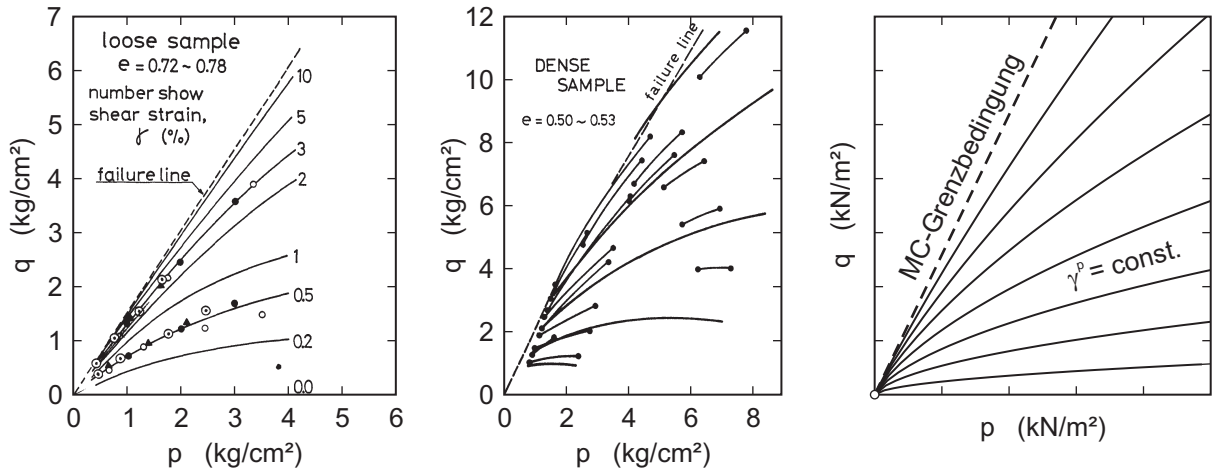


Abbildung 2.11: Konturlinien mit $\gamma^p = \text{const.}$ für locker gelagerten Fuji River Sand nach ISHIHARA U. A. (1975) (links) und für dicht gelagerten Fuji River Sand nach TATSUOKA UND ISHIHARA (1974) (Mitte), sowie nach Gleichung 2.53 für das Hardening-Soil Modell (rechts)

zu vernachlässigen sind, auf $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$. Für deviatorische Erstbelastung ($f^s = 0$) ergibt sich folglich die Axialdehnung ε_1^p nach Gleichung 2.53 zu:

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \gamma^p = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (2.54)$$

Bei Erstbelastung treten also sowohl elastische als auch plastische Dehnungen auf. Bei Ent- und Wiederbelastung entstehen hingegen ausschließlich elastische Dehnungen. Unter triaxialen Bedingungen werden diese elastischen Dehnungen mit Hilfe der elastischen Steifigkeit E_{ur} berechnet.

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{und} \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (2.55)$$

Addiert man den elastischen und den plastischen Anteil der Axialdehnung nach Gleichung 2.54 und 2.55, erhält man exakt den Wert für ε_1 nach Gleichung 2.49 aus der Formulierung der hyperbolischen Spannungs-Dehnungsbeziehung. Dies gilt aber nur unter der Annahme $\varepsilon_v^p = 0$. Wie beim MOHR-COULOMB Modell werden bei Betrachtung dreidimensionaler Spannungszustände zusätzlich zur Fließbedingung nach Gleichung 2.53 fünf weitere Fließbedingungen benötigt. Zur Beschreibung der Änderung der plastischen Dehnungen während der Verfestigung wird eine nicht-assozierte Fließregel ($g^s \neq f^s$) verwendet. Für das plastische Potential im Hardening-Soil Modell wird die gleiche Funktion wie im MOHR-COULOMB Modell verwendet. Allerdings beinhaltet g^s anstatt des konstanten Dilatanzwinkels ψ einen mobilisierten Wert ψ_m und schreibt sich entsprechend Gleichung 2.27 wie folgt:

$$g^s = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi_m \quad (2.56)$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m wird in Anlehnung an die Formulierung von ROWE (1962) in Abhängigkeit vom mobilisierten Reibungswinkel φ_m berechnet. Jedoch kommt folgende leicht modifizierte Version zur Anwendung.

$$\psi_m = \begin{cases} 0 & \text{für } 0 < \varphi_m \leq \varphi_{pt} \\ \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{pt}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{pt}} & \text{für } \varphi_{pt} < \varphi_m \leq \varphi_{peak} \end{cases} \quad (2.57)$$

In Abschnitt 3.4 wird näher auf diese Formulierung des mobilisierten Dilatanzwinkels eingegangen. Neben der Verwendung des mobilisierten Dilatanzwinkels zur Definition der deviatorischen Fließfläche wird ψ_m auch zur Berechnung plastischer volumetrischer Dehnungen bei reiner Scherbeanspruchung verwendet. Von SCHANZ U. A. (1999) wurde folgende Beziehung zwischen $\dot{\varepsilon}_v^p$, $\dot{\gamma}^p$ und ψ_m eingeführt:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\gamma}^p \sin \psi_m \quad (2.58)$$

Die Dehnungsänderungen $\dot{\varepsilon}$ infolge deviatorischer Belastung setzen sich schließlich entsprechend Gleichung 2.18 und 2.28 wie folgt zusammen:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ps} = (\mathbf{D}^e)^{-1} \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \dot{\lambda}^s \frac{\partial g^s}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (2.59)$$

Der plastische Multiplikator $\dot{\lambda}^s$ wird wiederum mit Hilfe der Konsistenzbedingung ermittelt. Wie beim Soft-Soil Modell erweitert sich die Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$, im Gegensatz zum MOHR-COULOMB Modell, auf Grund der Verfestigung, um einen weiteren Term. Dieser Term beinhaltet den Verfestigungsparameter γ_p .

$$\dot{f} = \frac{\partial f^{sT}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \frac{\partial g^s}{\partial \gamma_p} \dot{\gamma}_p = 0 \quad (2.60)$$

Mit Gleichung 2.59 ergibt sich $\dot{\lambda}^s$ zu:

$$\dot{\lambda}^s = \frac{\frac{\partial f^{sT}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \dot{\varepsilon} + \frac{\partial g^s}{\partial \gamma_p} \dot{\gamma}_p}{\frac{\partial f^{sT}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e \frac{\partial g^s}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}} \quad (2.61)$$

2.4.3 Die Kappen-Fließfläche des Hardening-Soil Modells

Mit der Fließfläche f^s können lediglich plastische Dehnungen bei deviatorischer Belastung beschrieben werden. Plastische Dehnungen bei isotroper Belastung können hingegen mit dieser Fließfläche nicht modelliert werden. Daher wird eine zweite Fließfläche f^c eingeführt (siehe Abbildung 2.10 rechts). Diese sogenannte Kappen-Fließfläche entwickelt sich unabhängig von f^s und beschreibt die Verfestigung unter isotroper Belastung. Für triaxiale Bedingungen ist die Kappen-Fließfunktion f^c wie folgt definiert:

$$f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} - p^2 - p_p^2 \quad (2.62)$$

Die Größe und Form der Kappe wird über den Parameter α und die isotrope Vorkonsolidationsspannung p_p bestimmt. Als Verfestigungsparameter wird die Spannung p_p verwendet.

$$\dot{p}_p = 2\dot{\lambda}^c H_\beta^{ref} p \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^m \quad (2.63)$$

Die beiden Parameter α und H_β^{ref} in den Gleichungen 2.62 und 2.63 sind interne Programmparameter, die aus den Eingabeparametern berechnet werden und die Form der Kappe beeinflussen. Dabei ist α in erster Linie abhängig vom Erdruhedruckbeiwert K_0^{NC} für normalkonsolidierte Böden⁵ und vom Verhältnis von E_{50}^{ref} zu E_{oed}^{ref} , wohingegen H_β^{ref} maßgeblich von E_{oed}^{ref} abhängt. E_{oed}^{ref} ist dabei die Oedometersteifigkeit (Steifemodul), welche hauptsächlich für Erstbelastung bei eindimensionaler Kompression verwendet wird. Weitere Details zu H_β^{ref} und $\dot{\lambda}^c$ sind BENZ (2006) zu entnehmen.

Um die plastische Dehnungsänderung bei isotroper Belastung zu ermitteln, liegt im Gegensatz zur deviatorischen Fließfläche f^s und entsprechend der Kappe beim Modified Cam-Clay und beim Soft-Soil Modell eine assoziierte Fließregel ($g^c = f^c$) vor.

$$\dot{\varepsilon}_v^{pc} = \dot{\lambda}^c \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \quad (2.64)$$

Der plastische Multiplikator wird wiederum aus der Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$ bestimmt. Die Konsistenzbedingung für die Kappe des Hardening-Soil Modells ist dieselbe wie beim Soft-Soil Modell nach Gleichung 2.46. Allerdings ist \dot{p}_p nicht nach Gleichung 2.44, sondern entsprechend Gleichung 2.63 definiert. Der plastische Multiplikator der Kappe $\dot{\lambda}^c$ lässt sich dann aus Gleichung 2.46, 2.64 und 2.63 bestimmen. Wiederum kann die Gleichung nur iterativ gelöst werden.

Wie die bereits eingeführten Steifigkeiten E_{50} und E_{ur} ist auch die Oedometersteifigkeit E_{oed} spannungsabhängig. Diese Spannungsabhängigkeit wird im Modell entsprechend den Ansätzen von OHDE (1930) und JANBU (1963) berücksichtigt. So findet OHDE für den Steifemodul:

$$E_s = v_e \sigma_{at} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{at}} \right)^{w_e} \quad (2.65)$$

Ändert man die einzelnen Bezeichnungen in $E_s^{ref} = v_e \sigma_{at}$, $\sigma_{at} = p^{ref}$ und $w_e = m$ um, ändert sich Gleichung 2.65 in $E_s = E_s^{ref} (\sigma'/p^{ref})$. Im Hardening-Soil Modell wird diese Beziehung für den spannungsabhängigen Steifemodul erweitert auf:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi' + \sigma'_1 \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (2.66)$$

⁵Bei K_0^{NC} handelt es sich um den Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden, der als Parameter der Kappe verwendet wird und in guter Näherung den Wert $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi'$ annimmt. Er ist nicht mit dem Erdruhedruckbeiwert K_0 zur Bestimmung der Initialspannungen zu verwechseln. Dieser kann je nach Boden zwar auch $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ betragen, kann aber auch andere Werte annehmen (zum Beispiel bei überkonsolidierten Böden).

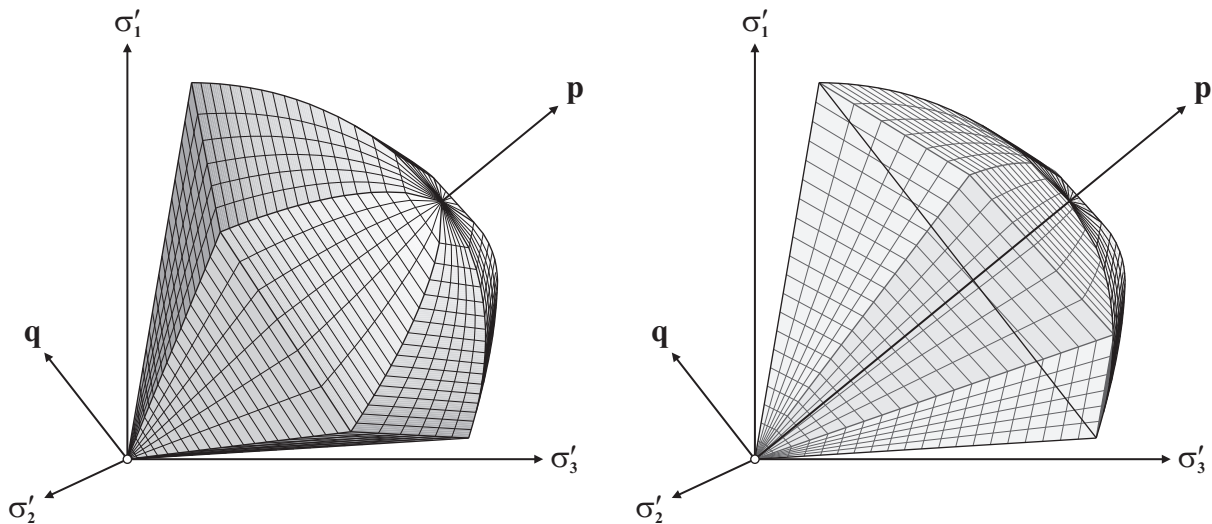


Abbildung 2.12: Die komplette Fließfläche des Hardening-Soil Modells im Hauptspannungsraum für einen kohäsionslosen Boden

Als Eingabewert wird der Referenzmodul E_{oed}^{ref} benötigt, welcher als Tangentenmodul einer Spannungs-Dehnungs-Kurve aus dem Oedometer-Versuch bei einer Vertikalspannung von p^{ref} definiert ist. Für p^{ref} wird üblicherweise der atmosphärische Druck, also eine Spannung von 100 kPa, gewählt. Es ist anzumerken, dass E_{oed} im Unterschied zu E_{50} und E_{ur} von der größten Hauptspannung σ'_1 abhängt.

Der Grad der Spannungsabhängigkeit ist bei allen Steifigkeitsparametern abhängig vom Exponenten m . VON SOOS (2001) gibt Anhaltswerte zwischen $0,4 < m < 1,0$ für die unterschiedlichen Böden. Bei nichtbindigen Böden wie Sanden und Kiesen liegt m eher im unteren Bereich und man erhält $m \approx 0,5$. Bei bindigen Böden liegt man hingegen im oberen Bereich und erhält für $m = 1,0$ die bekannte lineare Beziehung zwischen Spannung und Steifigkeit für weiche Tone, wie sie beispielsweise im Soft-Soil Modell vorhanden ist.

Die beiden Fließflächen des Hardening-Soil Modells f^c und f^s sind in Abbildung 2.12 im Hauptspannungsraum für einen kohäsionslosen Boden dargestellt. Die sechs deviatorischen Fließflächen sind darin als Ebenen zu sehen, da für die Darstellung ein Exponent von $m = 1$ gewählt wurde. Wiederum ist die Fließfläche einmal komplett (links) und im aufgeschnittenen Zustand (rechts) zu sehen. Auf den ersten Blick ähnelt diese Fläche sehr der Fließfläche des Soft-Soil Modells nach Abbildung 2.9. Das Hardening-Soil Modell beinhaltet aber im Unterschied zum Soft-Soil Modell eine zweite Fließfläche f^s und auch die Kappenfließfläche weist eine andere Form als im Soft-Soil Modell auf.

Abschließend werden noch einmal die benötigten Eingangsgrößen und die wichtigsten Eigenschaften des Hardening-Soil Modells zusammengefasst. Insgesamt werden acht Eingabeparameter benötigt – für die Festigkeit sind das analog zum MOHR-COULOMB Modell der Reibungswinkel φ' , die Kohäsion c' und der Dilatanzwinkel ψ , als elastische Parameter dienen der Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref} und die Querdehnzahl ν_{ur} bei

Ent- beziehungsweise Wiederbelastung. Als weitere Steifigkeiten werden der Sekantenmodul E_{50}^{ref} und der Tangentenmodul E_{oed}^{ref} , sowie der Exponent m , der die Art der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit angibt, benötigt. Mit dem Hardening-Soil Modell können vor allem folgende Phänomene beschrieben werden:

- Spannungsabhängige Steifigkeit.
- Unterscheidung zwischen Erst- und Ent- beziehungsweise Wiederbelastung.
- Plastische Verformungen bei deviatorischer Erstbelastung schon vor dem Bruch.
- Plastische Verformungen bei isotroper Erstbelastung.
- Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB.

Kapitel 3

Undrainierte Berechnungen

Boden ist im Allgemeinen ein Dreiphasensystem, bei dem die Poren zwischen den Bodenkörnern mit Gas (Luft) und / oder mit Flüssigkeit (Wasser) gefüllt sein können. Abbildung 3.1 verdeutlicht diese Zusammenhänge. Diese drei Phasen sind von entscheidender Bedeutung für das mechanische Verhalten von Böden. Sind die Poren vollständig mit Wasser gefüllt, d.h. der Porenanteil der Luft $n_a = 0$, ist der Boden vollständig gesättigt. Eine isotrope beziehungsweise Entlastung wird in diesem Fall auf Grund des im Vergleich zum Korngerüst relativ hohen Kompressionsmoduls von Wasser nahezu vollständig vom Porenwasser aufgenommen. Die effektiven Spannungen ändern sich erst mit zunehmender Zeit und Konsolidation. Im Falle einer Belastung wird dabei das in den Poren befindliche Wasser (durch den Porenwasserüberdruck) mit der Zeit ausgepresst und die effektiven Spannungen und damit die Scherfestigkeit τ_f nach Gleichung 2.20 nehmen zu. Bei einer Entlastung saugt der Boden durch den Porenwasserunterdruck zusätzliches Wasser an, der Boden schwillt und die effektiven Spannungen und die Scherfestigkeit τ_f nehmen ab. Weist die beziehungsweise Entlastung auch Schubkomponenten auf, müssen diese hingegen sofort durch das Korngerüst aufgenommen werden, da die Scherfestigkeit von Wasser null ist.

Wie bereits erwähnt, ändern sich die Festigkeitseigenschaften des Bodens als Folge der Spannungsänderung. Daraus folgt, dass nicht nur die Verformungen, sondern auch die Traglast beziehungsweise die Stabilität zeitabhängig sind. So wird bei Belastungsproblemen (zum Beispiel bei einer Dammschüttung oder einer Fundamentbelastung) die Anfangsstabilität maßgebend sein. In diesem Fall erhöhen sich die effektiven Spannungen und damit auch die Scherfestigkeit mit der Zeit. Bei Baugruben handelt es sich hingegen hauptsächlich um Entlastungsprobleme. In diesem Fall wird der drainierte Endzustand maßgebend. Die Abnahme der Scherfestigkeit bewirkt beispielsweise bei Baugruben eine Zunahme des aktiven Erddrucks und eine Abnahme des Erdwiderstands.

Ist der Boden nicht voll gesättigt, wird ein Teil der Belastung vom Porenwasser und ein Teil vom Korngerüst getragen. In diesem Fall spricht man von teilgesättigten Böden, für welche spezielle Stoffgesetze entwickelt wurden und werden (siehe A. ABED (2006), ALONSO U. A. (1990) und FREDLUND UND MORGENSTERN (1977)). In dieser Arbeit wird unter dem Grundwasserspiegel allerdings immer von Vollsättigung ausgegangen und auf dieses Thema daher nicht genauer eingegangen.

Ist der Anteil der Belastung, der auf das Porenwasser übergeht, trotz Vollsättigung gleich null, spricht man von drainiertem Verhalten und man erhält eine sofortige Änderung der effektiven Spannungen. Im ersten Abschnitt dieses Kapitels wird daher eine Entscheidungshilfe, wann drainiertes oder undrainiertes Verhalten dominiert, gegeben

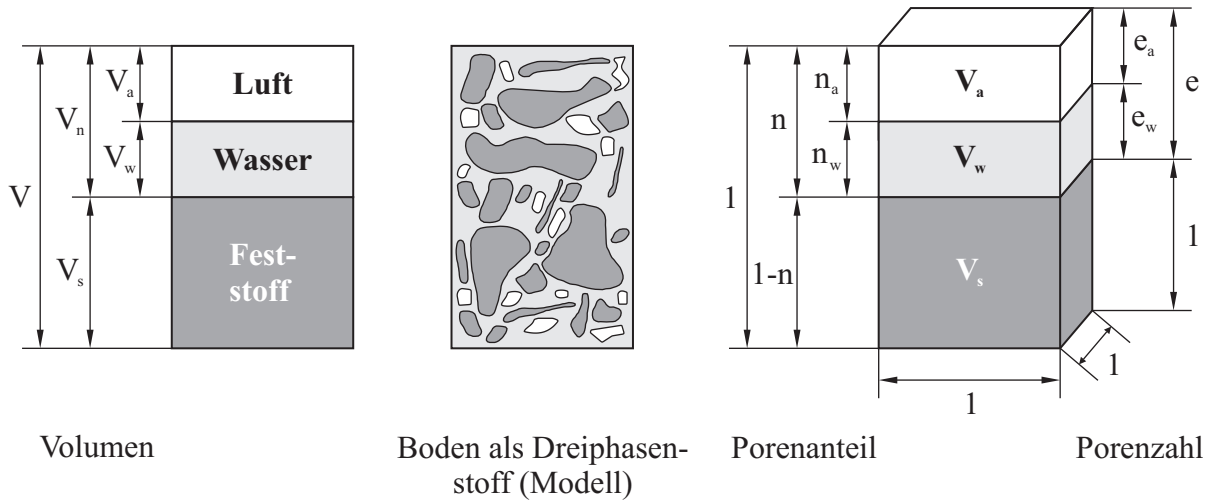


Abbildung 3.1: Boden als Dreiphasensystem, Definitionen aus SCHMIDT (2001)

und die numerische Abbildung dieser Vorgänge erläutert. Anschließend wird auf die unterschiedlichen Methoden zur Berücksichtigung des undrainierten Verhaltens in FE-Berechnungen und auf den Einfluss der Dilatanz bei undrainierten Berechnungen eingegangen.

3.1 Drainiertes oder undrainiertes Verhalten

Die Entscheidung, ob drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten vorherrscht, hängt hauptsächlich von der Durchlässigkeit des Untergrunds und der Belastungszeit beziehungsweise Belastungsgeschwindigkeit ab und kann nicht pauschal getroffen werden. Bei hoher Durchlässigkeit, langsamer Belastung und bei Problemstellungen, bei denen der Anfangszustand nicht der entscheidende ist, sind drainierte Berechnungen angebracht. Wird die Durchlässigkeit des Bodens jedoch sehr klein und die Belastungsgeschwindigkeit erfolgt schnell, muss das undrainierte Verhalten des Untergrunds unbedingt berücksichtigt werden.

VERMEER UND MEIER (1998) schlagen beispielsweise für Baugrubenberechnungen den dimensionslosen Zeitfaktor T_v nach Gleichung 3.1 aus der Konsolidationstheorie nach TERZAGHI UND FRÖHLICH (1936) als mögliches Hilfsmittel zur Klärung dieser Fragestellung vor.

$$T_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t = \frac{c_v}{D^2} \cdot t \quad (3.1)$$

Hierbei ist k beziehungsweise E_s die Durchlässigkeit beziehungsweise der Steifemodul des Bodens, γ_w die Wasserwichte, D der Drainageweg und t die Bauzeit. Für eine einseitig drainierende Bodenschicht entspricht D demnach der Schichtmächtigkeit und bei beidseitiger Drainage der halben Mächtigkeit. Für einen nahezu undrainierten Zustand

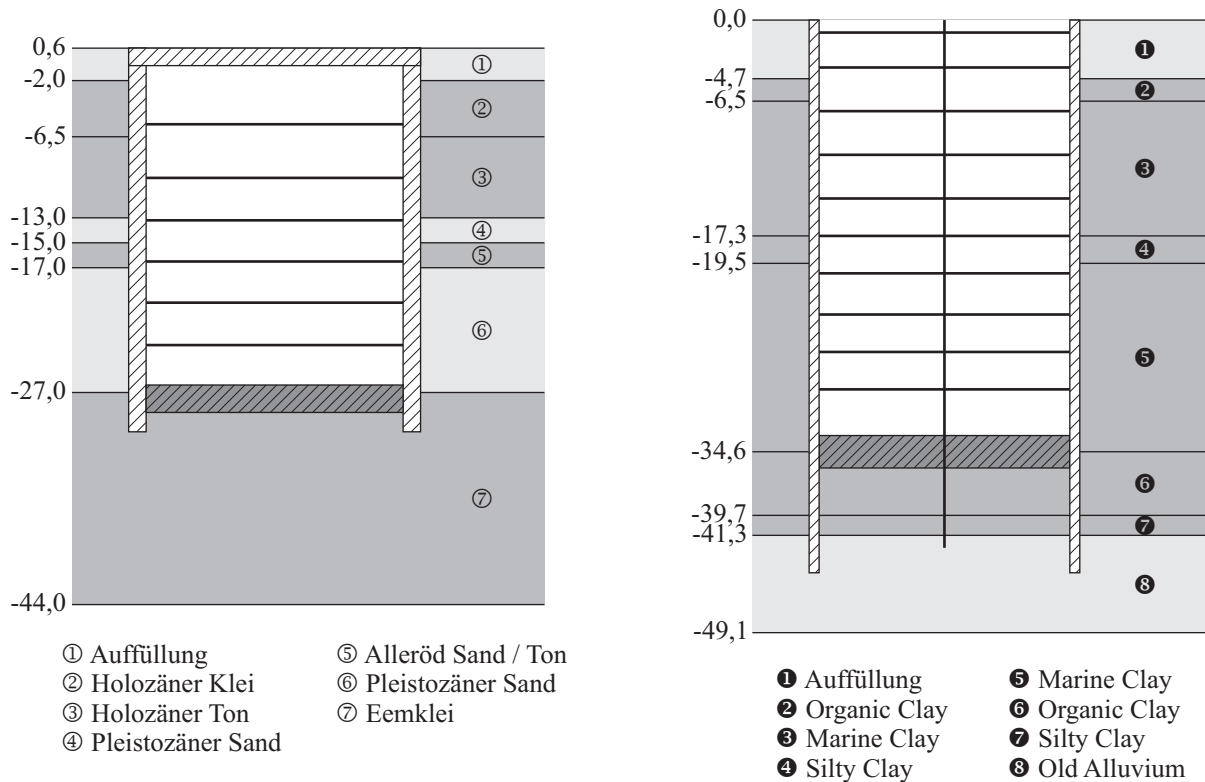


Abbildung 3.2: Tiefe Baugruben in Amsterdam (links) und Singapur (rechts)

schlagen VERMEER UND MEIER einen Wert von $T_v < 0,01$ vor. Dies entspricht einem Konsolidationsgrad U von etwa zehn Prozent. Für $T_v > 0,4$ und $U > 70\%$ überwiegen drainierte Verhältnisse.

Dieses Vorgehen soll an Hand zweier Baugruben erläutert und diskutiert werden. Die beiden Baugruben sind in Abbildung 3.2 dargestellt. Es handelt sich um ein Beispiel aus Amsterdam (links) und ein Beispiel aus Singapur (rechts).

Die 27 Meter tiefe Baugrube in Amsterdam wird für den Bau des Bahnhofs Rokin der Metrolinie Noord/Zuidlijn erstellt. Dieser Bahnhof liegt mitten in der Altstadt Amsterdams in unmittelbarer Nähe historischer Gebäude, die auf Holzpfählen gegründet sind. Der Untergrund ist gekennzeichnet durch sehr weiche holozäne Tone und Torfe, unterlagert von zwei pleistozänen Sandschichten, welche wiederum von weichen Tonschichten unterlagert sind. Für weitere Information zur Baugrube und zur geologischen Situation wird auf HUTTEMANN (1997) verwiesen. Die Mächtigkeit des oberen holozänen Tonpakets beträgt in etwa elf Meter, was bei beidseitiger Drainage einem Drainageweg von 5,5 Metern entspricht. Mit einer Durchlässigkeit von $10^{-8} \frac{m}{s}$ bis $10^{-9} \frac{m}{s}$, einem Steifemodul von 5 MPa (für Entlastung) und einer Bauzeit von 1.000 Tagen ergibt sich $T_v \approx 7$. Für das Fussauflager ergibt sich ein Drainageweg von knapp vier Metern (einseitige Drainage) im Eemklei. Mit der Durchlässigkeit $k \approx 10^{-10} \frac{m}{s}$ und einem Steifemodul von 10 MPa ergibt sich $T_v \approx 1$. Es ist anzumerken, dass bereits für $T_v = 0,85$ ein Konsolidationsgrad

U von 90 Prozent erreicht wird! Es ist deutlich zu erkennen, dass im Falle der Baugrube in Amsterdam das drainierte Verhalten maßgebend und demzufolge eine drainierte Berechnung angebracht ist.

Im Falle der 33 Meter tiefen Baugrube in Singapur ist hingegen von undrainiertem Verhalten während der Bauzeit auszugehen. Die Baugrube wurde im Rahmen der Erweiterung der Metro Singapur (Mass Rapid Transit – MRT) zum Bau eines U-Bahn Tunnels in offener Bauweise erstellt. Unter einer knapp fünf Meter mächtigen Auffüllung aus Sanden und Tonen steht ein fast 40 Meter mächtiges Paket aus weichen, marinen Tonen der Kallang-Formation an. Dieses Paket wird vom alten Schwemmland, dem sogenannten Old Alluvium unterlagert. Ausführliche Informationen zur geologischen Situation vor Ort sind bei DAMES UND MOORE (1983) und bei TAN U. A. (2003) zu finden. Bei der Aufschüttung ist von drainierten Verhältnissen auszugehen. Ob sich das Old Alluvium drainiert oder undrainiert verhält, lässt sich nicht mit letzter Sicherheit klären. Geht man auf der sicheren Seite liegend (in Bezug auf T_v) von drainiertem Verhalten aus, beträgt der Drainageweg der weichen Tonschichten 20 Meter. Mit einer Durchlässigkeit von $10^{-9} \frac{m}{s}$, einem Steifemodul von zehn MPa und einer ungefähren Bauzeit von 200 Tagen ergibt sich $T_v \approx 0,04$. Man befindet sich folglich sehr nahe an der gewählten Grenze der undrainierten Verhältnisse. Berücksichtigt man die Unsicherheiten hinsichtlich des Drainageverhaltens des Old Alluviums ist die Annahme von undrainierten Verhältnissen auf der aktiven Seite während der Bauzeit gerechtfertigt. Anders sieht es hingegen auf der passiven Seite für das Fußauflager aus. Für den Fall des Endaushubs und damit den Fall mit dem geringsten Drainageweg von nur vier Metern, ergibt sich mit einem Steifemodul von 30 MPa $T_v \approx 3$. Auf der passiven Seite ist in Singapur also auch von drainierten Verhältnissen auszugehen. Natürlich nur unter der Voraussetzung drainierter Verhältnisse im Old Alluvium. Auf dieses Beispiel wird in Kapitel 5 noch näher eingegangen.

An Hand dieser Beispiele ist klar ersichtlich, dass es nicht zulässig ist, bei Baugruben in weichen Böden pauschal von undrainierten Bedingungen auszugehen, wie es beispielsweise TERZAGHI UND PECK (1961) vorschlagen. So finden VERMEER UND BAYREUTHER (1997), dass in der angelsächsischen Literatur die undrainierte Analyse von Baugruben der Regelfall ist, in Mitteleuropa aber die drainierte Analyse überwiegt. In DIN 4084 und in Sonderfällen auch in DIN 4085 werden sogar beide Nachweise verlangt. Wobei dieses Vorgehen in der Praxis nur selten zur Anwendung kommen wird. Beide Vorgehensweisen sind im Einzelfall aber immer zu überprüfen, bevor man sich für eine der beiden Möglichkeiten entscheidet. Die dimensionslose Zeit nach Gleichung 3.1 liefert dabei eine gute Entscheidungshilfe. Im Zweifelsfall ist die Variante einer undrainierten Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsberechnung vorzuziehen.

3.2 Undrainierte Berechnungen und die FEM – Teil 1

Ist die Entscheidung letztlich für eine undrainierte Berechnung gefallen, muss eine weitere Entscheidung getroffen werden: Wie soll das undrainierte Verhalten numerisch abgebildet werden. Bei den weiteren Betrachtungen des undrainierten Verhaltens wird

davon ausgegangen, dass der Untergrund oder zumindest einige Bodenschichten vollständig gesättigt sind, so dass die Annahme von $\varphi_u = 0$ gerechtfertigt ist. Wenn dies der Fall ist, kann für die gesättigten Schichten eine undrainierte Berechnung unter der Annahme einer volumentreuen Verformung durchgeführt werden. So wird bei der numerischen Analyse von undrainierten Problemen davon ausgegangen, dass die volumetrischen Dehnungen während der Berechnung gleich Null sind, also $\Delta\varepsilon_v = 0$ (siehe Abschnitt 3.3).

Im Rahmen von FE-Berechnungen wird das Gleichgewicht immer für die totalen Spannungen σ erfüllt; das Materialverhalten hängt hingegen von den effektiven Spannungen σ' ab. Dabei ist zu berücksichtigen, dass das Vorhandensein von Porenwasser immer einen Einfluss auf diese beiden Größen hat. Der Zusammenhang zwischen totalen Spannungen σ , effektiven Spannungen σ' und dem Porenwasserdruck u wird mit Hilfe der grundlegenden Beziehung der Bodenmechanik nach TERZAGHI (1925) ausgedrückt:

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{mit} \quad u = \text{Porenwasserdruck} \quad (3.2)$$

Trotzdem ist es möglich die Festigkeit des Bodens in einer undrainierten FE-Berechnung auch in Form von totalen Spannungen zu definieren. Bei undrainierten Analysen ist es daher unbedingt erforderlich, sich darüber im Klaren zu sein, wie das verwendete Programm mit undrainiertem Verhalten umgeht, damit die entsprechenden Eingabeparameter zur Verfügung gestellt werden können. Prinzipiell sind mehrere Möglichkeiten für die Durchführung undrainierter Analysen verfügbar:

- **Methode 1:** Eine Berechnung in Form von effektiven Spannungen mit den effektiven Scherparametern c' und φ' und effektiven Steifigkeitsparametern E' und ν' .
- **Methode 2:** Eine Berechnung in Form von totalen Spannungen mit den undrainierten Scherparametern c_u und $\varphi_u = 0$ und effektiven Steifigkeitsparametern E' und ν' .
- **Methode 3:** Eine Berechnung in Form von totalen Spannungen mit den undrainierten Scherparametern c_u und $\varphi_u = 0$ und undrainierten Steifigkeitsparametern E_u und $\nu_u = 0,5$.

Jede dieser Methoden hat ihre Vor- und Nachteile, die nachfolgend kurz vorgestellt werden sollen. Diese Vor- und Nachteile werden zuerst nur benannt und in folgenden Abschnitten näher erläutert.

Zu Methode 3: In diesem Fall wird eine Analyse mit totalen Spannungen ohne Unterscheidung zwischen effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken durchgeführt. Es werden keinerlei Informationen über Porenwasserüberbeziehungswise unterdrücke gewonnen, weshalb diese Methode nicht für Berechnungen geeignet ist, in denen auch eine Konsolidationsphase zu berücksichtigen ist. Die undrainierte Scherfestigkeit ist ein direkter Eingabeparameter. Darüber hinaus muss man sich bei der Berechnung der Initialspannungen Gedanken über den K_0 -Wert machen. Übliche empirische Beziehung für

den Erdruchdruckbeiwert, wie beispielsweise nach JAKY (1948), gelten nur für effektive Spannungen und nicht für totale Spannungen.

Für dieser Methode ist das Soft-Soil Modell nicht verwendbar, da die für das Stoffgesetz benötigten Steifigkeitsparameter λ^* und κ^* rein effektive Parameter sind und sich nicht auf totale Spannungen anwenden lassen (siehe Abschnitt 2.3). Da $\varphi_u = 0$ ist, geht bei Verwendung des Hardening-Soil Modells die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit verloren (siehe Gleichung 2.51, 2.52 und 2.66). Alle Steifigkeiten entsprechen den eingegebenen Referenzsteifigkeiten.

Die Beliebtheit dieser Methode beruht vor allem in der Möglichkeit der direkten in-situ-Messung der undrainierten Scherfestigkeit. Bei Weichböden bieten sich in diesem Fall preiswerte Drucksondierungen an und es kann somit auf die Entnahme von Bodenproben zur Bestimmung von c' und φ' im Labor verzichtet werden. Aus den Sondierungen kann sich der Verlauf von c_u über die Tiefe relativ zuverlässig abschätzen lassen. Darüber hinaus stehen bewährte Korrelationen zur Abschätzung des undrainierten Elastizitätsmoduls zur Verfügung. Die Beliebtheit von Methode 3 ist daher nachvollziehbar, führt aber auch häufig dazu, dass sie fälschlicherweise für Problemstellungen angewendet wird, für die der undrainierte Zustand durch Konsolidation nicht mehr gegeben ist. Es sei hier nochmals auf die Wichtigkeit der Entscheidung, ob drainiert oder undrainiert gerechnet werden darf, hingewiesen (siehe Abschnitt 3.1).

Zu Methode 2: Bei Methode 2 wird die Aufteilung der totalen Spannungen in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke durchgeführt. Somit werden auch Porenwasserüberdrücke berechnet. Die undrainierte Scherfestigkeit wird ebenfalls direkt eingegeben. Da zwischen totalen und effektiven Spannungen unterschieden wird, werden aber im Unterschied zu Methode 3 effektive Steifigkeitsparameter benötigt.

Die direkte Eingabe von c_u in Methode 2 und 3 hat den Vorteil, dass die in der Analyse verwendeten Werte bekannt sind. Da $c_u = \text{const.}$ und $\varphi_u = 0$, ändert sich aber die Scherfestigkeit bei einer anschließenden Konsolidationsberechnung, in der die effektiven Spannungen mit der Zeit zu- beziehungsweise abnehmen, nicht. Man kann sich jedoch näherungsweise damit behelfen, indem man in den entsprechenden Bodenschichten einen zweiten Parametersatz mit den effektiven Scherparametern c' und φ' bereit hält und diesen dann nach der undrainierten Berechnung und vor der Konsolidationsberechnung in einem weiteren Berechnungsschritt gegen den Parametersatz mit den undrainierten Scherparametern austauscht. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass sich bei dieser Vorgehensweise der Spannungszustand vor Beginn der Konsolidation von dem unterscheidet, der sich bei Anwendung von Methode 1 ergeben würde.

Bei Methode 2 wird zwar zwischen effektiven und totalen Spannungen unterschieden, da aber weiterhin mit den undrainierten Scherparametern c_u und $\varphi_u = 0$ gerechnet wird, können die bekannten empirische Beziehung wiederum nicht verwendet werden. Der K_0 -Wert muss also trotzdem gesondert berechnet werden. Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit bei Verwendung des Hardening-Soil Modells geht auch hier verloren. Allerdings ist die Verwendung dieser Methode in Zusammenhang mit dem Soft-Soil Modell möglich, da zwischen effektiven und totalen Spannungen unterschieden wird.

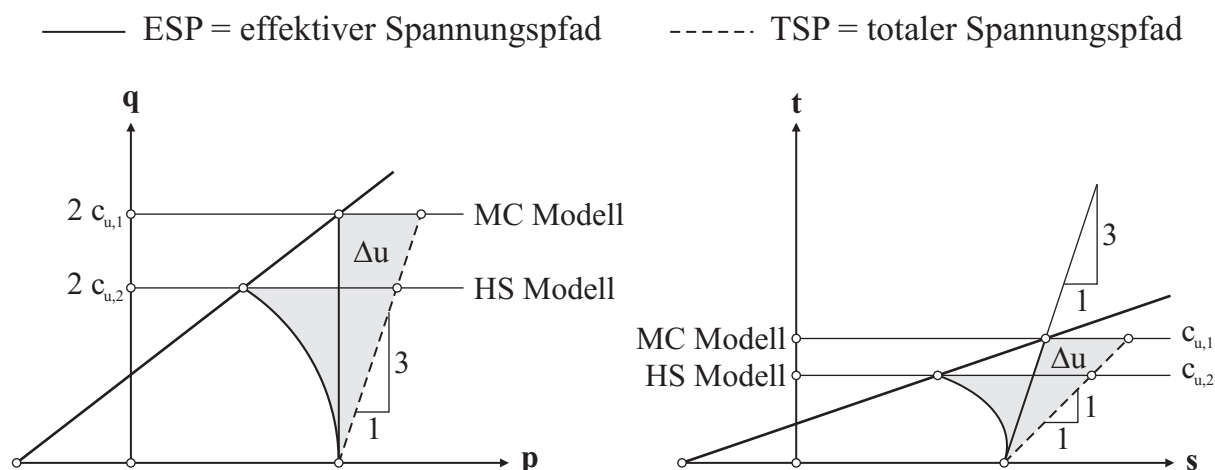


Abbildung 3.3: Effektive Spannungspfade für einen undrainierten Standard-Triaxialversuch und das MOHR-COULOMB (MC) beziehungsweise das Hardening-Soil (HS) Modell

Zu Methode 1: Bei Methode 1 ist die undrainierte Scherfestigkeit im Gegensatz zu Methode 2 und 3 kein Eingabewert sondern ein Ergebnis des verwendeten Stoffgesetzes. In der Realität sind die c_u -Werte abhängig von der Spannung, vom Spannungspfad und vom volumetrischen Verhalten des Bodens. Dies zeigt beispielsweise BJERRUM (1973). Die undrainierte Scherfestigkeit (normiert mit dem effektiven Überlagerungsdruck) ist bei triaxialer Kompression am größten und bei triaxialer Extension am geringsten. Ergebnisse aus Flügelsondierungen und direkten Scherversuchen liegen dazwischen.

In Abbildung 3.3 sind schematisch die effektiven Spannungspfade in einem p - q - und einem s - t -Diagramm für einen undrainierten Standard-Triaxialversuch und unterschiedliche Stoffgesetze dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass unterschiedliche Stoffgesetze zu unterschiedlichen undrainierten Scherfestigkeiten führen. Einfache linear-elastische, ideal-plastische Stoffgesetze in Verbindung mit der linearen Elastizität nach HOOKE, wie beispielsweise das MOHR-COULOMB Modell, führen zu den größten undrainierten Scherfestigkeiten, da der effektive Spannungspfad im p - q -Diagramm eine gerade, vertikale Linie darstellt. Hochwertige Stoffgesetze bilden das reale Bodenverhalten hingegen besser ab und können auch die oben erwähnte Spannungs- und Spannungspfadabhängigkeit besser abbilden. Hierauf wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen.

Im Gegensatz zu Methode 2 und 3 kann der K_0 -Wert wieder aus der Beziehung nach JAKY hergeleitet werden. Bei Verwendung des Hardening-Soil Modells ist die Steifigkeit spannungsabhängig. Die Verwendung dieser Methode in Zusammenhang mit dem Soft-Soil Modell ist wie bei Methode 2 möglich.

—— ESP = effektiver Spannungspfad - - - - - TSP = totaler Spannungspfad

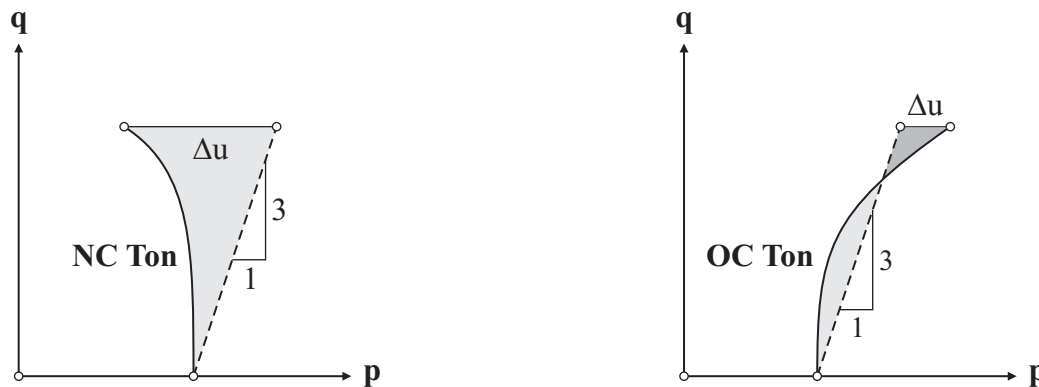


Abbildung 3.4: Ergebnisse eines undrainierten Triaxialversuchs an normal- (links) und überkonsolidiertem (rechts) Ton aus Versuchen nach ORTIGAO (1995)

3.3 Undrainierte Berechnungen und die FEM – Teil 2

In Abbildung 3.4 sind Ergebnisse von undrainierten Triaxialversuchen an einem normal- und überkonsolidierten Ton nach ORTIGAO (1995) zu sehen. Vergleicht man den effektiven Spannungspfad der normalkonsolidierten Probe mit dem des HS-Modells in Abbildung 3.3 ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Das MC-Modell würde in diesem Fall die undrainierte Scherfestigkeit deutlich überschätzen. Auf diese Unterschiede soll in diesem Abschnitt eingegangen werden.

Wie in Abschnitt 3.2 erwähnt, wird bei der numerischen Analyse von undrainierten Problemen davon ausgegangen, dass $\Delta\varepsilon_v = 0$. Geht man weiter davon aus, dass der Boden gesättigt ist, dass es zu keinem Zeitpunkt zu Zu- beziehungsweise Abfluss von Wasser kommt und dass isotropes, linear-elastisches Materialverhalten vorherrscht, gilt für triaxiale Bedingungen:

$$\Delta\varepsilon_{v,Feststoff} = \Delta\varepsilon_{v,Wasser} \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} \Delta\varepsilon_{v,Feststoff} &= \frac{\Delta p'}{K'} \\ \Delta\varepsilon_{v,Wasser} &= \frac{n\Delta p_w}{K'_w} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Mit der Definition von p' nach Gleichung 2.22, der Tatsache dass für triaxiale Verhältnisse $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ und $\Delta p' = \Delta p - \Delta p_w$ erhält man folgende Gleichung mit totalen Spannungen:

$$\Delta p_w = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3 - 3\Delta p_w) \frac{K_w}{nK'} \quad (3.4)$$

Mit weiteren Umformungen ergibt sich schließlich die bekannte Gleichung nach SKEMP-

TON (1954).

$$\Delta p_w = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (3.5)$$

mit

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \quad \text{und} \quad A = \frac{1}{3} \quad (3.6)$$

Für $B = 1$ ist der Boden voll gesättigt. Dies ist der Fall wenn von inkompressiblem Wasser und damit $K_w = \infty$ ausgegangen wird. Mit $K_w = \infty$ geht die volle Belastung auf das Porenwasser, was zu $\Delta p_w = \Delta p$ und damit zu $\Delta p' = 0$ führt. Folglich ist der Spannungspfad im p - q -Diagramm für ein linear-elastisches oder linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz und $\psi = 0$ (auf den Einfluss der Dilatanz wird erst später eingegangen) eine senkrechte Linie, was nicht realistisch ist (vergleiche Abbildung 3.3 und 3.4). Erst hochwertige Stoffgesetze, die die elastische Region durch eine Kappe begrenzen (siehe zum Beispiel Soft-Soil und Hardening-Soil Modell in Abschnitt 2.3 und 2.4), liefern realistische Ergebnisse. Bei diesen Stoffgesetzen ist der effektive Spannungspfad eine Funktion des Verfestigungsgesetzes. Für $B = 1$ und $K_w = \infty$ entstehen keinerlei volumetrische Dehnungen ($\Delta\varepsilon_v = 0$) und der effektive Spannungspfad folgt der Form der Kappe und man erhält einen effektiven Spannungspfad ähnlich dem in Abbildung 3.3 (siehe auch Abbildung 2.6).

Im verwendeten FE-Programm wird bei einer undrainierten Berechnung ein totaler Kompressionsmodul verwendet, der aus dem Modul des Korngerüsts K' und des Wassers K_w bestimmt wird.

$$K_{total} = K' + \frac{K_w}{n} = \frac{E_u}{3(1 - 2\nu_u)} = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} = \frac{E'(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} \quad (3.7)$$

mit

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (3.8)$$

Bisher wurde immer von inkompressiblem Wasser ausgegangen. Mit $\nu_u = 0,5$ ergibt Gleichung 3.7 auch einen Wert von $K_{total} = \infty$. Bei Verwendung von Verschiebungselementen führt dies in einer FE-Berechnung jedoch zu einer singulären Steifigkeitsmatrix. Um numerische Probleme in der Berechnung zu vermeiden wird daher im verwendeten FE-Programm standardmäßig ein etwas geringerer Wert von $\nu_u = 0,495$ verwendet, was zur Folge hat, dass der undrainierte Bodenkörper nun leicht kompressibel ist. Um dennoch realistische Berechnungsergebnisse ($B \approx 1$) zu erhalten, muss der Kompressionsmodul des Wassers deutlich größer als der des Bodens sein. Diese Forderung wird erfüllt, wenn $\nu' \leq 0,35$ ist. Durch Umformung von Gleichung 3.7 erhält man eine Beziehung zwischen K_w und K' . Setzt man schließlich $\nu_u = 0,495$ und $\nu' = 0,35$, erhält man:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(\nu_u - \nu')}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} K' = 300 \frac{0,495 - \nu'}{1 + \nu'} K' > 30K' \quad (3.9)$$

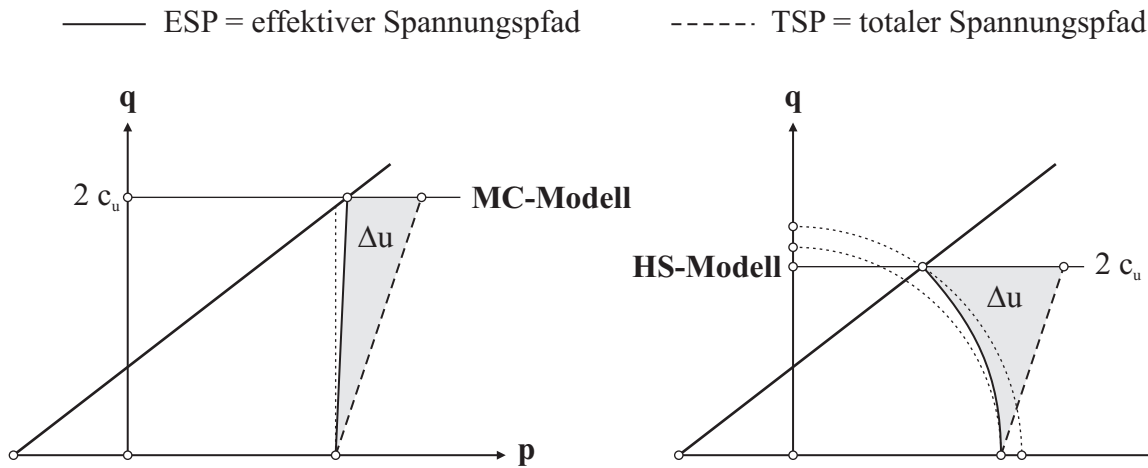


Abbildung 3.5: Ergebnisse eines undrainierten triaxialen Kompressionsversuchs für das MOHR-COULOMB (MC) und das Hardening-Soil (HS) Modell

Dadurch werden zwar realistische B -Werte mit $B \approx 1$ erreicht, das Wasser ist aber weiterhin nicht mehr inkompressibel, d.h. $K_w \neq \infty$. Somit geht nicht der volle Anteil aus der Belastung auf das Porenwasser, sondern ein geringer Teil direkt auf das Korngerüst. Für $\nu' \leq 0,35$ ist dieser Anteil jedoch sehr gering und daher nahezu vernachlässigbar. Nichts desto trotz erhält man elastische volumetrische Dehnungen ($\Delta\varepsilon_v^e \neq 0$). Für das MOHR-COULOMB bedeutet dies, dass der effektive Spannungspfad in einem undrainierten triaxialen Kompressionsversuch etwas von dem idealisierten Pfad in Abbildung 3.3 abweicht und jetzt nicht mehr senkrecht verläuft (siehe Abbildung 3.5 links).

Bei Stoffgesetzen wie dem Soft-Soil oder dem Hardening-Soil Modell folgt der undrainierte effektive Spannungspfad für $B = 1$, wie bereits erwähnt, der Kappen-Fließfläche. Wie vorhin gezeigt, ist in einer FE-Berechnung jedoch $B \neq 1$ und $\Delta\varepsilon_v^e \neq 0$. Bei Modellen, die auf Grund der Verfestigung schon vor dem Bruch plastische Dehnungen aufweisen, müssen in diesem Fall auch plastische Dehnungen entstehen. Da $\Delta\varepsilon_v^e \neq 0$ ist und da es sich im Fall eines triaxialen Kompressionsversuchs um keine Entlastung handelt, muss folglich auch $\Delta\varepsilon_v^p \neq 0$ sein. Dies führt dazu, dass die Kappe ihre Größe ändert und der effektive Spannungspfad in der Berechnung nicht mehr exakt der Fließfläche folgt (siehe Abbildung 3.5 rechts).

Der Parameter A in Gleichung 3.5 ist nur bei triaxialer Kompression, bei linear-elastischem Verhalten und $\psi = 0$ gleich $\frac{1}{3}$, wie es sich beim HOOKESchen Gesetz ergibt. Für höherwertige Stoffgesetze kann A nicht a priori bestimmt werden, sondern ist ein Ergebnis des verwendeten Stoffgesetzes und des Spannungspfads. Im Fall des MOHR-COULOMB Modells, welches sich vor dem Bruch ausschließlich linear-elastisch verhält, ist $A = \frac{1}{3}$. Für das Hardening-Soil Modell hingegen ist A keine Konstante und ändert sich mit der Belastung. Nach SCHWEIGER (2002B) hängt A dabei hauptsächlich vom Verhältnis E_{oed} zu E_{50} und der Kappenform (K_0^{NC}) ab.

Der Einfluss der einzelnen Parameter und der unterschiedlichen Stoffgesetze auf das Ergebnis einer undrainierten Berechnung wird in späteren Kapiteln ausführlich unter-

sucht. Dabei wird die undrainierte Analyse nach Methode 1 angewendet.

3.4 Der Einfluss der Dilatanz

In der Literatur finden sich unzählige Vorschläge zur mathematischen Beschreibung von dilatantem Verhalten des Bodens. Die wohl bekannteste Möglichkeit ist die Formulierung nach ROWE (1962), die auch im Hardening-Soil Modell, allerdings in leicht modifizierter Form (siehe Abschnitt 3.4.3), implementiert ist. Da der Einfluss der Dilatanz bei undrainierten Berechnungen von entscheidender Bedeutung ist, soll in diesem Abschnitt kurz auf die Grundlagen von dilatantem Verhalten eingegangen werden, bevor die Qualität von ROWE's Spannungs-Dilatanz-Formulierung vor allem bei geringen Spannungsverhältnissen $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ überprüft wird. Dabei werden Triaxialversuche an Hostun Sand betrachtet und die gemessenen Werte des Dilatanzwinkels aus den Versuchen zu Beginn des Abscherens, d.h. $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 1$, mit den Werten aus der Formulierung nach ROWE verglichen. Abschließend werden die Ergebnisse diskutiert, und die Untersuchung wird mit einer numerischen Analyse abgerundet.

3.4.1 Grundlagen

Im ursprünglichen Sinn wird der Begriff Dilatanz für Volumenänderung infolge Scherbeanspruchung verwendet. Dabei spielt es keine Rolle, ob das Volumen zu- oder abnimmt. Mittlerweile spricht man bei Volumenvergrößerung üblicherweise von Dilatanz und bei Volumenverkleinerung von Kontraktanz. Im Rahmen der Plastizitätstheorie wird zur Quantifizierung dieses Verhaltens der Dilatanzwinkel ψ verwendet, wobei ψ bei kontraktantem Verhalten negativ, bei volumenkonstantem Fließen gleich null und bei dilatantem Verhalten positiv ist. Diese Phänomene sollen an Hand des Einachscherengeräts kurz erläutert werden.

Die Ergebnisse aus einem Einachschergerät und die wichtigsten Bezeichnungen sind Abbildung 3.6 zu entnehmen. In Bildmitte sind typische Versuchsergebnisse für dicht und locker gelagerte nicht bindige Proben dargestellt. Bei lockerer Lagerung erreicht die Arbeitslinie allmählich ein Plateau. Die Scherfestigkeit τ_f ist somit gleich der Restscherfestigkeit τ_r („Critical State“). Betrachtet man die Dehnungen, zeigt sich nur kontraktantes Verhalten, d.h. eine Verringerung der Probenhöhe. Bei dichter Lagerung zeigt die Arbeitslinie Entfestigung, d.h. einen Abfall vom Peak-Wert τ_f bis zu einer Restscherfestigkeit τ_r . Im Gegensatz zum kontraktanten Verhalten bei lockerer Lagerung stellt sich dilatantes Verhalten ein, d.h. die Probenhöhe nimmt zu. Ähnlich verhalten sich normal- und überkonsolidierte bindige Proben. Hierbei ist die Kontraktanz eines normalkonsolidierten Tones jedoch viel größer als die eines lockeren Sandes. Umgekehrt fällt die Dilatanz bei einem überkonsolidierten Ton hingegen geringer aus als bei grobkörnigen Böden. Mit zunehmender Korngröße wird auch die Auflockerung größer.

Bei dilatantem Verhalten kann der Vorgang während des Abscherens mit Hilfe der ineinander greifenden Sägezähne in Abbildung 3.6 rechts verdeutlicht werden. Dabei

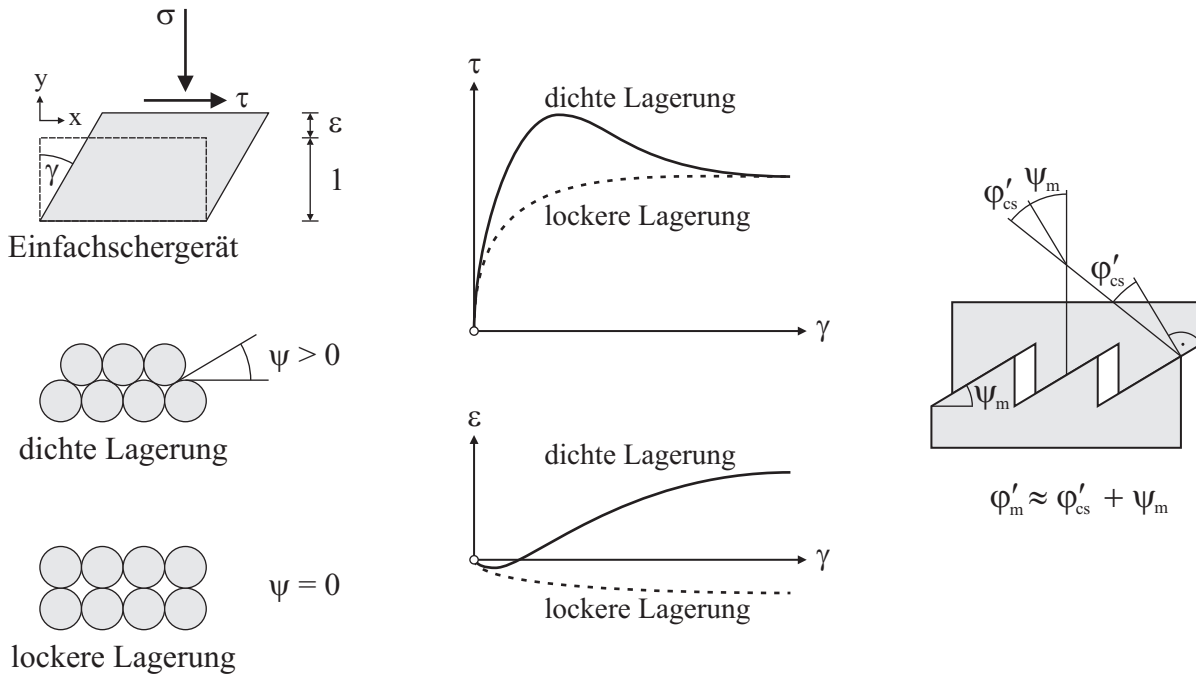


Abbildung 3.6: Dilatanz durch Scherung und Definitionen

wird davon ausgegangen, dass der Schervorgang in der Probe nicht auf einer horizontalen Ebene, sondern auf Flächen, die unter dem mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m zur Horizontalen geneigt sind, stattfindet. Der mobilisierte Reibungswinkel auf der gedachten horizontalen Ebene kann dann mit Hilfe einer Energiebetrachtung aus dem kritischen Reibungswinkel φ'_{cs} („Critical State“) auf den geneigten Flächen und dem mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m bestimmt werden.

$$\varphi'_m = \varphi'_{cs} + \psi_m \quad (3.10)$$

mit

$$\tan \psi_m = \frac{\dot{\varepsilon}_{yy}^p}{\dot{\gamma}_{yx}^p} \quad (3.11)$$

Für triaxiale Spannungszustände kann der Dilatanzwinkel ebenfalls als Funktion der plastischen Dehnungsrate definiert werden. VERMEER UND DE BORST (1984) haben hier folgende Definition eingeführt:

$$\sin \psi_m = \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{-2\dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_v^p} \quad (3.12)$$

Wobei $\dot{\varepsilon}_v^p$ die plastische volumetrische Dehnungsrate und $\dot{\varepsilon}_1^p$ die plastische Dehnungsrate in Richtung der größeren Hauptspannung ist. Der Index m weist darauf hin, dass es sich beim Dilatanzwinkel um eine mobilisierte Größe handelt. Wiederum basierend

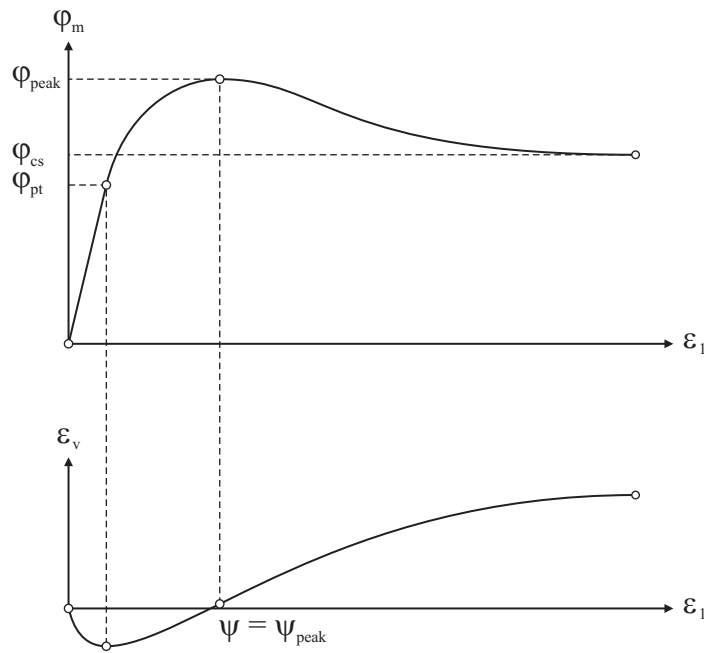


Abbildung 3.7: Ergebnis eines Triaxialversuchs an einer dichten Sandprobe.

auf Energiebetrachtungen kann ψ_m nach ROWE (1962) auch mit Hilfe des mobilisierten Reibungswinkels φ_m und des semi-empirischen Reibungswinkels φ_{pt} entsprechend Gleichung 3.13 definiert werden. φ_{pt} ($pt = \text{„phase transformation“}$) kennzeichnet darin den Wechsel von kontraktantem zu dilatantem Verhalten.

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{pt}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{pt}} \quad (3.13)$$

Um diesen Zusammenhang zu verdeutlichen, ist in Abbildung 3.7 das Ergebnis eines Triaxialversuchs an einer dichten Sandprobe dargestellt. Anstelle der üblichen Darstellung in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm wird in diesem Fall die Spannung durch den mobilisierten Reibungswinkel φ_m ersetzt. Dieser lässt sich aus den Spannungen wie folgt errechnen:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c' \cot \varphi'} \quad (3.14)$$

Die Kurve in Abbildung 3.7 oben lässt sich in drei Bereiche unterteilen und zeigt zuerst einen nahezu linearen Verlauf. Anschließend nimmt die Steigung bis zu einem Peak monoton ab. Nach dem Peak nehmen die Spannungen bei zunehmenden Dehnungen ab. In der Plastizitätstheorie spricht man in diesen drei Bereichen von elastischem, verfestigendem und entfestigendem Verhalten. Das volumetrische Verhalten der Probe ist im linearen Bereich durch Kontraktanz gekennzeichnet. Der mobilisierte Reibungswinkel φ_{pt} kennzeichnet neben dem Wechsel von kontraktantem zu dilatantem Verhalten auch

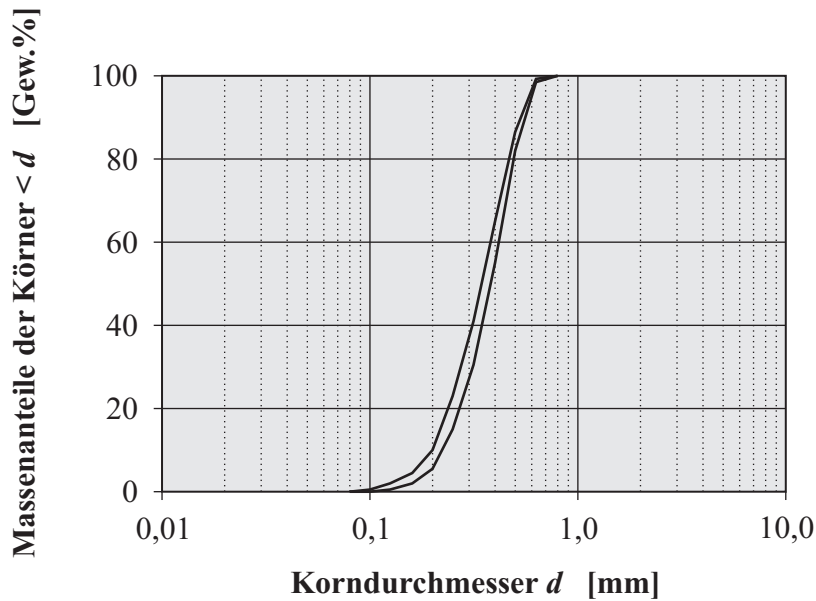


Abbildung 3.8: Sieblinien von Hostun-RF Sand

den Übergang von negativen Dilatanzwinkeln zu positiven Dilatanzwinkeln. Der größte Wert des mobilisierten Dilatanzwinkels ist schließlich beim Peak-Reibungswinkel φ_{peak} erreicht. Im „Critical State“ für den mobilisierten Reibungswinkel φ_{cs} fällt ψ_m wieder auf einen Wert von null ab.

Die Größe von φ_{pt} kann nur experimentell bestimmt werden. Nach ROWE (1964) und BARDEN UND KHAYATT (1966) liegen die Werte zwischen dem Korn-zu-Korn Reibungswinkel φ_{μ} und dem „Critical State“ Reibungswinkel φ_{cs} . Bei der Spannweite von $\varphi_{\mu} < \varphi_{pt} < \varphi_{cs}$ handelt es sich jedoch nur um einen Bereich von wenigen Grad. Nach SCHANZ UND VERMEER (1996) tendieren dichte Sande eher zur unteren Grenze von φ_{μ} und lockere Sande eher zur oberen Grenze von φ_{cs} . Diese Werte und der Dilatanzwinkel bei kleinen Spannungsverhältnissen $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ sollen an Hand von Triaxialversuchen an Hostun-RF Sand überprüft werden.

3.4.2 Hostun-RF Sand

Bei der Überprüfung der Formulierung von ROWE (1962) wurden zahlreiche Triaxialversuche mit Seitenspannungen von 100, 300 und 600 kPa an locker bis sehr dicht gelagertem Hostun-RF Sand untersucht. Die Versuchsergebnisse sind einer ausführlichen Datenbank von DESRUES U. A. (2000) entnommen. Hier finden sich umfangreiche Daten aus zahlreichen Oedometer-, Triaxial- und Biaxialversuchen. Diese werden durch zusätzliche Daten aus dem sogenannten Torsionsoedometer (SCHANZ (1997)) ergänzt. Die Datenbank setzt sich aus Versuchen, die am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart und am Laboratoire 3S in Grenoble durchgeführt wurden, zusammen.

Der Sand stammt aus einem Steinbruch in der Nähe der Ortschaft Hostun im Drôme

Tabelle 3.1: Bodenphysikalische Kennwerte von Hostun-RF Sand

Bodenphysikalische Kennwerte		Größe
Korndichte ρ_s	[g/cm ³]	2,65
Mittlerer Korndurchmesser d_{50}	[mm]	0,35
Ungleichförmigkeitszahl $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	[-]	1,70
Minimale Porenzahl e_{min}	[-]	0,63
Maximale Porenzahl e_{max}	[-]	1,00

Distrikt in den französischen Alpen und wurde auf Grund der kommerziellen Nutzung einer vordefinierten Siebung unterzogen. Nach DIN 18196 wird der Silikatsand mit eckigen Körnern als enggestufter Feinsand (Bodenklasse SE) klassifiziert. Die Sieblinie des Versuchsands ist in Abbildung 3.8 dargestellt. Die wichtigsten bodenphysikalischen Kennwerte sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst. Weitere Information über Hostun-RF Sand können FLAVIGNY (1990) entnommen werden.

3.4.3 Die eigentliche Untersuchung

Aus den Versuchsergebnissen wird der Reibungswinkel φ_{peak} , der Reibungswinkel φ_{pt} beim Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten, der größte Dilatanzwinkel ψ_{peak} und der Anfangs-Dilatanzwinkel ψ_0 bestimmt. Den beiden letzten Werten werden schließlich die Werte aus Gleichung 3.13 gegenübergestellt.

Der Peak-Reibungswinkel kann sehr einfach mit Gleichung 3.15 ermittelt werden. Mit $c' = 0$ ergibt sich mit dem MOHR-COULOMB Kriterium folgende Gleichung:

$$\sin \varphi_{peak} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{peak} - 1}{\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{peak} + 1} \quad (3.15)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung wird auch der mobilisierte Reibungswinkel $\varphi_{pt}^{Versuch}$ beim Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten mit dem zu diesem Zeitpunkt im Versuch herrschenden Spannungsverhältnis bestimmt. Der Dilatanzwinkel erreicht ebenso wie der Reibungswinkel seinen größten Wert beim Peak der Spannungs-Dehnungs- beziehungsweise der Reibungswinkel-Dehnungs-Kurve aus Abbildung 3.7 und kann aus den gemessenen Werten von ε_v^p und ε_1^p nach Gleichung 3.12 errechnet werden. Auf gleiche Weise wird auch der Dilatanzwinkel ψ_0 zu Beginn des Abscherens bestimmt.

Um die aus den Versuchen ermittelten Werte mit denen nach ROWE (1962) zu vergleichen, werden noch φ_{pt}^{Rowe} und ψ_0^{Rowe} benötigt. Zu Beginn des Abscherens ($\varphi_m = 0$) sind der Dilatanzwinkel ψ_0 nach Gleichung 3.13 und der Reibungswinkel φ_{pt} betragsmäßig gleich groß, d.h. $\psi_0^{Rowe} = -\varphi_{pt}^{Rowe}$. Sind φ_{peak} und ψ_{peak} bekannt, kann φ_{pt}^{Rowe} durch

Tabelle 3.2: Ergebnisse der Untersuchung für mitteldicht gelagerten Hostun-RF Sand ($e_0 = 0,84 - 0,87, I_D = 0,35 - 0,43$)

σ_3	[kN/m ²]	100	300	600	Berechnung
Anzahl der Versuche		1	3	1	–
φ_{peak}	[°]	34,5	34,6	28,6	34,0
$\varphi_{pt}^{Versuch}$	[°]	32,8	34,6	28,6	–
φ_{pt}^{Rowe}	[°]	33,8	34,6	30,9	32,3
ψ_{peak}	[°]	0,8	0,0	-2,6	2,0
$\psi_0^{Versuch}$	[°]	-21,2	-13,3	-18,7	–
ψ_0^{Rowe}	[°]	-33,8	-34,6	-30,9	-4,0

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Untersuchung für dicht gelagerten Hostun-RF Sand ($e_0 = 0,63 - 0,67, I_D = 0,89 - 1,00$)

σ_3	[kN/m ²]	100	300	600	Berechnung
Anzahl der Versuche		3	3	2	–
φ_{peak}	[°]	44,1	40,8	38,3	42,0
$\varphi_{pt}^{Versuch}$	[°]	31,5	32,0	31,2	–
φ_{pt}^{Rowe}	[°]	30,6	31,5	31,5	28,9
ψ_{peak}	[°]	16,8	11,5	8,3	16,0
$\psi_0^{Versuch}$	[°]	-16,0	-9,4	-8,8	–
ψ_0^{Rowe}	[°]	-30,6	-31,5	-31,5	0,0

Umformung von Gleichung 3.13 wie folgt bestimmt werden:

$$\sin \varphi_{pt}^{Rowe} = \frac{\sin \varphi_{peak} - \sin \psi_{peak}}{1 - \sin \varphi_{peak} \sin \psi_{peak}} \quad (3.16)$$

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Tabelle 3.2 für mitteldichten und in Tabelle 3.3 für sehr dichten Hostun-RF Sand aufgelistet. Dabei bedeutet ein Index *Versuch*, dass es sich um Werte aus den Triaxialversuchen der Datenbank handelt. Ein Index *Rowe* weist auf Ergebnisse nach ROWES Formulierung hin. Als Vergleich sind noch die Werte angegeben, die in den numerischen Berechnungen in Abschnitt 3.4.4 verwendet werden.

Für den sehr dichten Hostun-RF Sand ergibt sich für den Winkel beim Übergang vom kontraktantem zum dilatantem Verhalten sowohl aus den Versuchsergebnissen als auch nach ROWES Gleichung ein Wert von $\varphi_{pt} \approx 31^\circ$. Wie bereits erwähnt, liegt φ_{pt} nach

Tabelle 3.4: „Critical State“ Reibungswinkel von Hostun-RF Sand aus Daten von DESRUES U. A. (2000).

Lagerungsdichte	Seitenspannung	„Critical State“ Reibungswinkel
sehr dicht	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\varphi_{cs} = 37,7^\circ$
sehr dicht	$\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$	$\varphi_{cs} = 33,7^\circ$
sehr dicht	$\sigma_3 = 600 \text{ kN/m}^2$	$\varphi_{cs} = 32,3 - 36,9^\circ$
mitteldicht	$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$	$\varphi_{cs} = 34,5^\circ$
mitteldicht	$\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$	$\varphi_{cs} = 34,5^\circ$
mitteldicht	$\sigma_3 = 600 \text{ kN/m}^2$	$\varphi_{cs} = 27,4^\circ$

SCHANZ UND VERMEER (1996) im Bereich des Korn-zu-Korn Reibungswinkels. Sie geben für Hostun-RF Sand einen Wert von $\varphi_\mu = 29^\circ$ an, was gut mit dem Wert der Untersuchung übereinstimmt.

Für den mitteldichten Sand ergeben sich größere Werte von $\varphi_{pt} \approx 33^\circ$ aus den Versuchen und von $\varphi_{pt} \approx 34^\circ$ nach ROWES Gleichung. Auch dies bestätigt die Vermutung von SCHANZ UND VERMEER, die φ_{pt} bei lockeren Sanden im Bereich des „Critical State“ Reibungswinkels φ_{cs} sehen. In der Literatur finden sich Werte, die ebenfalls in dieser Größenordnung liegen. ANANTANASAKUL (2004) untersuchte neun Triaxialversuche an Hostun-RF Sand mit Seitenspannungen von 50 kPa bis 600 kPa und Ausgangsporenzahlen e_0 zwischen 0,57 und 0,93 – also sowohl locker, als auch sehr dicht gelagerte Proben – und fand in allen Versuchen nahezu denselben Wert von $\varphi_{cs} \approx 35,5^\circ$. SCHANZ UND VERMEER (1996) gehen von einem critical-state Reibungswinkel für Hostun-RF Sand von circa 35° aus.

Bei den in dieser Arbeit herangezogenen Versuchen kam es hingegen zu größeren Abweichungen. In Tabelle 3.4 sind die wichtigsten Daten zusammengefasst. φ_{cs} variiert hier zwischen $27,4^\circ$ und $37,7^\circ$. Nimmt man alle Daten zusammen, dann erscheint $\varphi_{cs} = 35^\circ$ ein realistischer Mittelwert zu sein, der auch gut mit φ_{pt} für den mitteldichten Hostun-RF Sand korrespondiert.

Es zeigt sich, dass φ_{pt} für lockeren Sand größer ist als für dichten Sand und daher keine Materialkonstante, sondern vielmehr abhängig vom Spannungsniveau und vor allem von der Porenzahl ist. Ähnliches ist auch bei VERDUGO UND ISHIHARA (1996), MANZARI UND DAFALIAS (1997) und YANG UND LI (2004) zu finden.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass ähnlich wie bei ROWE (1964) und SCHANZ UND VERMEER (1996) locker gelagerte Sande zu größeren φ_{pt} Werten in der Nähe des „Critical State“ Reibungswinkels und dicht gelagerte Sande zu geringeren φ_{pt} Werten in der Nähe des Korn-zu-Korn Reibungswinkels tendieren. Aus den Versuchen ergibt sich für Hostun-RF Sand $\varphi_\mu = 29^\circ$, $\varphi_{cs} = 35^\circ$ und $\psi_0 \approx 20^\circ - \varphi_{pt}$. Für mitteldichten Hostun-RF Sand ist $\varphi_{pt} = 34^\circ$ und für sehr dichten Hostun-RF Sand ist $\varphi_{pt} = 31^\circ$.

Was den Dilatanzwinkel ψ_0 bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen anbelangt, fällt

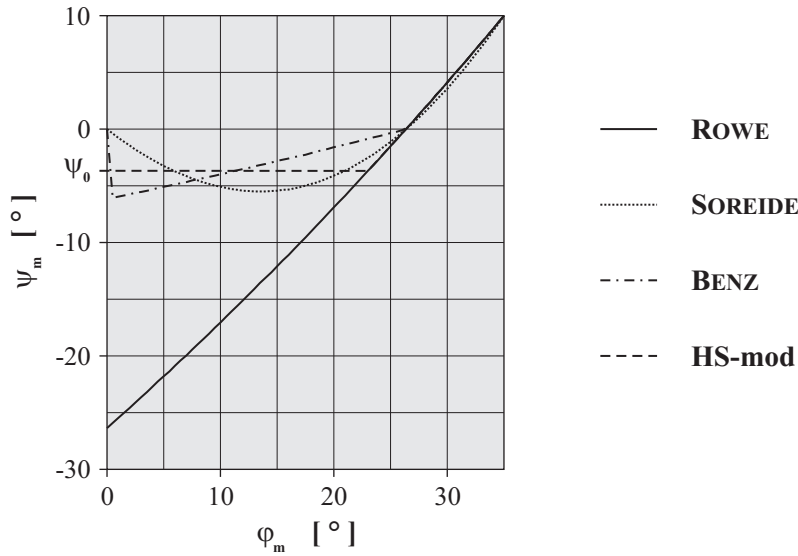


Abbildung 3.9: Vergleich der Mobilisierung des Dilatanzwinkels dieser Arbeit (HS-mod) mit der Formulierung nach ROWE (1964), SOREIDE (2003) und BENZ (2006) für $\varphi = 35^\circ$ und $\psi = 10^\circ$

vor allem auf, dass ROWEs Formulierung die Größe des Dilatanzwinkels zu Beginn drastisch unterschätzt! ψ_0 aus den Versuchen liegt zwischen -9° und -20° , wohingegen Gleichung 3.13 Werte zwischen -31° und -35° liefert. Diese Überschätzung führt zu dem bekannten Effekt, dass ROWEs Ansatz zu einer Überschätzung des kontraktanten Verhaltens bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen führt.

Auf Grund dieser Tatsache finden sich in der Literatur zahlreiche Vorschläge, in denen die Formulierung nach ROWE wegen der Unterschätzung des Dilatanzwinkels bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen modifiziert wurde. Es wird hier auf SOREIDE (2003), SCHARINGER UND SCHWEIGER (2005) und BENZ (2006) verwiesen. Um dieser Unterschätzung in den numerischen Analysen Rechnung zu tragen, ist auch im Hardening-Soil Modell eine modifizierte Form von ROWEs Formulierung enthalten. Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m ist darin je nach Größe des mobilisierten Reibungswinkels φ_m gleich null oder gleich der mobilisierten Größe entsprechend Gleichung 3.13:

$$\psi_m = \begin{cases} 0 & \text{für } 0 < \varphi_m \leq \varphi_{pt} \\ \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{pt}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{pt}} & \text{für } \varphi_{pt} < \varphi_m \leq \varphi_{peak} \end{cases} \quad (3.17)$$

Hierbei berechnet sich $\sin \varphi_{pt}$ nach Gleichung 3.16. In dieser Arbeit wird Gleichung 3.17 weiter modifiziert und der konstante Dilatanzwinkel ψ_0 eingeführt. ψ_0 ist in diesem Fall ein weiterer Eingabeparameter und ist kleiner oder gleich null.

$$\psi_m = \begin{cases} \psi_0 & \text{für } 0 < \varphi_m \leq \varphi_{pt} \\ \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{pt}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{pt}} & \text{für } \varphi_{pt} < \varphi_m \leq \varphi_{peak} \end{cases} \quad (3.18)$$

Diese Modifizierung des HS-Modells ist in Abbildung 3.9 dem Original von ROWE (1964) und den beiden Formulierungen von SOREIDE (2003) und BENZ (2006) gegenübergestellt. Als Beispiel werden hier Kurven für einen Reibungswinkel von $\varphi = 35^\circ$ und einen Dilatanzwinkel von $\psi = 10^\circ$ verglichen. Gleichung 3.18 ist darin als HS-mod dargestellt und liegt für kleine mobilisierte Reibungswinkel im Bereich von SOREIDE und BENZ und damit deutlich über dem Original nach ROWE. Mit Hilfe dieser modifizierten Formulierung werden sowohl drainierte, als auch undrainierte Triaxialversuche an Hostun-RF Sand und an einem Kaolinit nachgerechnet. Die Ergebnisse sind in den nächsten Abschnitten getrennt für Sand und Ton dargestellt.

3.4.4 Triaxialversuche an Hostun-RF Sand

In den Berechnungen wird jeweils ein Parametersatz für den mitteldicht gelagerten und ein Parametersatz für den sehr dicht gelagerten Hostun-RF Sand verwendet. Diese beiden Parametersätze bleiben für alle Versuche (Oedometerversuche, drainierte und undrainierte Triaxialversuche) unverändert. Die in den Analysen verwendeten Parameter für das Hardening-Soil Modell sind in Tabelle 3.5 aufgelistet und sind an MARCHER (2003) angelehnt. Alle Berechnungen werden mit dem Hardening-Soil Modell und der modifizierten Formulierung der Dilatanz nach Gleichung 3.18 durchgeführt. Daher ist in Tabelle 3.5 auch zusätzlich der Wert für den Dilatanzwinkel ψ_0 bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen angegeben. Für eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen wird für den mitteldichten Hostun-RF Sand ein Wert von $\psi_0 = -4,0^\circ$ und für den sehr dichten Hostun-RF Sand ein Wert von $\psi_0 = 0,0^\circ$ verwendet. Die undrainierten Berechnungen werden mit effektiven Parametern nach Methode 1 (vergleiche Abschnitt 3.2) durchgeführt.

Die Ergebnisse der numerischen Simulation der Laborversuche sind in den Abbildungen 3.10 bis 3.12 dargestellt. Für die Triaxialversuche ist jeweils die Deviatorspannung q über der Axialdehnung ε_1 , die Volumendehnung ε_v beziehungsweise der Porenwasserüberdruck Δu über ε_1 und der effektive Spannungspfad sowie die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB für die in den Berechnungen verwendete Scherparameter in einem p - q -Diagramm dargestellt.

Vergleicht man die Versuchs- und Berechnungsergebnisse, so ist sowohl bei den Oedometer- als auch bei den drainierten Triaxialversuchen eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Lediglich beim sehr dichten Hostun-RF Sand fallen zwei kleinere Abweichungen auf. So ist die Steigung der Entlastungsschleifen im Oedometerversuch (Abbildung 3.10 rechts) bei höheren Spannungen etwas zu steil geraten. Hier wäre ein etwas geringerer Wert für m angemessen gewesen. Bei den Triaxialversuchen in Abbildung 3.12 fällt auf, dass die Scherfestigkeit für den Versuch mit einer Seitenspannung von 300 kPa leicht überschätzt wird und dass die im Versuch beobachtete Entfestigung nicht modelliert werden kann. Zu dieser Problematik wird auf MARCHER (2003) verwiesen, der eine Möglichkeit zur Berücksichtigung der Entfestigung beim Hardening-Soil Modell beschreibt. Da es sich um drainierte Versuche handelt, ist bei den Spannungspfaden kein Unterschied zwischen Berechnung und Versuch zu erkennen.

Tabelle 3.5: In den Berechnungen verwendete Parameter für den mitteldicht und sehr dicht gelagerten Hostun-RF Sand

Benötigte Parameter		mitteldicht	sehr dicht
E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	16,0	30,0
E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	12,0	30,0
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	60,0	90,0
γ	[MN/m ³]	0,0	0,0
c'	[kN/m ²]	0,01	0,01
φ'	[°]	34,0	42,0
ψ_{peak}	[°]	2,0	16,0
ψ_0	[°]	-4,0	0,0
m	[-]	0,75	0,55
ν_{ur}	[-]	0,25	0,25
K_0^{NC}	[-]	0,44	0,40

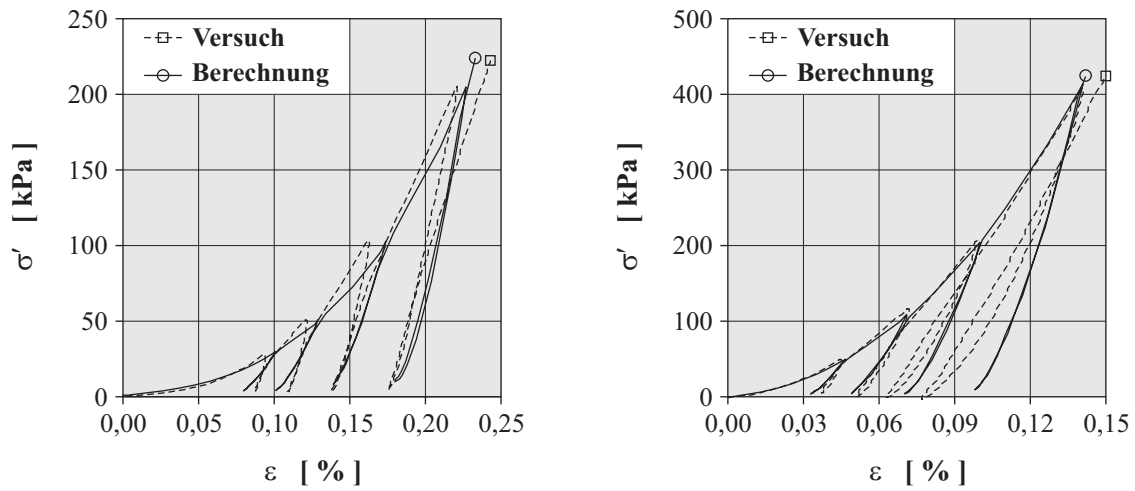


Abbildung 3.10: Oedometerversuche – Vergleich der Versuchs- und der Berechnungsergebnisse für mitteldicht (links) und für sehr dicht (rechts) gelagerten Hostun-RF Sand

Ein etwas anderes Bild zeigt sich hingegen bei den undrainierten Versuchen in den Abbildungen 3.11 und 3.12. Bei den mitteldicht gelagerten Proben ist die Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch noch recht gut. Auf den ersten Blick ist zwar ein deutlicher Unterschied in der Entwicklung der Deviatorspannung q und des Porenwasserüberdrucks Δu zwischen Versuch und Berechnung sowohl für eine Seitenspannung von 200 als auch von 300 kPa zu erkennen. Dies liegt daran, dass die Versuchskurve bei der geringen Seitenspannung von 200 kPa deutlich mehr Dilatanz aufweist als die Kurve bei einer Seitenspannung von 300 kPa. Der verwendete Dilatanzwinkel von $\psi = 2^\circ$ ist daher ein Kompromiss, was zur Unterschätzung der Ergebnisse bei der kleineren Seitenspannung und zur Überschätzung der Ergebnisse bei der größeren Seitenspannung führt.

Des Weiteren fällt der zwischenzeitliche Abfall der Deviatorspannung auf. Durch den negativen Anfangs-Dilatanzwinkel von $\psi_0 = -4^\circ$ ⁶ entwickeln sich mit zunehmender Belastung so große Porenwasserüberdrücke, dass die effektiven Spannungen abnehmen. Dies hängt damit zusammen, dass plastische volumetrische Dehnungen auch aus einer reinen Scherbeanspruchung entstehen können (siehe Gleichung 2.58). Auf Grund der undrainierten Berechnung ($\Delta \varepsilon_v \approx 0$) können sich diese plastischen volumetrischen Dehnungen nicht entwickeln, dafür entstehen Porenwasserüberdrücke. Erst wenn der mobilisierte Reibungswinkel φ_m weiter ansteigt und größer als φ_{pt} wird, nimmt die Deviatorspannung wieder zu. In diesem Fall ist ψ_m wieder größer als null, und es entstehen keine weiteren Porenwasserüberdrücke, sondern Unterdrücke. Die leichte Überschätzung der Porenwasserüberdrücke in der Anfangsphase lassen sich mit einem etwas zu hohen Wert für ψ_0 und mit dem konstanten Wert von ψ_0 erklären, der in diesem Fall nicht optimal erscheint. Die Unter- beziehungsweise Überschätzung der Kurven in der Endphase ist wie bei den drainierten Versuchen mit dem gewählten Dilatanzwinkeln ψ_{peak} , der ein Kompress darstellt, zu erklären.

Bei den sehr dichten Proben liefern die Berechnungen für die undrainierten Versuche hingegen keine zufriedenstellenden Ergebnisse, was vor allem mit der Formulierung der Dilatanz im Hardening-Soil Modell zu tun hat. Bis zum Erreichen des Höchstwerts des mobilisierten Dilatanzwinkels sind die Ergebnisse der numerischen Analyse noch brauchbar. Nach Erreichen des Peak-Werts bleibt der Dilatanzwinkel im Modell jedoch konstant, wohingegen im Versuch eine Abnahme bis auf null zu erkennen ist (siehe Abbildung 3.7 unten). Dadurch werden die Ergebnisse deutlich überschätzt. Würde man in der Berechnung die Belastung weiter erhöhen, würde auch die Scherfestigkeit ohne Grenzen ansteigen. Auf Grund der Dilatanz entstehen Porenwasserunterdrücke, die die aufnehmbaren effektiven Spannungen erhöhen. Dies führt zu einer Erhöhung der globalen Scherfestigkeit und darf bei undrainierten Berechnungen mit $\psi \neq 0$ nie aus dem Auge verloren werden. Daher ist in diesem Fall ein Abschneiden der Dilatanz nach Erreichen der maximalen Porenzahl e_{max} unbedingt erforderlich, was bei undrainierten

⁶Mit $\psi_0 = -4^\circ$ liegt der verwendete Dilatanzwinkel bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen nicht nur deutlich über den Werten von ROWE nach Gleichung 3.13 sondern auch deutlich über den aus den Versuchen abgeleiteten Werten nach Tabelle 3.2. Dies liegt daran, dass sich das beobachtete kontraktante Verhalten nicht nur aus dem reinen Schervorgang sondern auch durch eine Stauchung der Probe einstellt.

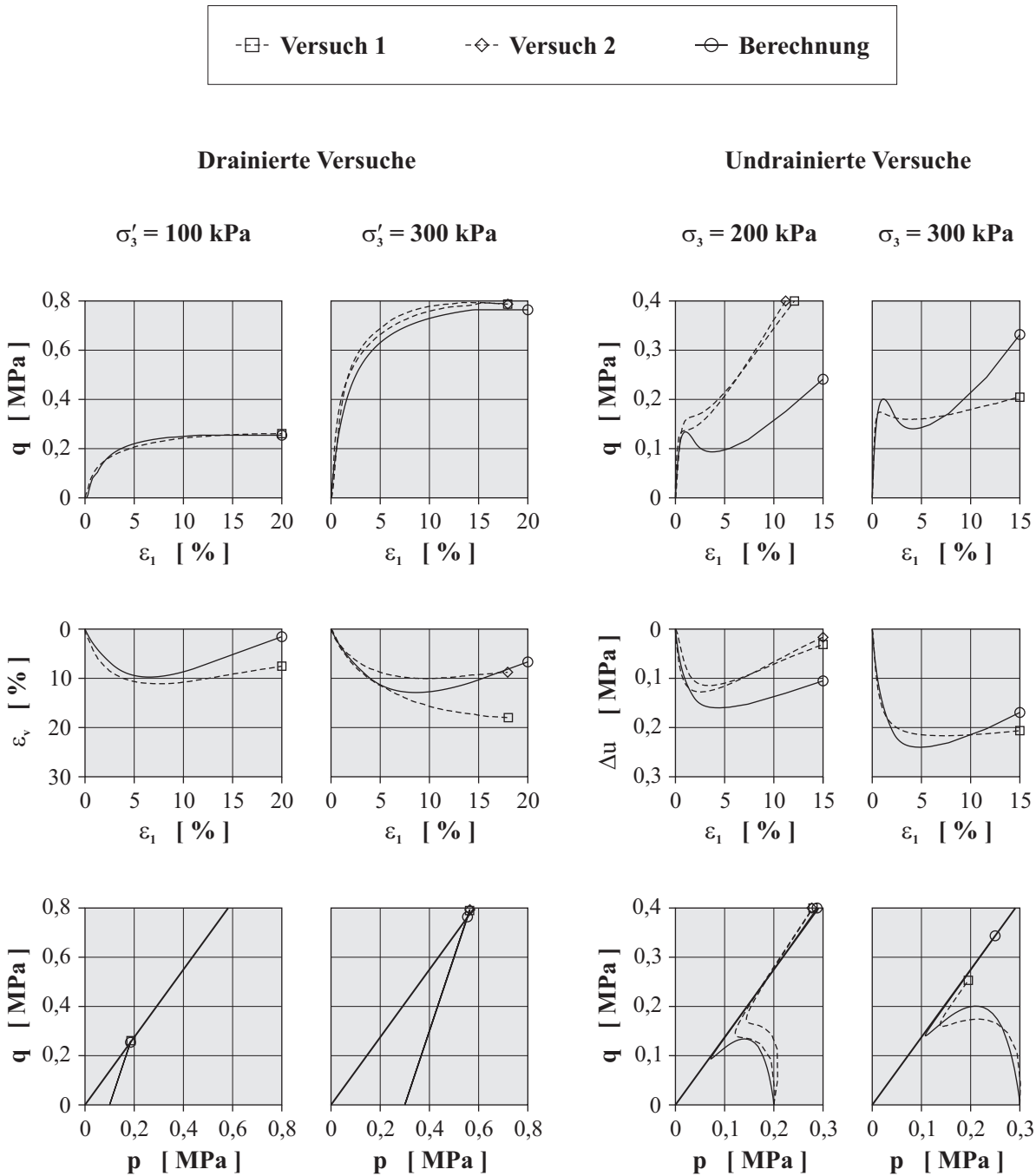


Abbildung 3.11: Drainierte (links) und undrainierte (rechts) Triaxialversuche – Vergleich der Versuchs- und der Berechnungsergebnisse für mitteldicht gelagerten Hostun-RF Sand

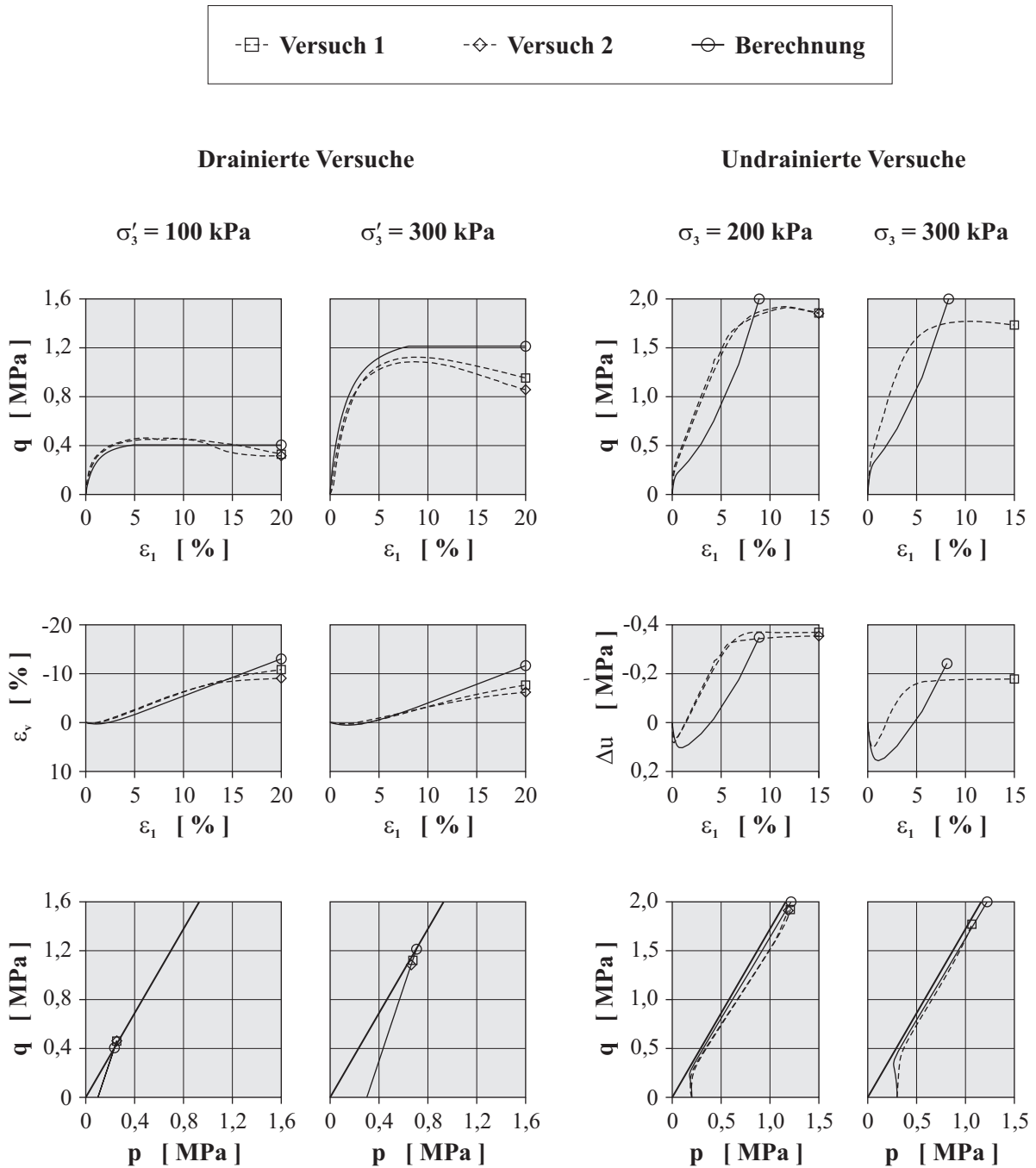


Abbildung 3.12: Drainierte (links) und undrainierte (rechts) Triaxialversuche – Vergleich der Versuchs- und der Berechnungsergebnisse für sehr dicht gelagerten Hostun-RF Sand

Tabelle 3.6: In den Berechnungen verwendete Parameter für Kaolinit

Benötigte Parameter	Kaolinit
E_{oed}^{ref} [MN/m ²]	0,75
E_{50}^{ref} [MN/m ²]	1,50
E_{ur}^{ref} [MN/m ²]	10,0
γ [MN/m ³]	0,0
c' [kN/m ²]	0,01
φ' [°]	21,0
ψ_{peak} [°]	0,0
ψ_0 [°]	-4,0
m [–]	1,0
ν_{ur} [–]	0,20
K_0^{NC} [–]	0,64

Berechnungen nicht einfach ist, da sich die Porenzahl nur unwesentlich ändert. Auf diese Problemstellung wird in Abschnitt 4.3.1 genauer eingegangen.

3.4.5 Triaxialversuche an Kaolinit

Bei den Ton-Versuchen handelt es sich um drainierte und undrainierte Triaxialversuche aus der Literatur für ein im Labor aufbereitetes Kaolinit. Die Daten stammen von BIA-REZ UND HICHER (1994) und BARD (1993). Die in den Berechnungen verwendeten Parameter sind Tabelle 3.6 zu entnehmen. Bei den undrainierten Berechnungen kommt wiederum Methode 1 zur Anwendung. Die Ergebnisse und der Vergleich mit den Versuchsdaten von zwei drainierten und zwei undrainierten Versuchen sind in Abbildung 3.13 dargestellt. Die Seitenspannungen liegen mit 600 und 800 kPa für die drainierten und mit 2.000 und 4.080 kPa für die undrainierten Versuche sehr hoch.

Wie beim Hostun-RF Sand zeigt sich, dass die Ergebnisse der Berechnung für die drainierten Versuche sehr gut mit den Versuchsdaten übereinstimmen. Sowohl die Spannungs-Dehnungs-Kurve im ε_1 - q -Diagramm, als auch die Entwicklung der Volumendehnung ε_v zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten.

Bei den undrainierten Versuchen zeigt sich hingegen ein anderes Bild. Bei der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke liegen die Berechnungs- und die Versuchsergebnisse noch fast deckungsgleich übereinander. Die Spannungspfade sind vor allem im Anfangsbereich jedoch viel zu steil. Des Weiteren wird die maximale Deviatorspannung q_f und somit auch die undrainierte Scherfestigkeit überschätzt. Diese Unterschiede sind bei der kleineren Hauptspannung von 2.000 kPa noch von untergeordneter Bedeutung,

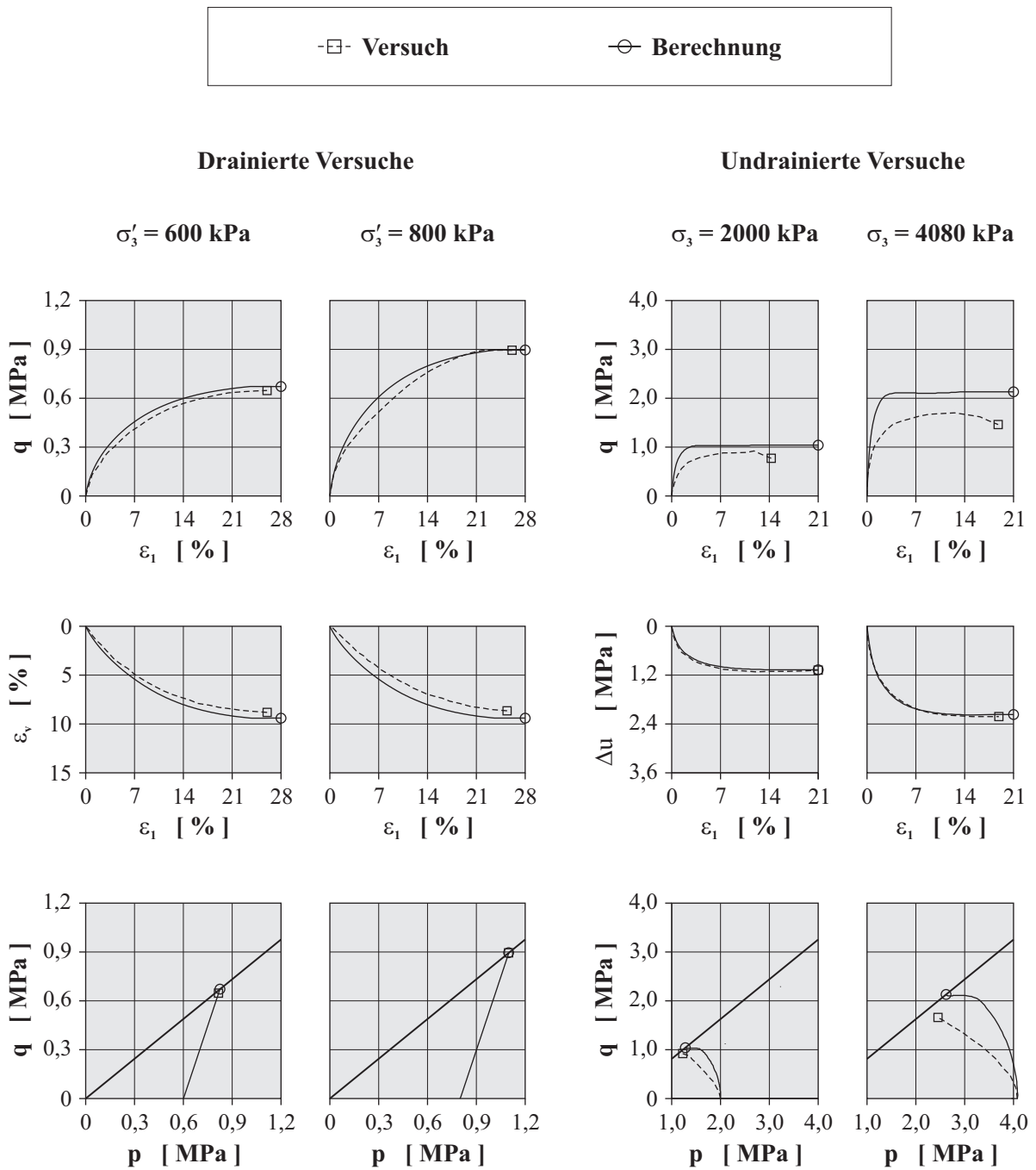


Abbildung 3.13: Drainierte (links) und undrainierte (rechts) Triaxialversuche – Vergleich der Versuchs- und der Berechnungsergebnisse für das Kaolinit

fallen bei der größeren Seitenspannung von 4.080 kPa aber sehr deutlich aus. Das Hauptproblem liegt im Fall des Kaolinitis genau bei diesen sehr hohen Seitenspannungen. Mit Seitenspannungen größer 2.000 kPa herrscht bei den undrainierten Versuchen im Vergleich zu den drainierten Versuchen ein anderes Spannungsniveau. So finden sich in BIAREZ UND HICHER (1994) sechs undrainierte Versuche mit Seitenspannungen von 2.000 bis 12.000 kPa. Es ist klar, dass im Vergleich zu den drainierten Versuchen mit 600 und 800 kPa Seitenspannung bei den undrainierten Versuchen andere Ausgangsbedingungen mit anderen Porenzahlen und vor allem auch mit anderen Reibungswinkeln vorliegen. Je größer die Ausgangsspannung, desto größer ist auch der Fehler, den man bei Verwendung von nur einem Parametersatz macht. Betrachtet man die effektiven Spannungspfade in Abbildung 3.13, so ist zu erkennen, dass der gemessene Spannungspfad bei einer Seitenspannung von 2.000 kPa die in den Berechnungen verwendete MOHR-COULOMBSche Grenzbedingung noch fast erreicht (verwendeter Reibungswinkel annähernd richtig). Bei einer Seitenspannung von 4.080 kPa ist der Unterschied schon deutlich größer (verwendeter Reibungswinkel ist zu hoch). Dies spiegelt sich in der deutlichen Überschätzung der maximalen Deviatorspannung wider. Leider konnten keine undrainierten Versuche bei kleineren Seitenspannungen gefunden werden und auf einen zweiten Parametersatz wurde verzichtet.

Weiterhin fällt das horizontale Ende der effektiven Spannungspfade der undrainierten Versuche auf. Dies liegt an der verwendeten modifizierten Formulierung der Dilatanz nach Gleichung 3.18. Für den Dilatanzwinkel bei kleinen Spannungsverhältnissen wird, wie beim mitteldicht gelagerten Hostun-RF Sand, ein Wert von $\psi_0 = -4,0^\circ$ verwendet. Dadurch entstehen so große Porenwasserüberdrücke, dass die Deviatorspannung vor dem Grenzzustand zwar nicht abnimmt wie beim Hostun-RF Sand in Abbildung 3.11, aber nahezu konstant bleibt. So erreicht die Deviatorspannung für eine Seitenspannung von 4.080 kPa in Abbildung 3.13 bereits bei einer Axialdehnung von circa 4 Prozent ein Plateau, wohingegen die Porenwasserüberdrücke erst bei circa 12 Prozent (tatsächliches Versagen) nicht weiter ansteigen.

Die Unterschiede zwischen den undrainierten Berechnungsergebnissen und den Versuchskurven lassen sich folglich auf der einen Seite durch den falschen Reibungswinkel, aber auf der anderen Seite auch mit der Fließbedingung des Hardening-Soil Modells erklären. Der konstante Dilatanzwinkel ψ_0 bei kleinen Hauptspannungsverhältnissen scheint auch hier nicht optimal zu sein. Obwohl die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke nahezu exakt abgebildet werden konnte, zeigt der effektive Spannungspfad insbesondere im Anfangsbereich ein zu steifes Verhalten. In diesem Fall wäre ein geringerer Steifemodul E_{oed} hilfreich, denn dieser hat eine flachere Kappe zur Folge.

Abschließend lässt sich sagen, dass sowohl für den Sand als auch den Ton die größten Probleme bei den undrainierten Berechnungen auftauchen. Dies liegt zum einen an den erwähnten Beschränkungen des verwendeten Stoffgesetzes und am sehr hohen Spannungsniveau der undrainierten Ton-Versuche. Andererseits hängt das Ergebnis einer undrainierten Berechnung sehr viel stärker von den verwendeten Parametern ab als bei einer drainierten Berechnung. Dies gilt insbesondere bei Verwendung von Methode 1. In diesem Fall reagiert das Ergebnis oder die berechnete undrainierte Scherfestigkeit sehr sensibel auf die verwendeten Parameter; vor allem auf den Einfluss der Dilatanz wird

Tabelle 3.7: In der Sensitivitätsanalyse verwendete Parameter für das Ausgangsmaterial

Benötigte Parameter		MOHR-COULOMB	Hardening-Soil
E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	–	10,0
E_{50}^{ref} / E	[MN/m ²]	– / 10,0	10,0 / –
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	–	40,0
γ	[MN/m ³]	0,0	0,0
c'	[kN/m ²]	20,0	20,0
φ'	[°]	20,0	20,0
m	[–]	–	0,60
ν_{ur} / ν	[–]	– / 0,33	0,20 / –
K_0^{NC}	[–]	0,685	0,685

an dieser Stellen nochmals hingewiesen. Um diese Problematik aufzuzeigen, wird im nächsten Abschnitt eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt.

3.4.6 Sensitivitätsanalyse

In der Sensitivitätsanalyse soll der Einfluss der einzelnen Eingabeparameter auf das Ergebnis von undrainierten Berechnungen bei Verwendung von Methode 1 für das MOHR-COULOMB und das Hardening-Soil Modell aufgezeigt werden. Ausgehend von einem Ausgangsmaterial wird jeder Parameter zunächst um 50 Prozent reduziert und anschließend um den gleichen Betrag erhöht. Die übrigen Parameter bleiben dabei jeweils konstant. Die Ergebnisse dieser Variationen werden mit denen des Ausgangsmaterials verglichen. Als Ergebnisse werden wiederum die Deviatorspannung q über der Axialdehnung ε_1 , der Porenwasserüberdruck Δu über ε_1 und der effektive Spannungspfad sowie die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB für die in den Berechnungen verwendeten Scherparameter im p - q -Diagramm dargestellt. Die Ergebnisse des Ausgangsmaterials werden dabei als gestrichelte Linien und die Ergebnisse der Parametervariation als weiß hinterlegte Streubereiche abgebildet. Um den Einfluss der Dilatanz auf die Ergebnisse auszuschließen, wird der Dilatanzwinkel zu null gesetzt. Die übrigen in der Analyse verwendeten Parameter des Ausgangsmaterials für die beiden Stoffgesetze sind in Tabelle 3.7 aufgelistet.

Die Ergebnisse der Analyse sind in den Abbildungen 3.14 bis 3.16 dargestellt. Allgemein ist zu sagen, dass beim MOHR-COULOMB Modell lediglich die effektiven Scherparameter c' und φ' eine Auswirkung auf die undrainierte Scherfestigkeit c_u als Ergebnis der Berechnung ($c_u = \frac{1}{2}q_{max}$) besitzen. Beim Hardening-Soil Modell hingegen haben neben den Festigkeiten auch die Steifigkeiten und die anderen Parameter wie ν_{ur} und K_0^{NC} einen mehr oder weniger großen Einfluss auf c_u . Des Weiteren ist deutlich zu erkennen,

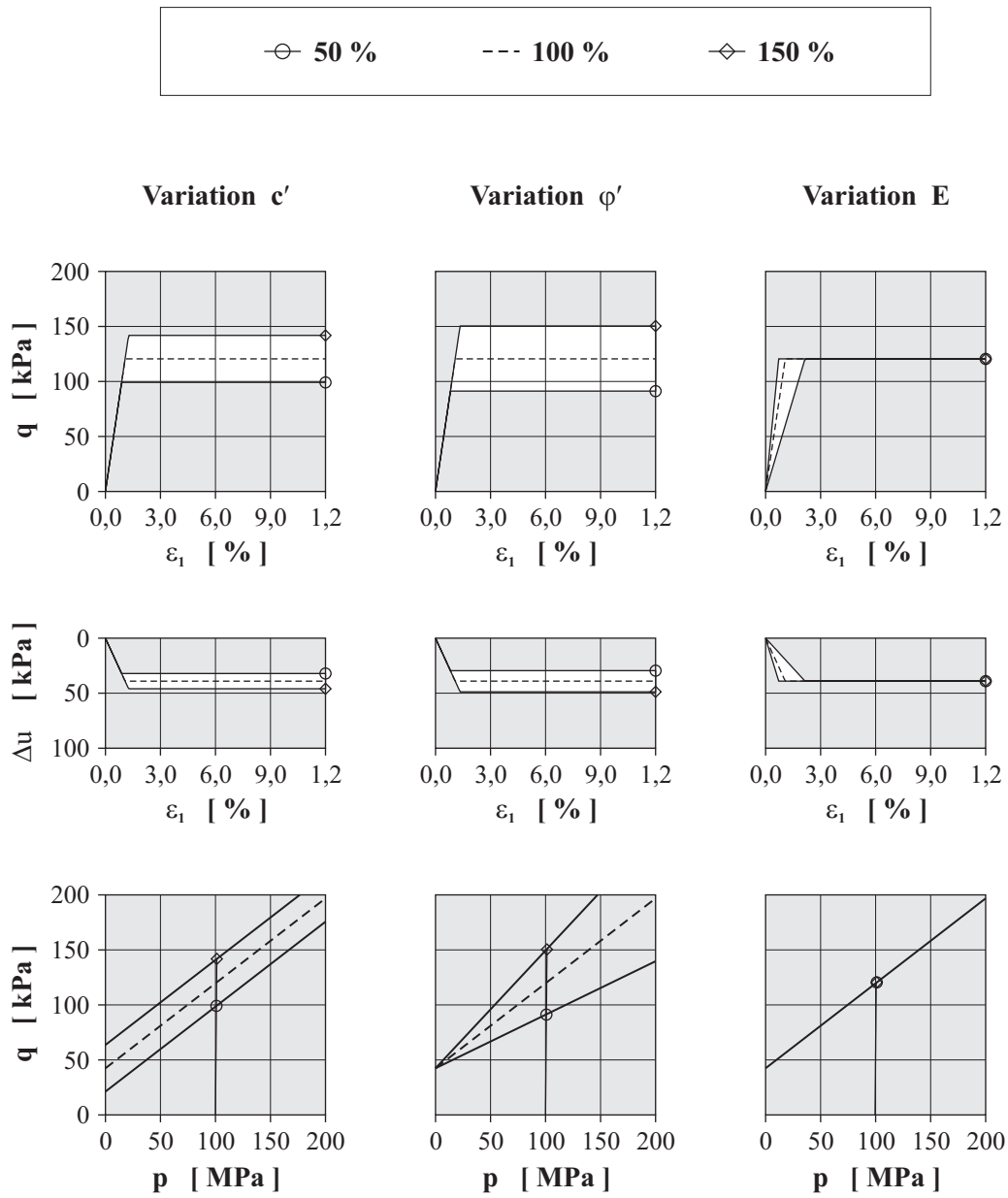


Abbildung 3.14: MOHR-COULOMB Modell – Einfluss des Reibungswinkels φ' , der Kohäsion c' und des Elastizitätsmodul E auf das Ergebnis eines undrainierten Triaxialversuchs für eine Seitenspannung von $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

dass das MOHR-COULOMB Modell die größeren Werte für c_u liefert (siehe Abschnitt 3.3). Für das Ausgangsmaterial ergibt sich eine undrainierte Scherfestigkeit von 60,2 kPa. Damit wird der Wert von 44,2 kPa aus dem Hardening-Soil Modell um rund 36 Prozent überschritten.

Diese Überschätzung beim MOHR-COULOMB Modell wird, wie bereits erwähnt, durch den nahezu senkrechten Spannungspfad bewirkt. Gleichzeitig bewirkt der senkrechte Spannungspfad, dass eine Änderung der effektiven Kohäsion unabhängig von der gewählten Seitenspannung stets den gleichen Einfluss hat. Unterschiedliche Werte für c' verursachen nur eine Verschiebung der Grenzbedingung (siehe Abbildung 3.14). Der Einfluss einer Änderung des Reibungswinkels nimmt hingegen mit steigender Seitenspannung zu. Die Porenwasserüberdrücke sind nicht so stark von diesen Änderungen betroffen und ergeben sich aus der Differenz zwischen totalem und effektivem Spannungspfad, die beide immer dieselbe Form aufweisen. Bei Variation des Elastizitätsmoduls ist kein Einfluss auf c_u zu erkennen. Lediglich die Anfangssteigung der Kurven im ε_1 - q - und im ε_1 - Δu -Diagramm ändern sich.

Bei den Berechnungen mit dem Hardening-Soil Modell fällt die Analyse der Ergebnisse nicht ganz so leicht. Es fällt vor allem auf, dass nahezu jeder Parameter einen Einfluss auf die undrainierte Scherfestigkeit und auf die Form des effektiven Spannungspfads besitzt. In Abbildung 3.15 sind die Ergebnisse für die Variation der Kohäsion c' , des Reibungswinkels φ' und des Exponenten m zu sehen. Lediglich die Änderung von c' hat überhaupt keinen Einfluss auf die Form des Spannungspfads, da sie in keiner Weise die Kappe und das elastische Verhalten beeinflusst. Durch die Verschiebung der Grenzbedingung ändert sich aber sehr wohl die maximale Deviatorspannung (und damit die undrainierte Scherfestigkeit) und der Porenwasserüberdruck. Der Exponent m hat zwar einen Einfluss, dieser ist aber so gering, dass er zu vernachlässigen und aus der Abbildung kaum ersichtlich ist. Da der Reibungswinkel φ' sowohl Einfluss auf den Parameter α in Gleichung 2.62 und damit auf die Kappe, als auch auf die Grenzbedingung besitzt, ändert sich sowohl die Form des Spannungspfads, als auch q_{max} und Δu . Auf Grund der gleichzeitigen Änderung der Kappe und der Grenzbedingung überwiegt dabei die Auswirkung auf Δu .

Abbildung 3.16 zeigt die Ergebnisse der Variation von E_{oed}^{ref} , E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} und damit den Einfluss der Steifigkeiten. Es fällt vor allem auf, dass im Gegensatz zu drainierten Versuchen alle drei Steifigkeiten einen Einfluss auf das Ergebnis haben. Bei drainierten Triaxialversuchen würde nur eine Änderung der Referenzsteifigkeit E_{50}^{ref} eine Änderung der Steigung der Spannungs-Dehnungskurve für Erstbelastung bewirken. Die berechnete maximale Deviatorspannung q_f bliebe natürlich gleich. Eine Variation von E_{oed}^{ref} oder E_{ur}^{ref} hätte in diesem Fall lediglich einen zu vernachlässigenden Einfluss. Bei einem undrainierten Triaxialversuch hingegen, ergeben sich bei Änderung aller Referenzsteifigkeiten unterschiedlich undrainierte Scherfestigkeiten. Auch die berechneten Porenwasserüberdrücke und die Spannungspfade variieren.

Der Einfluss von E_{oed}^{ref} und E_{50}^{ref} ist damit zu erklären, dass der Parameter α in Gleichung 2.62 neben K_0^{NC} hauptsächlich vom Verhältnis E_{50}^{ref} zu E_{oed}^{ref} abhängt (siehe auch SCHWEIGER (2002B)). Durch α wird die Form der Kappe und damit im wesentlichen die

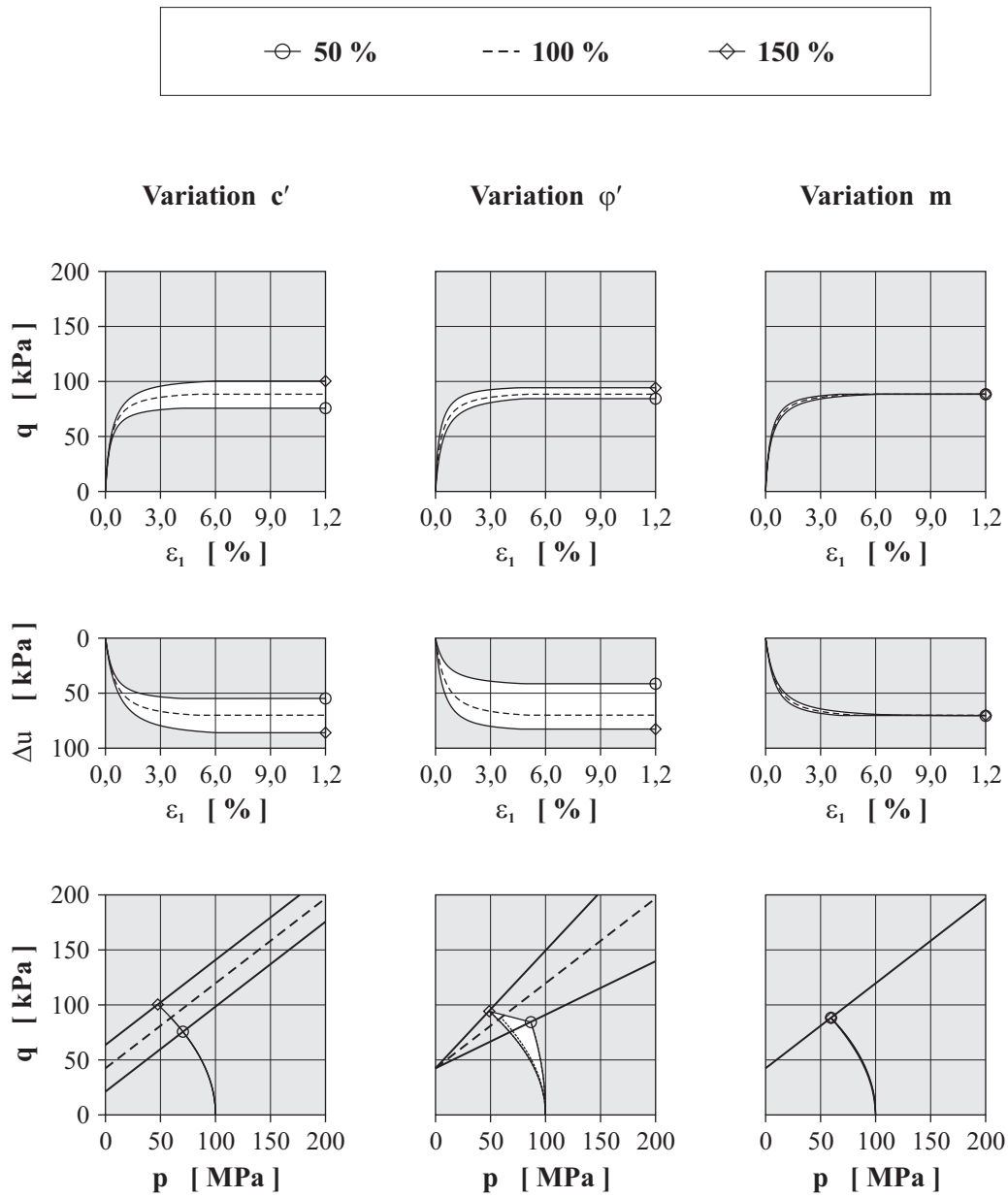


Abbildung 3.15: Hardening-Soil Modell – Einfluss des Reibungswinkels φ' , der Kohäsion c' und des Exponenten m auf das Ergebnis eines undrainierten Triaxialversuchs für eine Seitenspannung von $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

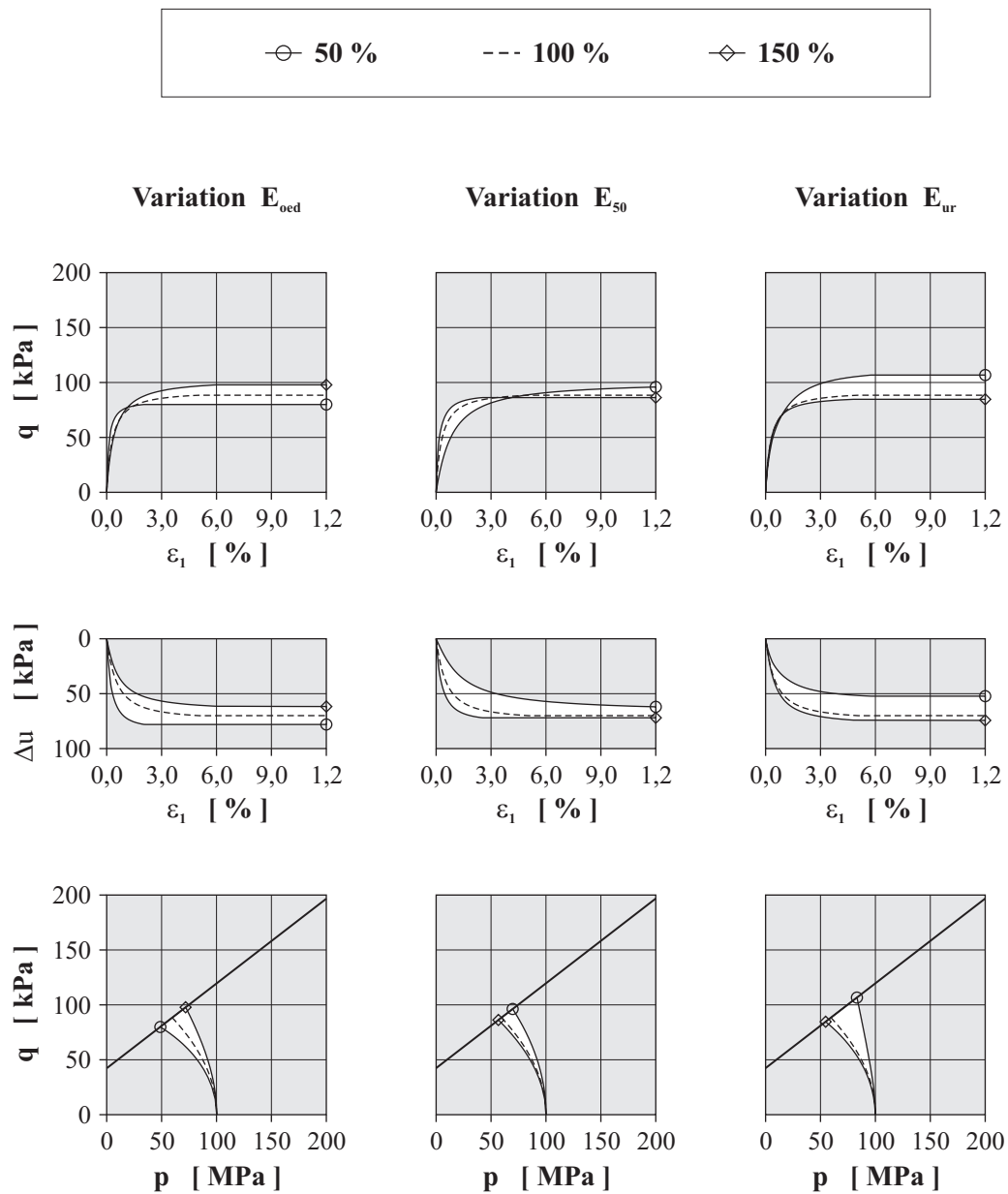


Abbildung 3.16: Hardening-Soil Modell – Einfluss der Referenzsteifigkeiten E_{oed}^{ref} , E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} auf das Ergebnis eines undrainierten Triaxialversuchs für eine Seitenspannung von $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

Form des Spannungspfads und die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke in einem undrainierten Triaxialversuch bestimmt. Bleibt bei einer Änderung der Steifigkeiten, das Verhältnis von E_{50}^{ref} zu E_{oed}^{ref} konstant, ändert sich auch der Spannungspfad nicht. Diese Tendenz ist in Abbildung 3.16 zu erkennen. So geht die Veränderung der Versuchskurven bei einer Erhöhung von E_{oed}^{ref} und bei einer Verringerung von E_{50}^{ref} in die gleiche Richtung. Dem entsprechend zieht eine Verringerung von E_{oed}^{ref} und eine Erhöhung von E_{50}^{ref} eine Verschiebung der Versuchsergebnisse in genau die entgegengesetzte Richtung nach sich. Dass es Unterschiede in den Ergebnissen gibt, liegt daran, dass sich das Verhältnis bei einer Verdopplung beziehungsweise Halbierung von E_{oed}^{ref} und einer Halbierung beziehungsweise Verdopplung von E_{50}^{ref} trotzdem ändert.

Der elastische Parameter E_{ur} beeinflusst hauptsächlich das elastische Verhalten. Dies hat bei einer undrainierten Berechnung zur Folge, dass ein geringerer Wert größere elastische Dehnungen $\Delta\varepsilon_v^e$ hervorruft. Somit entstehen auch größere plastische Dehnungen, was wiederum eine Auswirkung auf den Spannungspfad (siehe Abbildung 3.5) und damit auch auf die maximale Deviatorspannung q_f und Δu besitzt. Ein ähnliches Bild zeigt sich bei Variation von ν_{ur} , wobei die Auswirkungen hier bei weitem nicht so hoch und deswegen nicht dargestellt sind.

Ein weiterer wichtiger Parameter ist der Seitendruckbeiwert K_0^{NC} . Da das Verhältnis zwischen Horizontal- und Vertikalspannung bei eindimensionaler Kompression von der Form der Kappe bestimmt wird (siehe auch Abschnitt 2.3), ist die Kappe im Hardening-Soil Modell so gewählt, dass Werte von $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi'$ erreicht werden. Dieser Standardwert für K_0^{NC} kann bei der Eingabe auch manuell geändert werden, was folglich eine Auswirkung auf die Form der Kappe und damit wieder auf den effektiven Spannungspfad bei einer undrainierten Berechnung hat. Dieser Einfluss von K_0^{NC} ist nicht zu unterschätzen. In den hier vorgestellten Berechnungen ist in allen Berechnungen ein konstanter Seitendruckbeiwert verwendet worden.

3.4.7 Spannungspfadabhängigkeit

In diesem Abschnitt wird noch kurz auf die bereits erwähnte Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit vom Spannungspfad eingegangen. In Abbildung 3.17 sind die Ergebnisse eines triaxialen Kompressions- und Extensionsversuch mit dem MOHR-COULOMB und dem Hardening-Soil Modell gezeigt. Als Parametersatz wird der Datensatz nach Tabelle 3.7 für das Ausgangsmaterial verwendet. Beide Stoffgesetze liefern höhere c_u -Werte bei Kompression als bei Extension, was BJERRUM (1973) auch in Versuchen gemessen hat. Die Größe des Unterschieds in den Berechnungen hängt wiederum vom verwendeten Stoffgesetz ab. Das MOHR-COULOMB liefert in beiden Fällen die höheren undrainierten Scherfestigkeiten.

Im Fall der triaxialen Kompression wird c_u im Vergleich zum Hardening-Soil Modell um 36 Prozent überschätzt. Bei triaxialer Extension liegt die Überschätzung mit 47,3 zu 35,0 kPa immer noch bei rund 35 Prozent. Beide Modelle liefern im Fall des Ausgangsmaterials bei Extension um rund 21 Prozent geringere c_u -Werte als bei Kompression.

Alles in allem wird deutlich, wie empfindlich eine undrainierte Berechnung nach Me-

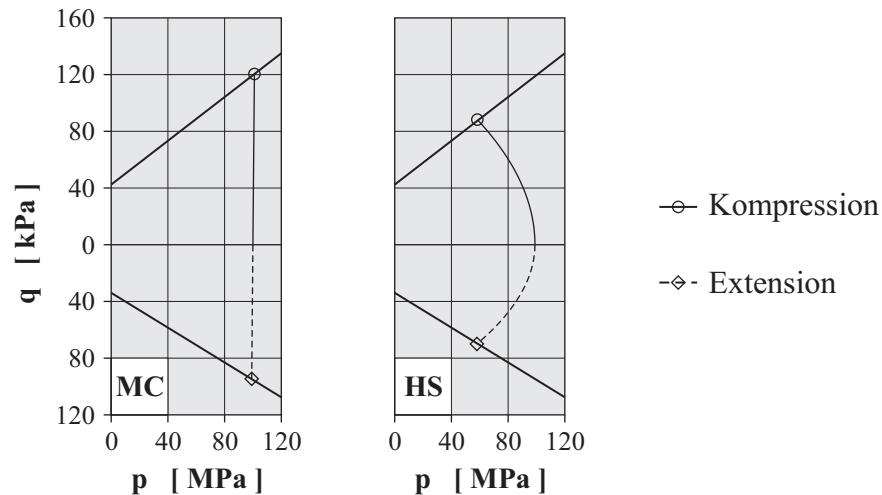


Abbildung 3.17: Spannungspfadabhängigkeit mit dem MOHR-COULOMB und dem Hardening-Soil Modell

thode 1 auf die Eingabeparameter und das verwendete Stoffgesetz reagiert. Prinzipiell ist es natürlich vorzuziehen, das undrainierte Verhalten mit effektiven Scherparametern zu beschreiben. Dies ist aber nur sinnvoll bei Verwendung eines hochwertigen Stoffgesetzes, welches die Spannungs- und die Spannungspfadabhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit simulieren kann. Da eine solche Berechnung eine hohe Sensibilität aufweist, kann sie nur erfahrenen Anwendern empfohlen werden. In Kapitel 5 wird noch einmal näher auf diese Problematik eingegangen und es werden Ergebnisse nach Methode 1 und 2 an Hand einer Baugrube in Singapur miteinander verglichen.

Kapitel 4

Geotechnisches Randwertproblem – Pfahlprobelbelastungen

Um die höher werdenden Gebäude heutzutage wirtschaftlich und sicher zu gründen, kommen neben reinen Pfahlgründungen immer öfter die Kombinierten Pfahl-Platten-gründungen (kurz KPP) zur Anwendung. Bei der Planung solcher Projekte nimmt die Bedeutung der FE-Methode weiter zu. Das Tragverhalten eines Einzelpfahls wird aber trotzdem noch einzig durch Probelbelastungen oder durch empirische Verfahren bestimmt. Aus diesem Grund sollen nachfolgend numerische Simulationen von zwei Probelbelastungen an Großbohrpfählen analysiert und die Probleme die bei solchen Analysen auftreten sollen angesprochen werden. Die erste Berechnung beschreibt das Last-Setzungs-Verhalten eines kurzen Großbohrpfahls ($\varnothing 1,3\text{ m}$, $L = 9,5\text{ m}$) in einem steifen Ton, die zweite das Verhalten eines langen Großbohrpfahls ($\varnothing 0,9\text{ m}$, $L = 23\text{ m}$) in Berliner Sand.

Das Kontaktverhalten zwischen Untergrund und Tragwerk, in diesem Fall der Pfahlmantel, ist bei der Berechnung einer Probelbelastung von entscheidender Bedeutung. Daher wird zunächst auf spezielle Finite Elemente, die zur Simulation der Baugrund-Tragwerk-Interaktion verwendet werden, eingegangen. Anschließend werden die Analysen der Probelbelastungen vorgestellt.

4.1 Interface-Elemente

Bei der numerischen Analyse von Probelbelastungen ist insbesondere die Kontaktzone zwischen Pfahlmantel und Untergrund von entscheidender Bedeutung. Das Verhalten in der Kontaktzone hängt in der Realität hauptsächlich von der Rauigkeit der Betonoberfläche und den Eigenschaften des Bodens ab. In einer numerischen Berechnung wird das Kontaktverhalten in der Regel durch sogenannten Interface-Elemente simuliert. Ein Überblick über die unterschiedlichen Arten dieser Elemente findet sich beispielsweise bei GOODMAN U. A. (1968), GENS U. A. (1988) oder WRIGGERS (2002). In diesem Abschnitt sollen die in dieser Arbeit verwendeten Interface-Elemente vorgestellt werden.

In Abbildung 4.1 ist zu sehen, wie ein solches Element mit einem Kontinuumselement verknüpft ist. Im Falle von sechsknotigen Dreieckselementen besteht ein Interface-Elemente aus drei Knotenpaaren. In Wirklichkeit haben die Knotenpaare jeweils die gleichen Koordinaten und das Element hat keine Dicke. Um die Relativverschiebungen zu berechnen, ist jedem Interface-Elemente jedoch eine virtuelle Dicke t_i zugeordnet. Die-

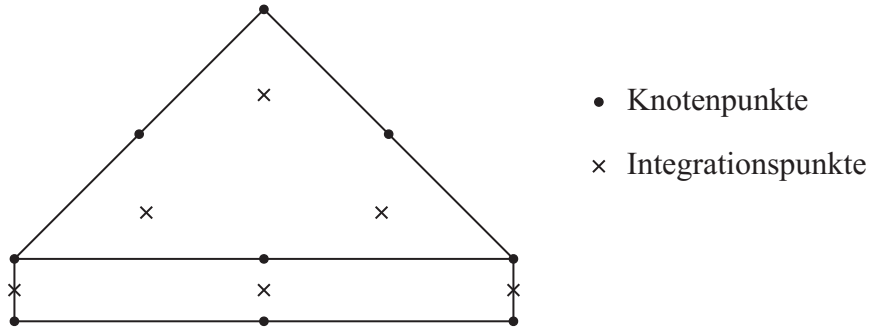


Abbildung 4.1: Knoten- und Spannungspunkte in einem Interface-Elemente und der Anschluss an ein Kontinuumselement

se virtuelle Dicke ist im verwendeten FE-Programm standardmäßig gleich zehn Prozent der mittleren Elementgröße.

Für die Interface-Elemente wird elastisch-plastisches Verhalten angenommen. Zur Unterscheidung zwischen elastischem und plastischem Verhalten wird die Grenzbedingung nach COULOMB nach Gleichung 2.20 verwendet. Für elastisches Verhalten müssen die Schubspannungen folgende Bedingung erfüllen:

$$\tau < \sigma'_n \tan \varphi'_i + c'_i \quad (4.1)$$

und für plastisches Verhalten gilt dann:

$$\tau = \sigma'_n \tan \varphi'_i + c'_i \quad (4.2)$$

wobei φ_i und c_i die effektiven Scherparameter des Interface-Elements sind. Diese werden mit Hilfe des Faktors R_{inter} aus den Scherparametern des Bodens ermittelt.

$$\begin{aligned} c_i &= R_{inter} c_{Boden} & \text{mit} & \quad 0 \leq R_{inter} \leq 1 \\ \tan \varphi_i &= R_{inter} \tan \varphi_{Boden} \\ \psi_i &= \begin{cases} 0^\circ & \text{für } R_{inter} < 1 \\ \psi_{Boden} & \text{für } R_{inter} = 1 \end{cases} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Neben den Festigkeiten besitzen die Interface-Elemente auch eine Steifigkeit, mit der die Relativbewegung u normal und tangential zur Kontaktfläche berechnet wird. Die elastischen Komponenten der Verschiebung errechnen sich zu:

$$\begin{aligned} u_n &= \frac{\sigma_n t_i}{E_{oed,i}} \\ u_t &= \frac{\tau t_i}{G_i} \end{aligned} \quad (4.4)$$

wobei G_i der Schub- und $E_{oed,i}$ der eindimensionale Kompressionsmodul des Interface-Elements ist. Die beiden Module werden aus dem Schubmodul des Bodens entsprechend folgender Gleichungen bestimmt:

$$G_i = R_{inter}^2 G_{Boden} \quad (4.5)$$

$$E_{oed,i} = 2 G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2 \nu_i} \quad \text{mit} \quad \nu_i = 0,45 \quad (4.6)$$

Somit hängen die berechneten Relativverschiebungen im Interface-Element von der virtuellen Dicke t_i und von den beiden Steifigkeiten $E_{oed,i}$ und G_i ab. Der im Programm verwendete Standardwert für t_i wird so gewählt, dass die Steifigkeiten nach Gleichung 4.5 einen angemessenen Wert⁷ annehmen. Der Schubmodul des Bodens G_{Boden} in Gleichung 4.5 wird im Fall des MOHR-COULOMB Modells mit Hilfe der Querdehnzahl ν_{Boden} aus dem konstanten Wert des Elastizitätsmoduls E_{Boden} berechnet.

Bei Verwendung des Soft-Soil (SS) und des Hardening-Soil (HS) Modells erfolgt diese Berechnung etwas anders. Hier wird der Kompressionsmodul des Interface-Elements $E_{oed,i}$ direkt aus den spannungsabhängigen elastischen Parametern der Modelle bestimmt:

$$E_{oed,i}^{SS} = \frac{p}{\kappa^*} \quad \text{und} \quad E_{oed,i}^{HS} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi' + \sigma'_n \sin \varphi'}{c \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (4.7)$$

Der Schubmodul G_i wird bei diesen beiden Modellen dann durch Umformung von Gleichung 4.6 bestimmt. Durch dieses Vorgehen wird gewährleistet, dass auch für das Soft-Soil und das Hardening-Soil Modell eine angemessene Steifigkeit⁷ für das Interface-Element gefunden wird und die Berechnungsergebnisse nicht allein von diesen Parametern abhängen. Im nächsten Abschnitt wird gezeigt, dass der Einfluss der Steifigkeit bei Verwendung unterschiedlicher Stoffgesetze zu vernachlässigen ist.

Im Fall von undrainierten Berechnungen ändert sich am Vorgehen beziehungsweise bei der Bestimmung der Festigkeiten und Steifigkeiten nichts, lediglich für die Querdehnzahl ν_i wird in diesem Fall ein Wert von $\nu_i = 0,495$ anstatt von $\nu_i = 0,45$ genommen.

Es ist noch anzumerken, dass im verwendeten FE-Programm die Möglichkeit besteht einen eigenen Parametersatz für das Interface-Element zu definieren. Dadurch können dem Interface-Element die gewünschten Eigenschaften zugewiesen werden, welche dann nicht vom umgebenden Boden und der Umrechnung mit oben genannten Formeln abhängig sind.

⁷Mit diesen Steifigkeiten wird in Verbindung mit der virtuellen Dicke t_i vermieden, dass die Berechnung numerisch instabil verläuft (Gefahr der Instabilität vor allem bei hohen Steifigkeiten) und die Verformungen im Interface-Element unrealistisch groß werden (Gefahr vor allem bei niedrigen Steifigkeiten).

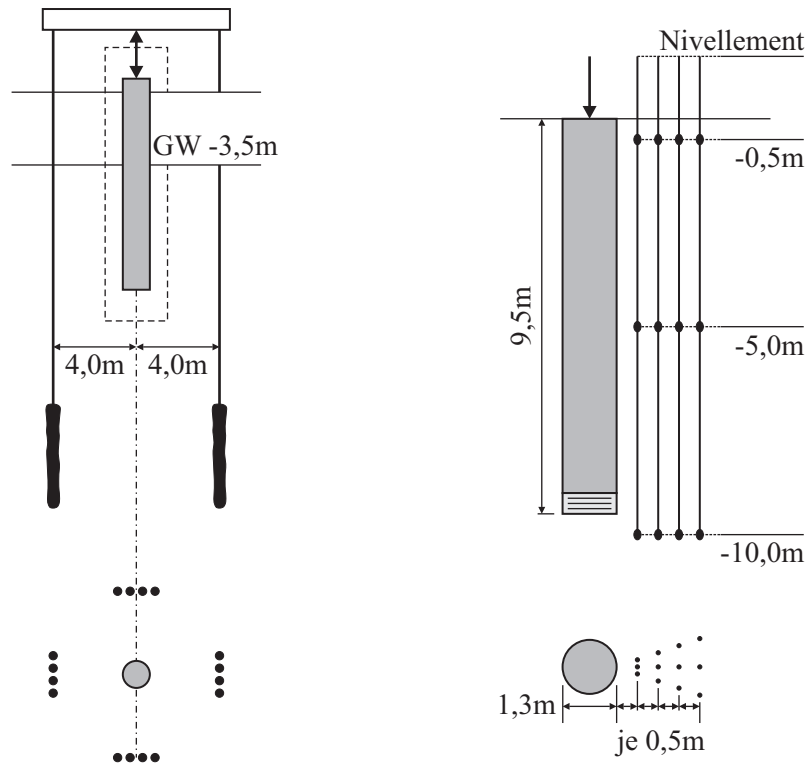


Abbildung 4.2: Belastungskonstruktion und Messvorrichtung

4.2 Probelastung in einem steifen Ton

Die betrachtete Pfahlprobelastung wurde für die Gründung der Talbrücke Alzey im Rahmen des Neubaus der Autobahn A 14 durchgeführt (SOMMER UND HAMBACH (1974)). Der Untergrund an der Stelle der Probelastung besteht aus tertiären Sedimenten bis in große Tiefen. Es handelt sich dabei hauptsächlich um steife, überkonsolidierte Tone ($w_p = 0,2$, $w_l = 0,8$ und $w = 0,22$). Der Grundwasserspiegel liegt 3,5 Meter unter Geländeoberkante.

Es wurden mehrere Pfähle getestet. Der hier betrachtete Pfahl hat einen Durchmesser von 1,3 Meter und eine Länge von 9,5 Meter. Die Belastungskonstruktion bestand aus Peiner-Trägern, die rückverankert wurden. Die 16 Verpressanker lagen vier Meter seitlich der Pfahlachse und hatten eine Länge von 20 Meter. Der Spitzendruck wurde mit Hilfe von drei Druckkissen und die Pfahlkopfsetzungen mit Hilfe von Messuhren (Genauigkeit $\frac{1}{100}$ Millimeter) gemessen. Zusätzlich wurden die Setzungen im Untergrund neben dem Pfahl mit Hilfe von vier Pegeln und einem Nivellement (Genauigkeit $\frac{1}{10}$ Millimeter) gemessen. Angaben zur Belastungskonstruktion und Messvorrichtung sind Abbildung 4.2 zu entnehmen.

Die Probelastung wird mit Hilfe des MOHR-COULOMB (MC), des Soft-Soil (SS) und des Hardening-Soil (HS) Modells nachgerechnet. Die in den Berechnungen verwendeten Parameter basieren auf EL-MOSSALLAMY (1999) und sind entsprechend der unter-

Tabelle 4.1: In den Berechnungen verwendete Parameter

Stoffgesetz		Hardening-Soil	Soft-Soil	MOHR-COULOMB	Linear-elastisch (Pfahl)
γ	[kN/m ³]	20,0	20,0	20,0	25,0
c'	[kN/m ²]	20,0	20,0	20,0	–
φ'	[°]	20,0	20,0	20,0	–
ψ_{peak}	[°]	0,0	0,0	0,0	–
K_0^{NC}	[–]	$1 - \sin \varphi$	$1 - \sin \varphi$	$1 - \sin \varphi$	–
ν_{ur} / ν	[–]	0,2 / –	0,2 / –	– / 0,3	– / 0,2
E_{50}^{ref} / E	[MN/m ²]	45,0 / –	–	– / 60,0	– / 30.000
E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	33,0	–	–	–
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	90,0	–	–	–
λ^*	[–]	–	0,003	–	–
κ^*	[–]	–	0,001	–	–
m	[–]	0,5	–	–	–
R_{inter}	[–]	1,0	1,0	1,0	–
K_0	[–]	0,8	0,8	0,8	–

schiedlichen Modelle Tabelle 4.1 zu entnehmen. Das Verhalten des Pfahls wird als linear-elastisch angenommen. Da genaue Daten zum Überkonsolidationsverhältnis OCR des Tons fehlen, wird das überkonsolidierte Verhalten des Tons nur durch den erhöhten K_0 -Wert nach EL-MOSSALLAMY berücksichtigt. Der modifizierte Kompressionsbeiwert λ^* wird aus der Oedometersteifigkeit E_{oed}^{ref} bei einer Referenzspannung von 100 kPa nach Gleichung 4.8 berechnet. Für das Verhältnis λ^* zu κ^* wird das gleiche Verhältnis wie zwischen E_{oed}^{ref} und E_{ur}^{ref} genommen. Da E_{ur}^{ref} ungefähr dreimal höher ist als E_{oed}^{ref} , muss dementsprechend κ^* dreimal kleiner sein als λ^* .

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad (4.8)$$

Wie bereits erwähnt, wird die Berechnung drainiert durchgeführt. Je steifer die Tone, desto unwahrscheinlicher wird ein rein undrainiertes Verhalten werden. In solchen Fällen ist eher eine undrainierte Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsberechnung anzuwenden. REUL (2000) führte solche gekoppelte Berechnungen in einem ähnlichen tertiären Ton, dem Frankfurter Ton, durch. Dabei untersuchte er unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeiten für eine Probelastung an einem Einzelpfahl. Es ergaben sich nur marginale Unterschiede zur drainierten Berechnung, was im Einklang steht mit Untersuchungsergebnissen von POULOS UND DAVIS (1980). Daher wird im Fall des hier

vorliegenden steifen Tones, der in der Regel auch eher teil- als voll gesättigt ist, eine drainierte Berechnung gewählt.

Allen Berechnungen liegt ein rotationssymmetrisches FE-Modell zu Grunde. Es ist neun Meter breit, 15 Meter hoch und besteht aus 15-knotigen Dreieckselementen mit einer Ansatzfunktion vierter Ordnung. Je nach Berechnungsart werden am Pfahlmantel und am Pfahlfuß Interface-Elemente angeordnet. Diese Elemente werden jeweils über den Pfahlfuß hinaus um 0,65 Meter (Pfahlradius) verlängert, um Spannungsspitzen am Ende des Interface-Elements zu vermeiden. In einem Bereich von 3 x 12 Meter wird das Netz verfeinert um die Setzungen neben dem Pfahl ausreichend genau berechnen zu können.

Die eigentliche Berechnung der Probelastung gliedert sich in neun Phasen. In der ersten Phase werden die Ausgangsspannungen generiert. Im zweiten Schritt wird die Pfahlherstellung simuliert. Dabei werden in den Elementen, die den Pfahl repräsentieren, die Materialeigenschaften des Bodens gegen die des Betons getauscht. Diese einfache Modellierung der Pfahlherstellung steht im Widerspruch zu den komplexen Verhältnissen bei der realen Herstellung des Bohrpfahls. Aus Messungen ist jedoch bekannt, dass sich der In-situ-Spannungszustand seitlich des Pfahls durch die verrohrte Herstellung nur unwesentlich ändert. KATZENBACH U. A. (1995) zeigen dies für ähnliche Untergrundverhältnisse (Frankfurter Ton) an Großbohrpfählen. In Phase drei werden die Verschiebungen aus der Pfahlherstellung zu Null gesetzt und mit der Belastung begonnen. Der Versuch wird in der FE-Berechnung weggesteuert durchgeführt. So wird in Phase drei eine Verschiebung von einem Millimeter aufgebracht, die in den weiteren Phasen über 2 auf 4, 8, 16, 30 und in Phase neun auf 70 Millimeter gesteigert wird. Am Ende jeder Phase werden die Schubspannungen am Pfahlmantel beziehungsweise im Interface-Element über die Mantelfläche aufintegriert. Das Integral der Schubspannungen, abzüglich der aufintegrierten Schubspannungen unmittelbar nach der Pfahlherstellung (Phase zwei), entspricht dann dem Mantelwiderstand bei der entsprechenden Pfahlkopfsetzung. Der Spitzenwiderstand ergibt sich aus der Differenz von Gesamt- und Mantelwiderstand.

4.2.1 Netzabhängigkeit

Um die Netzabhängigkeit der numerischen Berechnungen zu untersuchen, werden Analysen mit und ohne Interface-Elemente zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion am Pfahlfuß und -mantel durchgeführt. Bei Berechnungen mit Interface-Elementen muss eine Entscheidung getroffen werden, in welchem Maße die Scherfestigkeit in der Kontaktzone reduziert werden soll. MOORMANN (2002) hat direkte Scherversuche zwischen tertiärem Frankfurter Ton, vergleichbar mit dem steifen Ton der Probelastung, und drei unterschiedlich strukturierten Betonoberflächen durchgeführt. Die Adhäsion a' in der Kontaktfläche entsprach dabei annähernd der Kohäsion des Tons und das Verhältnis des Reibungswinkels in der Kontaktfläche und des Reibungswinkels des Tons δ'/φ' betrug 0,95. Ähnliche Werte findet POTYONDY (1961) sogar für glatte Betonoberflächen. Das Verhältnis von δ'/φ' liegt hier um 0,9 und das Verhältnis a'/c' liegt mit 0,55 etwas unter

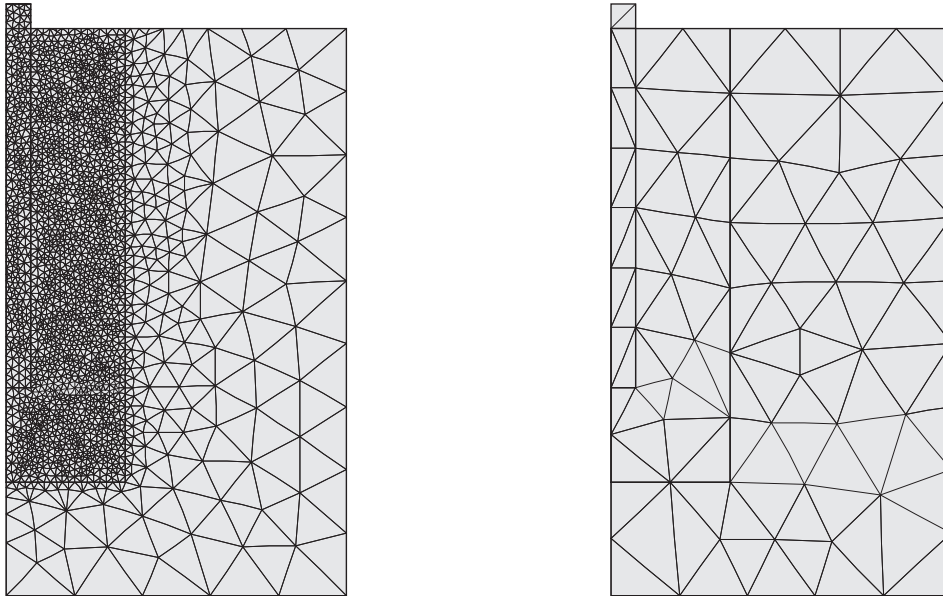


Abbildung 4.3: Sehr feines und sehr grobes Netz für die Berechnungen ohne Interface-Elemente

den Werten der rauen Oberfläche. In den in dieser Arbeit vorgestellten Berechnungen wird die Festigkeit der Interface-Elemente für die raue Betonoberfläche des Bohrpfahls nicht reduziert ($R_{inter} = 1$).

In den Analysen zur Netzfeinheit werden drei unterschiedlich feine Netze im Bereich des Pfahls berücksichtigt. In Abbildung 4.3 ist das feinste (links) und das größte (rechts) FE-Netz abgebildet. Die Ergebnisse für das MOHR-COULOMB und das Hardening-Soil Modell sowie für Berechnungen mit und ohne Interface-Elemente sind Abbildung 4.4 zu entnehmen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind lediglich Ergebnisse für das feinste und das größte FE-Netz dargestellt. Die Pfahlwiderstände sind getrennt für Spitzen- (R_b), Mantel- (R_s) und Gesamtwiderstand (R) abgebildet. Die Bezeichnungen für die einzelnen Widerstände sind entsprechend DIN 1054:2005-01 (2005) gewählt.

Der Vorteil der Interface-Elemente wird bei Betrachtung der Ergebnisse schnell ersichtlich. Die Feinheit des Netzes spielt bei Berechnungen mit Interface-Elementen nahezu keine Rolle, was sich sowohl für das MOHR-COULOMB als auch das Hardening-Soil Modell zeigt. Gleiches gilt auch für das Soft-Soil Modell. Der Verlauf des Mantelwiderstands ist für ein feines und ein grobes Netz identisch. Nur für den Spitzenwiderstand zeigt sich ein Unterschied. Der Spitzenwiderstand ist für das grobe Netz in Abhängigkeit vom verwendeten Stoffgesetz 10 bis 14 Prozent größer als für das feine Netz. Beim groben Netz ist unter dem Pfahlfuß nur noch ein Element angeordnet (Abbildung 4.3 rechts), was zu dieser leichten Überschätzung führt. Eine gewisse Mindestanzahl an Finiten Elementen am Pfahlfuß ist also notwendig.

Bei den Berechnungen ohne Interface-Elemente spielt die Feinheit des Netzes hingegen eine große Rolle. Es ergeben sich beim groben Netz deutlich größere Spitzen- und

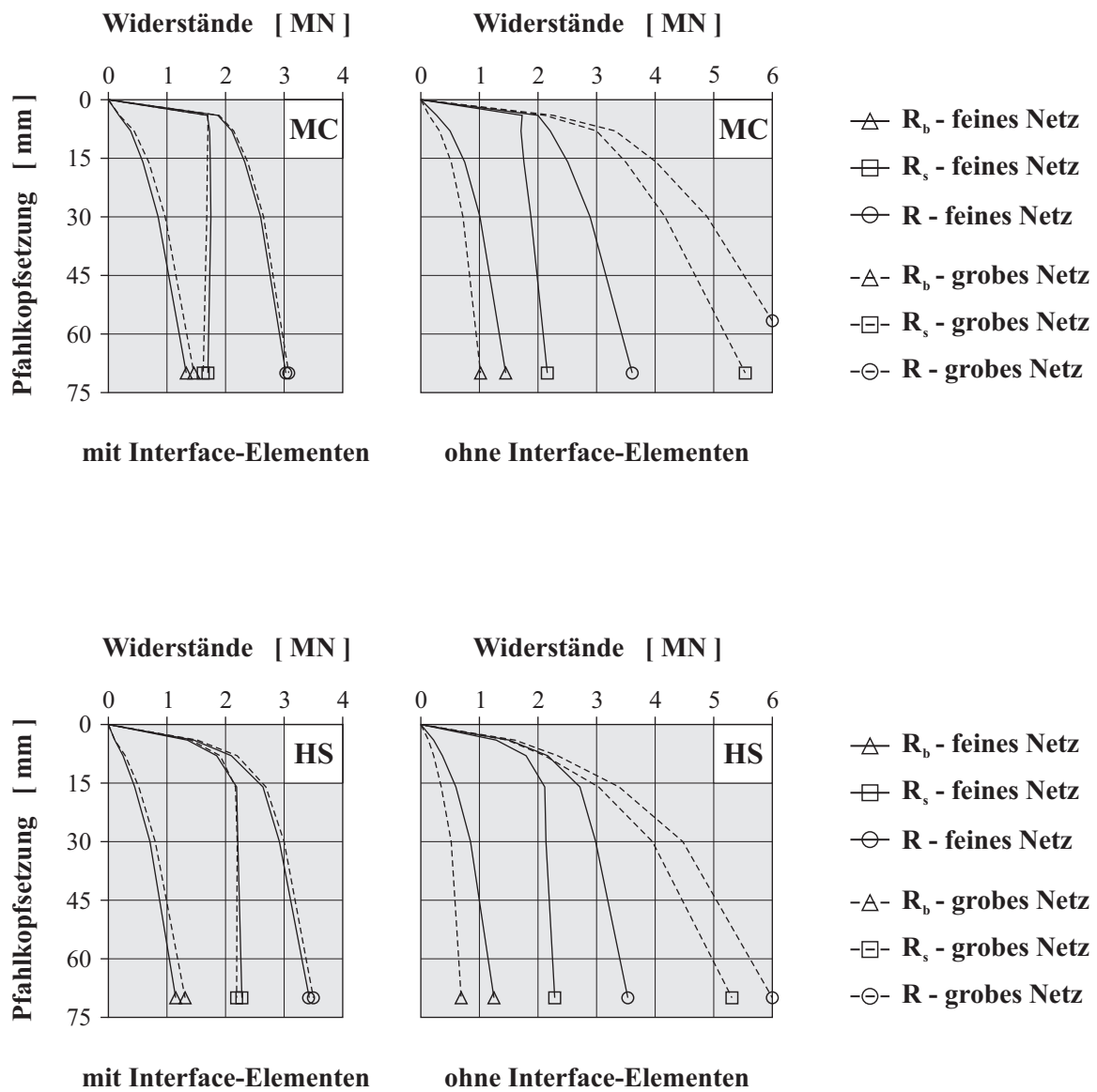


Abbildung 4.4: Netzabhängigkeit bei Berechnungen mit Interface-Elementen (links) und ohne Interface-Elementen (rechts) für das MC-Modell (oben) und das HS-Modell (unten) ($\varnothing 1,3\text{ m}$, $L = 9,5\text{ m}$)

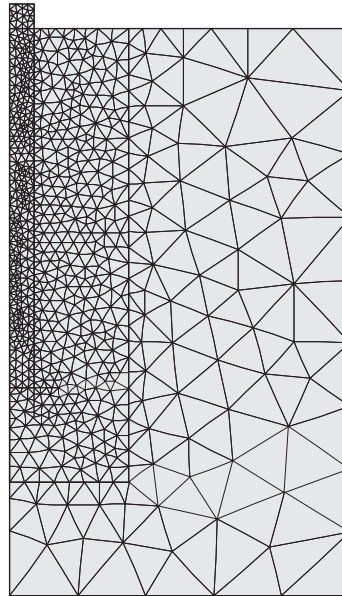


Abbildung 4.5: In den weiteren Berechnungen verwendetes FE-Netz

Mantelwiderstände und damit auch größere Gesamt widerstände, wobei der Einfluss der Netzfeinheit auf den Mantelwiderstand am stärksten ist. So wird bei einem gröberen Netz sehr viel mehr Boden zur Lastabtragung herangezogen als bei einem sehr feinen Netz oder bei Berechnungen mit Interface-Elementen. So liegen die Spannungspunkte der finiten Elemente bei grobem Netz weiter vom Pfahlschaft entfernt als bei einem feinem Netz. Bei Berechnungen mit Interface-Elementen liegen die Spannungspunkte sogar am Pfahlmantel und es sind Relativbewegungen zwischen Pfahl und Boden im Schaftbereich möglich. Um diese Netzabhängigkeit auch bei Berechnungen ohne Interface-Elemente zu vermeiden, sind nach REUL (2000) und DE SANCTIS (2003) am Pfahlmantel Finite Elemente mit einer Breite von maximal zehn Prozent des Pfahldurchmessers erforderlich. Durch die Verwendung von Interface-Elementen lässt sich daher die Anzahl der Elemente in der FE-Berechnung deutlich reduzieren, was insbesondere bei dreidimensionalen Berechnungen zu einer erheblich Einsparung von Rechenzeit führt.

4.2.2 Ergebnisse der unterschiedlichen Stoffgesetze

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse für die unterschiedlichen Stoffgesetze – MOHR-COULOMB (MC), Soft-Soil (SS) und Hardening-Soil (HS) Modell – miteinander verglichen. In den Berechnungen werden Interface-Elemente verwendet, so dass ein gröberes FE-Netz als in Abbildung 4.3 links gewählt werden konnte. Da auch die Setzungen neben dem Pfahlschaft mit Messungen verglichen werden sollen, ist das Netz aber feiner als in Abbildung 4.3 rechts. Das verwendete FE-Netz ist in Abbildung 4.5 abgebildet. Die Ergebnisse der Berechnungen sind getrennt für den Spitzenwiderstand R_b ,

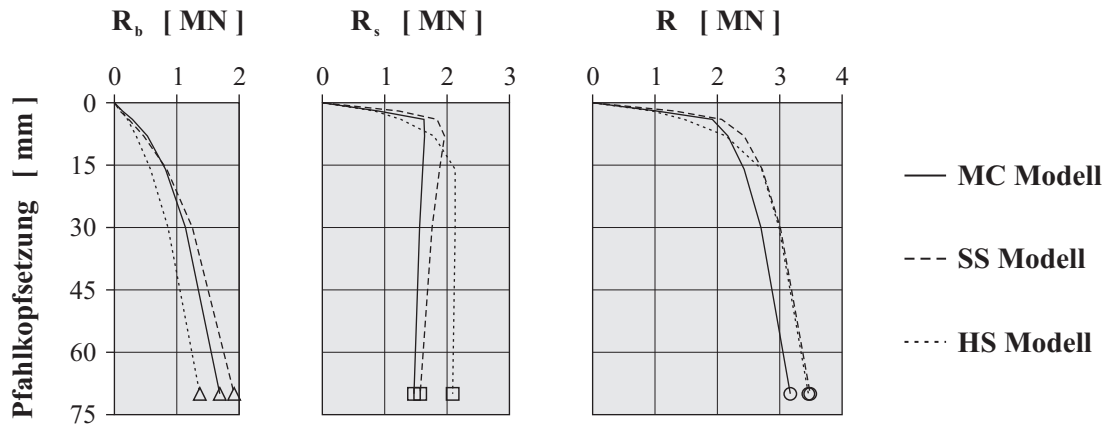


Abbildung 4.6: Spitzenwiderstand R_b (links), Mantelwiderstand R_s (Mitte) und Gesamtwiderstand R (rechts) für das MC-, SS- und HS-Modell ($\varnothing 1,3\text{ m}$, $L = 9,5\text{ m}$)

den Mantelwiderstand R_s und den Gesamtwiderstand R in Abbildung 4.6 dargestellt.

Vergleicht man die Last-Setzungskurven für den Spitzenwiderstand R_b , ist klar ersichtlich, dass alle Kurven dieselbe Form aufweisen. Dabei verhält sich das MC-Modell jedoch steifer als das HS-Modell und das SS-Modell verhält sich sogar noch steifer als das MC-Modell. Diese Unterschiede ergeben sich aus der unterschiedlichen Formulierung der Steifigkeiten in den einzelnen Stoffgesetzen. Im MC-Modell wird eine konstante Steifigkeit verwendet, die von EL-MOSSALLAMY (1999) nach einem Verfahren von RANDOLPH UND WROTH (1978) aus dem elastischen Anteil der Last-Setzungslinie des Pfahls bestimmt wurde. Im SS- und HS-Modell ist die Steifigkeit hingegen spannungsabhängig. Diese Spannungsabhängigkeit ist im Fall des SS-Modells linear ($m = 1,0$) und parabolisch ($m = 0,5$) im Fall des HS-Modells. Als Konsequenz erhält man für diese Stoffgesetze lediglich bei der Referenzspannung von $p^{ref} = 100\text{ kPa}$ die gleiche Oedometersteifigkeit (siehe Gleichung 2.66 und 4.8). Bei höheren Spannungen erhält man so beim SS- im Vergleich zum HS-Modell höhere Werte für E_{oed} . Bei genauer Betrachtung der Kurven in Abbildung 4.6 links kann man erkennen, dass das HS-Modell im Anfangsbereich bei gleicher Setzung einen etwas höheren Spitzenwiderstand liefert. Ab einer Setzung von ca. 17 Millimeter ändert sich das und dies SS-Modell liefert bei gleicher Setzung den höheren Spitzenwiderstand.

Berücksichtigt man die gravierenden Unterschiede in der Formulierung der drei Stoffgesetze, lässt sich aus den Berechnungen schließen, dass zur Modellierung des Spitzenwiderstands weniger die Wahl des richtigen Stoffgesetzes als die Wahl der richtigen Steifigkeit von Bedeutung ist. Die Steifigkeit ist zwar vom Stoffgesetz abhängig, aber wie Abbildung 4.6 zeigt, ist die Form der Widerstands-Setzungslinie des Spitzenwiderstands unabhängig von der Art des Stoffgesetzes. Lediglich die Größe von R_b bei einer bestimmten Pfahlkopfsenkung hängt von der gewählten Eingangsgröße der Steifigkeit des jeweiligen Stoffgesetzes ab.

Vergleicht man die Last-Setzungskurven für den Mantelwiderstand R_s sind ebenfalls

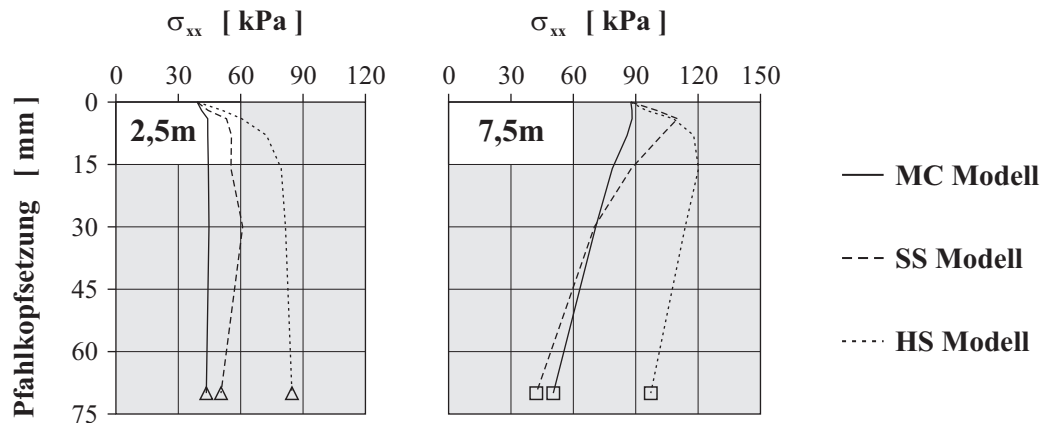


Abbildung 4.7: Horizontale Spannungen σ'_h im Untergrund neben dem Pfahlmantel in einer Tiefe von 2,5 Meter (links) und 7,5 Meter (rechts)

Unterschiede für die drei Stoffgesetze zu erkennen. Im Fall des MC- und des SS-Modells steigt der Mantelwiderstand mehr oder weniger linear bis zu einem Peak an. Wobei der Peak von R_s für das SS-Modell um fast 20 Prozent höher ausfällt. Für das HS-Modell ist kein linearer Anstieg zu verzeichnen. Die Form der Kurve ist hyperbolisch und der Peak-Wert ist um weitere neun Prozent höher als für das SS-Modell. Mit zunehmenden Pfahlkopfsetzungen fällt der Mantelwiderstand nach dem Peak bei allen drei Modellen leicht ab. Insbesondere der unterschiedliche Peak-Wert von R_s überrascht dabei.

In allen Berechnungen werden Interface-Elemente verwendet. Um zwischen elastischem und plastischem Verhalten zu unterscheiden, wird die Grenzbedingung nach COULOMB nach Gleichung 4.2 verwendet. In allen drei Modellen werden die gleichen Scherfestigkeiten nach Tabelle 4.1 verwendet. Daher kann nur die Normalspannung σ'_n die unterschiedlichen maximalen Mantelwiderstände verursachen. Vergleicht man die horizontalen Spannungen im Untergrund direkt neben dem Pfahlschaft, lassen sich diese Unterschiede erkennen. In Abbildung 4.7 sind die Horizontalspannungen σ'_h in einer Tiefe von 2,5 und 7,5 Meter unter Geländeoberkante, für die drei Modelle in Abhängigkeit der Pfahlkopfsetzung aufgetragen. Ausgehend von den Ausgangsspannungen, steigt σ'_h im Fall des HS-Modells bis zu einer Pfahlkopfsetzung von 16 Millimeter deutlich an. Für das SS-Modell fällt dieser Anstieg schon geringer aus. Für das MC-Modell ist nahezu kein Anstieg zu erkennen.

Diese Unterschiede lassen sich mit den unterschiedlichen Fließbedingung der Stoffgesetze erklären. Während sich der Boden im Fall des MC-Modells bis zum Bruch linear elastisch verhält, kommt es bei den beiden anderen Modellen schon vor dem Bruch zu plastischem Verhalten. Da das leicht überkonsolidierte Verhalten des Tons nur durch einen erhöhten Wert für K_0 beschrieben wird, werden schon unmittelbar nach Beginn der Belastung des Pfahls plastische Verformungen berechnet. Im verwendeten FE-Programm ist es möglich, sich den Zustand der Integrationspunkte anzeigen zu lassen. So zeigen sich bei kleinen Pfahlkopfsetzungen (1 und 2 Millimeter) sowohl für das SS-

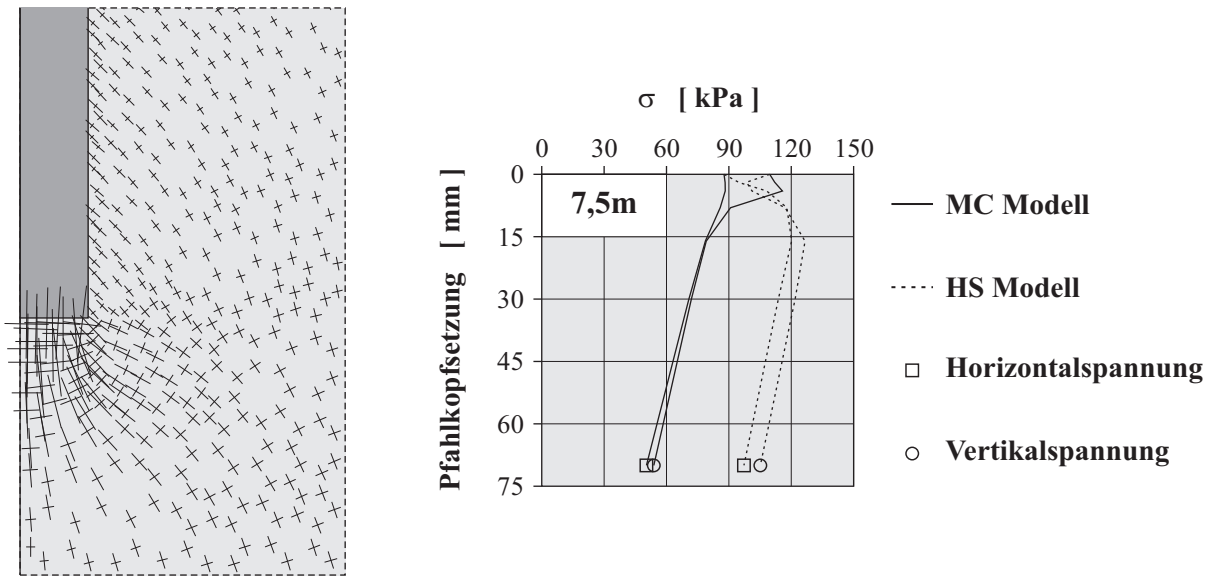


Abbildung 4.8: Hauptspannungen für eine Pfahlkopfsetzung von 70 Millimeter und die Entwicklung der horizontalen und vertikalen Spannungen in einer Tiefe von 7,5 Meter für das MC- und das HS-Modell

als auch das HS-Modell plastische Punkte, die auf der Kappe liegen. Mit zunehmenden Setzungen springt auch die deviatorische Verfestigung des HS-Modells an. Die deviatorische Verfestigung ist in der Formulierung des SS-Modells nicht enthalten. Man erhält für das HS-Modell neben dem Pfahlmantel also sowohl deviatorische als auch volumetrische Verfestigung, während man für das SS-Modell nur volumetrische Verfestigung und für das MC-Modell überhaupt keine Verfestigung erhält.

Es liegt nahe, dass die deviatorische Verfestigung das entscheidende Kriterium für das Verhalten am Pfahlmantel ist, da am Mantel ein reiner Schervorgang statt findet. Dies wird durch Abbildung 4.8 verdeutlicht. Im linken Teil sind die Hauptspannungen für eine Pfahlkopfsetzung von 70 Millimeter und die HS-Berechnung dargestellt. Die Hauptspannungen im Bereich des Pfahlschafts rotieren wie in einem direkten Schergerät, was auf reine Scherung hinweist. Die Entwicklung der horizontalen und vertikalen Spannungen verdeutlicht dies weiter. Im rechten Teil von Abbildung 4.8 ist die Entwicklung der Spannungen in einer Tiefe von 7,5 Meter für das MC- und HS-Modell dargestellt. In der HS-Analyse ist die Horizontalspannung bereits nach einer Setzung von zwei Millimetern (Peak von R_s erst bei 16 Millimeter) im Bereich der Vertikalspannung. Beim MC-Modell zeigt sich hingegen ein anderes Verhalten. Hier nähern sich Vertikal- und Horizontalspannung wegen dem linear-elastischen Verhalten vor dem Bruch erst bei acht Millimetern Setzung an. Der Mantelwiderstand erreicht sein Maximum bereits bei einer Setzung von vier Millimetern. Im Fall des SS-Modells nähern sich die Spannungen auf Grund der Kappe zwar wie beim HS-Modell bereits bei zwei Millimetern. Es zeigt sich aber trotzdem ein deutlich steiferes Verhalten (Peak von R_s schon bei acht Millimetern), was an der fehlenden deviatorischen Verfestigung liegt.

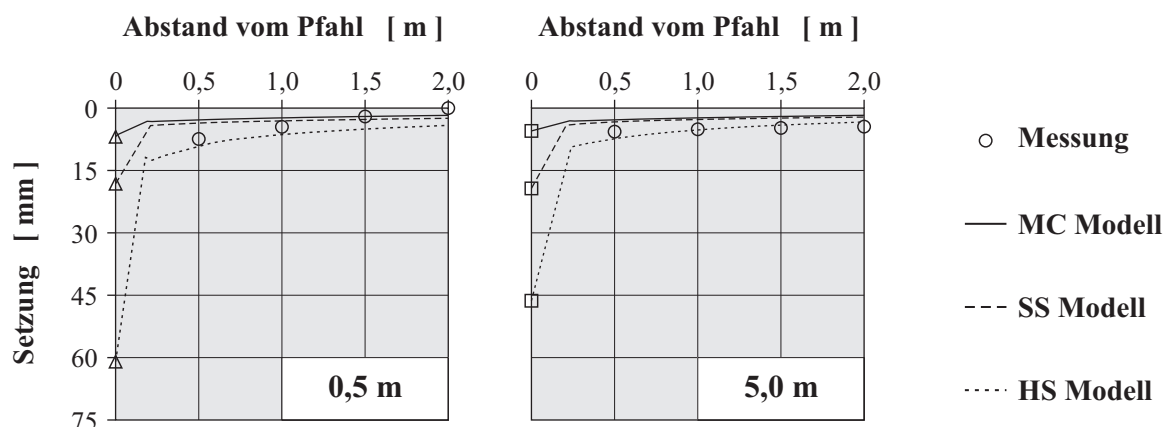


Abbildung 4.9: Setzungen im Untergrund in einer Tiefe von 0,5 Meter (links) und fünf Meter (rechts) für eine Pfahlkopfsetzung von 70 Millimeter

Betrachtet man die Setzungen des Untergrunds, wird das unterschiedlich steife Bodenverhalten im Bereich des Pfahlmantels ebenfalls sichtbar. In Abbildung 4.9 sind die Setzungen im Untergrund in einer Tiefe von 0,5 Meter und fünf Meter für eine Pfahlkopfsetzung von 70 Millimeter für die drei unterschiedlichen Stoffgesetze dargestellt. Außerdem sind die Messergebnisse der Setzungspegel abgebildet. Es ist offensichtlich, dass sich der Boden im Bereich des Pfahlmantels in der Berechnung mit dem MC- und SS-Modell wesentlich steifer verhält als in der Berechnung mit dem HS-Modell. In einer Tiefe von 0,5 Meter verschiebt sich der Pfahl um 70 Millimeter (die Zusammendrückung des Pfahls kann vernachlässigt werden) während die Setzungen im Boden direkt am Pfahlmantel beim MC-Modell nur sieben Millimeter, beim SS-Modell schon 18 Millimeter und beim HS-Modell 61 Millimeter betragen. Die Relativverschiebungen im Interface-Element schwanken also zwischen neun Millimetern (HS) und 63 Millimeter (MC).

Auf den ersten Blick könnte man denken, dass diese Unterschiede am unterschiedlichen Schubmodul der Interface-Elemente bei Verwendung unterschiedlicher Stoffgesetze (siehe Abschnitt 4.1) liegt. In einer weiteren Berechnung mit dem SS- und HS-Modell, wird dem Interface-Element daher ein eigener Parametersatz zugewiesen. Dieser entspricht dem Parametersatz der MC-Berechnung nach Tabelle 4.1. Demnach ist nun in allen Berechnungen nicht nur die Scherfestigkeit sondern auch die Steifigkeit im Interface-Element dieselbe. Für die Kontinuumelemente, welche den Untergrund repräsentieren, ändert sich durch diese Vorgehensweise nichts. Die Ergebnisse dieser Analysen sind in Abbildung 4.10 dargestellt und werden mit den Berechnungsergebnissen der Standardberechnungen aus Abbildung 4.6 verglichen.

Es ist klar ersichtlich, dass die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen nur marginal sind und dass die Steifigkeit des Interface-Elements keinerlei Auswirkung auf die Pfahlwiderstände besitzt. Für den Mantelwiderstand ist im Gegensatz zum Spitzenwiderstand die Wahl des richtigen Stoffgesetzes wichtiger, wohingegen die Steifigkeit der eher untergeordnete Parameter ist. Insbesondere der deviatorischen Fließbedingung

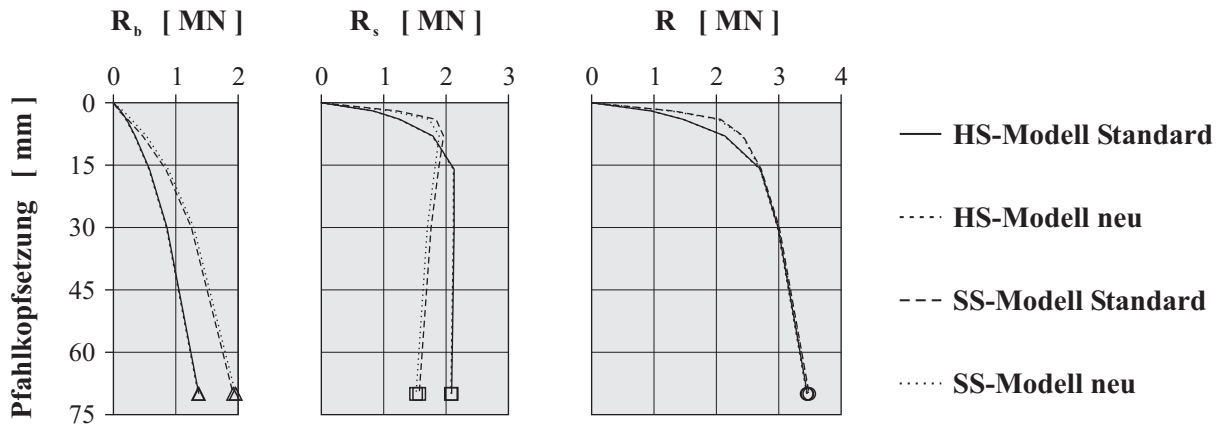


Abbildung 4.10: Vergleich der Ergebnisse für die Berechnungen mit gleicher Steifigkeit in den Interface-Elementen und den Standardberechnungen ($\varnothing 1,3\text{ m}$, $L = 9,5\text{ m}$)

kommt bei der Berechnung des Mantelwiderstands eine entscheidende Bedeutung zu.

Es wird nun noch kurz auf die in den Berechnungen beobachtete Abnahme des Mantelwiderstands nach dem Maximalwert eingegangen. Auf Grund der mit der Tiefe zunehmenden Spannungen, müsste auch die aufnehmbare Mantelreibung mit der Tiefe zunehmen. In der Realität zeigt sich aber eine parabolische Verteilung der Mantelreibung über die Pfahllänge anstatt der erwarteten dreiecksförmigen Verteilung. Die parabolische Verteilung ist durch Messungen belegt. Solche Messergebnisse finden sich beispielsweise bei O'NEIL UND REESE (1972) für Bohrpfähle in Ton und bei VESIC (1970) für Rammfähle in Sand. Dabei zeigt sich, dass bei Pfählen, die auch über Spitzendruck Lasten abtragen, die Mantelreibung zum Pfahlfuß abnimmt. Bei fehlendem Kraftschluss unter dem Pfahlfuß ist dieser Rückgang nicht zu erkennen.

Der Rückgang lässt sich mit der Wechselwirkung aus Mantelreibung und Spitzendruck erklären. Die zunehmenden Pfahlsetzungen bewirken eine zunehmende Zusammendrückung des Bodens unter dem Pfahlfuß. Diese Zusammendrückung bewirkt wiederum Verschiebungen seitlich des Pfahls, wodurch eine Art Gewölbewirkung entsteht. Dies lässt sich mit dem sogenannten „Falltüreffekt“ nach TERZAGHI (1936) eines mit Sand gefüllten Behälters vergleichen. Nach VESIC (1963) und TOUMA UND REESE (1974) lässt sich dieser Effekt auch auf Pfähle übertragen, was in Abbildung 4.11 skizziert ist. In den durchgeführten Berechnungen ist der Effekt am Rückgang des Mantelwiderstands (Abbildung 4.6) und an den abnehmenden Horizontalspannungen in einer Tiefe von 7,5 Meter (Abbildung 4.7) zu erkennen und zwar unabhängig vom verwendeten Stoffgesetz. Die Verteilung der Schubspannungen am Pfahlschaft zeigt ebenfalls für alle drei Modelle einen parabolischen Verlauf (siehe Abbildung 4.11).

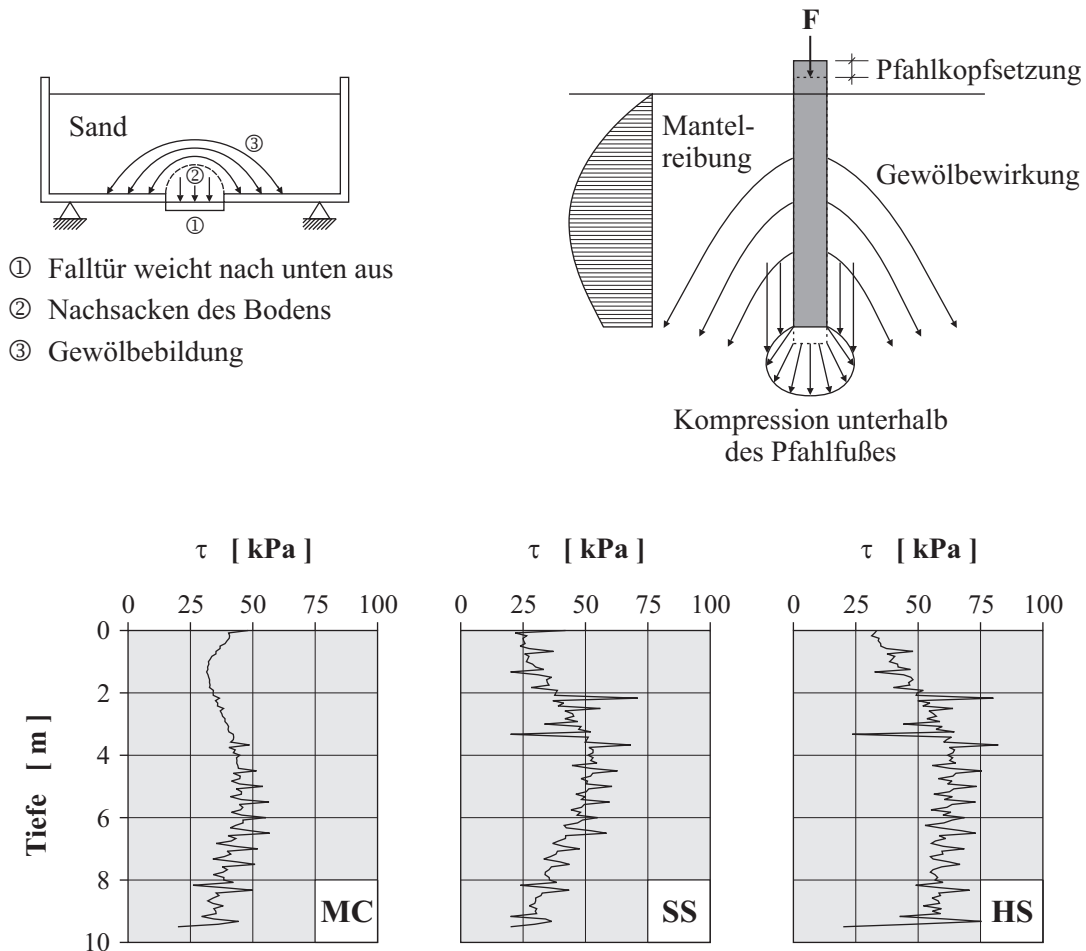


Abbildung 4.11: Prinzipskizzen des „Falltüreffekts“ und der Gewölbewirkung am Pfahlfuß, sowie Verlauf der Mantelreibung über die Tiefe für eine Pfahlkopfssetzung von 70 Millimeter für das MC-, SS- und HS-Modell

4.2.3 Vergleich mit den Ergebnissen der Probelastung

Abschließend werden die Ergebnisse der Berechnungen noch mit denen der Pfahlprobelastung verglichen. In Abbildung 4.12 sind die Ergebnisse wiederum getrennt für den Spitzenwiderstand R_b , den Mantelwiderstand R_s und den Gesamtwiderstand R dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird auf die Darstellung der Last-Setzungslinien des MC-Modells verzichtet.

Es wird deutlich, dass das HS-Modell die beste Übereinstimmung mit den Daten der Probelastung liefert. Lediglich die Steigung der Last-Setzungslinie für den Spitzenwiderstand fällt zu steif aus, ansonsten ist eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten gegeben. Das Problem mit der Steigung der Last-Setzungslinie für den Spitzenwiderstand ist auch beim MC- und SS-Modell zu erkennen, wohingegen beide Modelle

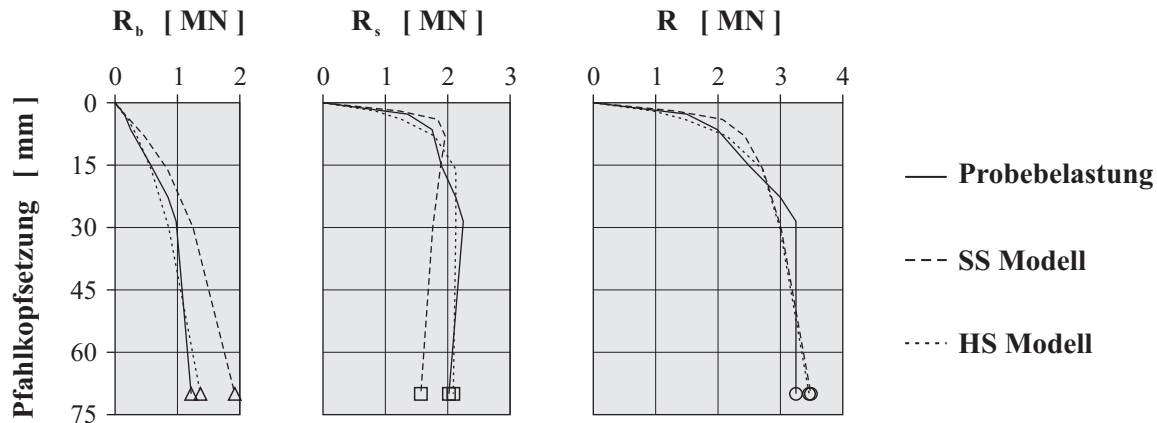


Abbildung 4.12: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der Pfahlprobelastung ($\varnothing 1,3 \text{ m}$, $L = 9,5 \text{ m}$)

R_s generell überschätzen und den Mantelwiderstand unterschätzen.

Ein Vergleich der berechneten und gemessenen Setzungen in einer Tiefe von 0,5 Meter und fünf Meter (siehe Abbildung 4.9) führt zum gleichen Ergebnis. Insbesondere für die Setzungen in einer Tiefe von 0,5 Meter ergibt sich durch das weichere Verhalten eine bessere Übereinstimmung für das HS-Modell. Allerdings muss gesagt werden, dass die Setzung ab einem Abstand von 1,5 Meter vom Pfahlschaft überschätzt wird. In einer Tiefe von fünf Meter liegt das HS-Modell im Bereich der gemessenen Setzung von fünf Millimetern, welche nahezu konstant ist. Das MC- und SS-Modell unterschätzen die Setzungen in diesem Fall um etwa die Hälfte.

Alles in allem stimmen die Ergebnisse des HS-Modells am Besten mit den Messungen der Pfahlprobelastung überein. Dieses Modell wird daher auch im nächsten Abschnitt bei der Berechnung einer Probelastung in Sand verwendet.

4.3 Probelastung in Berliner Sand

Als zweite Probelastung wird ein getesteter Großbohrpfahl in Berliner Sand betrachtet. Die Probelastung wurde im Rahmen der Gründung des 100 Meter hohen „Office Tower“ mit 25 Obergeschossen in Berlin Tiergarten geplant. Als Gründung kam eine Kombinierte-Pfahl-Plattengründung zur Anwendung. Das Gebäude ist Teil des SONY-Centers und liegt an der östlichen Grundstücksgrenze des ca 26.000 m² großen Potsdamer Platzes. Im Bereich der Probelastung stehen unter dem Voraushubniveau von 32,0 mNN bis zu einer Tiefe von 23,8 mNN mitteldicht gelagerte Mittel- und Feinsande (oberer Sand) mit örtlich geringen Schluff- und Kiesanteilen an. Die nachfolgende 3,3 Meter mächtige Mergelschicht wird von einer dichten Sandschicht (unterer Sand) unterlagert. Der Grundwasserspiegel steht in der oberen quaternären Sandschicht nur 0,5 Meter unter Geländeoberkante an.

Der getestete Pfahl hat einen Durchmesser von 0,88 Meter und eine Länge von 23 Me-

Tabelle 4.2: In den Berechnungen verwendete Parameter

Schichten		Oberer Sand	Mergelschicht	Unterer Sand
γ	[kN/m ³]	20,0	21,0	21,0
c'	[kN/m ²]	0,1	30,0	0,1
φ'	[°]	32,5	27,5	37,5
ψ_{peak}	[°]	2,5	0,0	7,5
K_0^{NC}	[–]	$1 - \sin \varphi'$	$1 - \sin \varphi'$	$1 - \sin \varphi'$
ν_{ur} / ν	[–]	0,2 / –	– / 0,33	0,2 / –
E_{50}^{ref} / E	[MN/m ²]	45,0 / –	– / 200	60,0 / –
E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	45,0	–	60,0
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	180,0	–	270,0
m	[–]	0,6	–	0,6
R_{inter}	[–]	0,3	0,3	1,0

ter. Er wurde verrohrt unter Wasserauflast hergestellt. Da man unter anderem an der Interaktion zwischen Pfahl und dicht gelagertem Sand interessiert war, wurde die Mantelreibung in der oberen Sandschicht und im Mergel bis zu einer Tiefe von 23,8 mNN durch eine Stahlhülse ausgeschaltet. Der Bewehrungskorb des Pfahls wurde mit acht Integralmeselementen und einer Pfahlfußdose ausgestattet. Die Belastung wurde mit vier hydraulischen Pressen, die über eine Belastungskrone und 12 konzentrisch angeordnete Litzenverpressanker rückverankert wurde, aufgebracht. Die Last wurde mit Manometern und Ankerkraftmessdosen gemessen. Die vertikale Verschiebung des Pfahlkopfes wurde durch drei konzentrisch angeordnete Messuhren relativ zu einem Referenzsystem, welches über Feinnivellements kontrolliert wurde, gemessen. Als Messergebnisse steht wiederum die Entwicklung des Spitzen-, Mantel- und Gesamtwiderstands mit zunehmenden Pfahlkopfsetzungen zur Verfügung. Die Ergebnisse sind ANTHOGALIDIS (1996) entnommen.

Auf Grund des Sands wird bei der Berechnung wiederum von drainiertem Verhalten ausgegangen. Die Analyse wird mit dem Hardening-Soil Modell durchgeführt. In zahlreichen Veröffentlichungen finden sich Parameter für die Berliner Sande. Als Grundlage für die hier vorgestellten Berechnungen dienen VERMEER UND MARCHER (2000) und CARIACO (2001). Die letztlich in den Analysen verwendeten Parameter sind in Tabelle 4.2 dargestellt.

Das rotationssymmetrische FE-Modell für die Probelastung im Berliner Sand ist zehn Meter breit, 32 Meter hoch und besteht aus sechsknotigen Dreieckselementen. Es werden wiederum Interface-Elemente am Pfahlmantel und am Pfahlfuß angeordnet. Um Spannungsspitzen zu vermeiden, werden die Interface-Elemente um 0,44 Meter,

was dem Pfahlradius entspricht, über den Pfahlfuß hinaus verlängert. Das FE-Netz wird trotz Interface-Elementen in einem Bereich um den Pfahl verfeinert. Eine Erklärung dazu folgt später. Die Scherfestigkeit der Interface-Elemente in der oberen Sandschicht und in der Mergelschicht wird auf Grund der angeordneten Stahlhülse reduziert. Dafür wird in den beiden Schichten ein Reduktionsfaktor von $R_{inter} = 0,3$ verwendet. Ebenso wie für den steifen Ton, wird in der unteren Sandschicht die Scherfestigkeit der Interface-Elemente nicht abgemindert und $R_{inter} = 1,0$ benützt. REUL (2000) führte weggesteuerte Scherversuche zwischen Beton und Berliner Sand durch. Für eine raue Betonoberfläche konnte keine Abminderung des Reibungswinkels festgestellt werden. Ähnliche Ergebnisse finden sich bei KULHAWY UND PETERSON (1979) und KOLB (1988), so dass dieser Wert vertretbar ist.

Die eigentliche Berechnung der Probelastung gliedert sich in neun Phasen. In der ersten Phase werden die Ausgangsspannungen generiert. Danach wird die Pfahlherstellung simuliert. Dabei werden, wie bei der Probelastung im steifen Ton, in den Elementen, die den Pfahl repräsentieren, die Materialeigenschaften des Bodens gegen die des Betons getauscht. In Phase drei werden die Verschiebungen aus der Pfahlherstellung zu Null gesetzt und die Belastung wird gestartet. Die Berechnung wird wiederum weggesteuert durchgeführt. In Phase drei wird eine Verschiebung von einem Millimeter aufgebracht, welche in den weiteren Phasen über fünf auf 10, 20, 40, 80 und in Phase neun auf 126,3 Millimeter gesteigert wird. Zur Ermittlung der verschiedenen Widerstände wird entsprechend der Prozedur des Pfahls im steifen Ton verfahren.

4.3.1 Einfluss der Dilatanz

Der gravierende Einfluss der Dilatanz auf die Ergebnisse bei undrainierten Berechnungen wurde bereits ausführlich in Abschnitt 3.4 aufgezeigt. In diesem Fall steigen die effektiven Spannungen und damit die undrainierte Scherfestigkeit τ_f auf Grund der durch die Dilatanz entstehenden Porenwasserüberdrücke ohne Grenzen an. Im Fall der drainierten Berechnungen entstehen lediglich zusätzliche Volumendehnungen, die allerdings keinen Einfluss auf die effektiven Spannungen und damit auf die Scherfestigkeit τ_f haben. In diesem Abschnitt wird gezeigt, dass das dilatante Verhalten auch bei drainierten Berechnungen einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben kann.

Um den Einfluss der Dilatanz auf die Ergebnisse zu untersuchen wird zunächst eine Berechnung mit den Parametern nach Tabelle 4.2 und eine Berechnung ohne Dilatanz, d.h. $\psi = 0$ in den beiden Sandschichten, durchgeführt. Die Ergebnisse für die drei Widerstände sind Abbildung 4.13 zu entnehmen. Ohne Dilatanz verringert sich der Mantelwiderstand (R_s) bei der Endsetzung von 10,7 auf 2,3 MN! Der Spitzenwiderstand (R_b) verringert sich nur unwesentlich um 0,8 MN von 4,3 auf 3,5 MN. Vergleicht man die Ergebnisse mit den Werten aus der Probelastung, fällt auf, dass bei Berücksichtigung der Dilatanz sowohl der Spitzen- als auch der Mantelwiderstand deutlich überschätzt werden. In den Berechnungen ohne Dilatanz wird der Mantelwiderstand deutlich unterschätzt und der Spitzenwiderstand überschätzt.

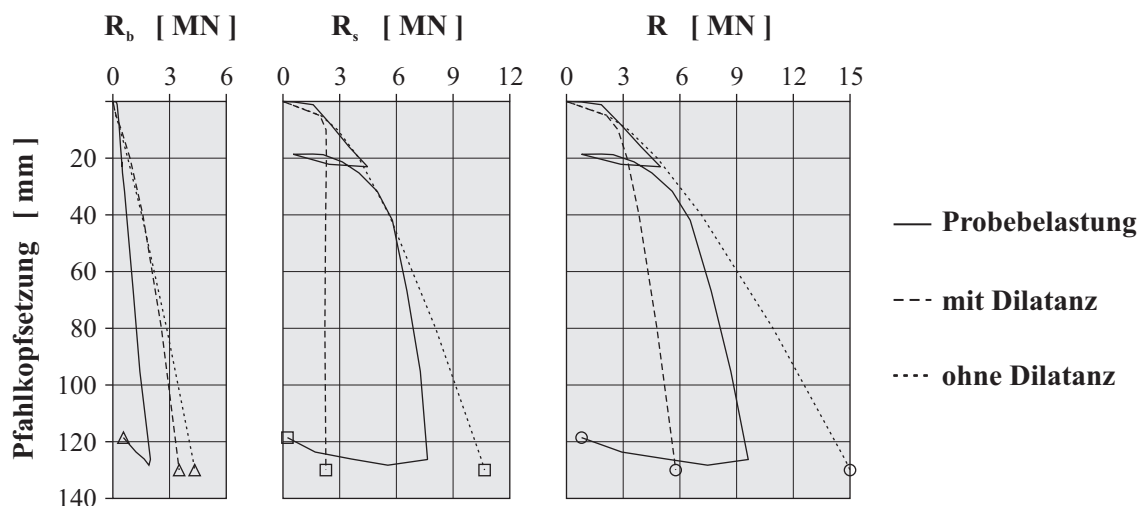


Abbildung 4.13: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit und ohne Dilatanz mit den Ergebnissen der Pfahlprobebelastung ($\varnothing 0,88\text{ m}$, $L = 23,0\text{ m}$)

Durch den reinen Schervorgang am Pfahlmantel und das dilatante Verhalten des Untergrunds erhöhen sich die Spannungen am Pfahlmantel mit zunehmendem Scherweg kontinuierlich, was zu einem stetig steigenden Mantelwiderstand führt. Bei dieser Problemstellung wird also auch im Fall von drainierten Bedingungen kein Grenzzustand möglich sein. Nach BRINKGREVE (1994) ist dieses Phänomen begrenzt auf einige wenige Anwendungen in der Ingenieurpraxis und ist beispielsweise auch bekannt aus Zugversuchen an Pfählen in Sand. Dem Problem der Dilatanz bei großen Verschiebungen kann, wie im Fall der undrainierten Berechnungen, nur mit einem Abschneiden der Dilatanz begegnet werden. Im Hardening-Soil Modell ist dies mit einem sogenannten „cut-off“ möglich. Für diesen Dilatanz „cut-off“ werden zwei weitere Modellparameter benötigt. Neben dem bereits bekannten Dilatanzwinkel ψ ist das die Ausgangsporenzahl e_0 und die Porenzahl bei lockerster Lagerung e_{max} . Wenn durch die Volumenänderung der Zustand der lockersten Lagerung erreicht ist, wird der Dilatanzwinkel automatisch auf null zurückgesetzt.

$$\psi = \begin{cases} \psi_m \text{ nach Gleichung 3.18} & \text{für } e < e_{max} \\ 0 & \text{für } e = e_{max} \end{cases} \quad (4.9)$$

Dabei ist die Porenzahl mit der volumetrischen Dehnung ε_v ⁸ über folgende Gleichung verknüpft:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = \ln \left(\frac{1 + e}{1 + e_0} \right) \quad (4.10)$$

⁸Aus diesem Grund ist es schwierig den „cut-off“ auch bei undrainierten Berechnungen anzuwenden, da in diesem Fall $\Delta\varepsilon_v$ und damit auch Δe nahezu null ist und man die Beschränkung der Dilatanz nur mit unrealistischen Werten von e_{max} erreicht.

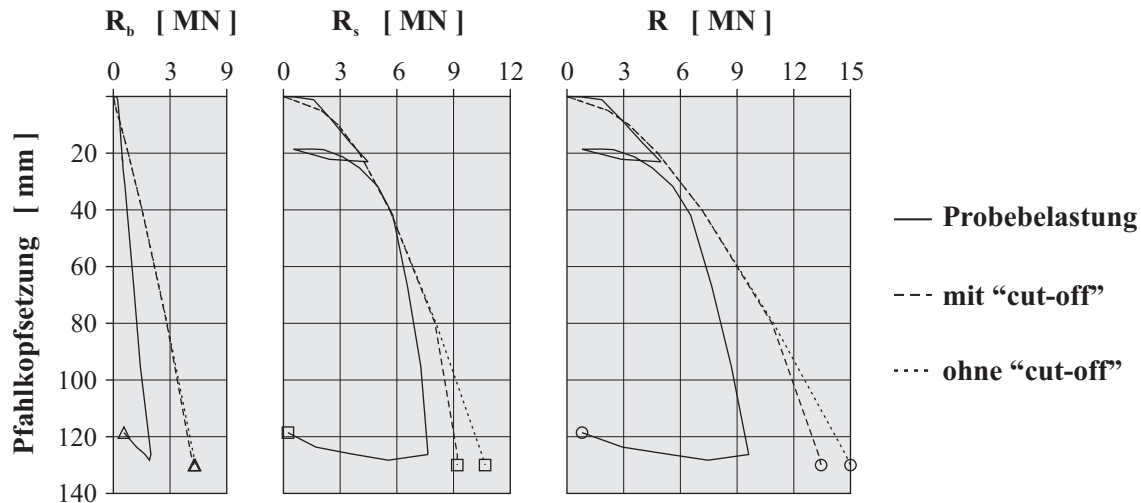


Abbildung 4.14: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit und ohne „cut-off“ der Dilatanz mit den Ergebnissen der Pfahlprobelastung ($\varnothing 0,88\text{ m}$, $L = 23,0\text{ m}$)

In den weiteren Berechnungen wird daher der „cut-off“ zur Begrenzung der Dilatanz verwendet. Die dafür benötigten Porenzahlen sind RACKWITZ (2003) entnommen. Für die minimale und maximale Porenzahl von Berliner Sand ergeben sich nach RACKWITZ:

$$\begin{aligned} e_{min} = 0,40 & \Rightarrow n_{min} = 0,29 \\ e_{max} = 0,59 & \Rightarrow n_{max} = 0,37 \end{aligned}$$

Für den „cut-off“ wird prinzipiell nur die maximale Porenzahl benötigt. Um die Ausgangsporenzahl mit Hilfe der Definition der Lagerungsdichte D zu bestimmen, ist jedoch sowohl die minimale als auch die maximale Porenzahl beziehungsweise sowohl der minimale als auch der maximale Porenanteil erforderlich. Da in der oberen Sandschicht die Mantelreibung durch $R_{inter} = 0,3$ so gut wie ausgeschaltet ist, kommt der „cut-off“ nur in der unteren, dichten Sandschicht zur Anwendung. Für eine dichte Lagerung mit $D = 0,5$ errechnet sich e_0 dann zu 0,49.

$$D = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}} \quad (4.11)$$

Die Ergebnisse bei Verwendung des „cut-offs“ sind in Abbildung 4.14 mit der Berechnung ohne „cut-off“ und den Ergebnissen der Probelastung verglichen. Man erkennt, wann der „cut-off“ anschlägt und der Mantelwiderstand nicht mehr weiter zunimmt. Bei größeren Pfahlkopfsetzungen würde der Unterschied der beiden Analysen natürlich deutlicher werden. Trotzdem wird auch der Mantelwiderstand weiterhin überschätzt. Gleiches gilt für den Spitzenwiderstand. Hier ist erwartungsgemäß keine Auswirkung zu erkennen.

Weiterhin ist anzumerken, dass bei solchen Berechnungen die Dicke der Scherzone entlang des Pfahlmantels von entscheidender Bedeutung ist (siehe auch BRINKGREVE (1994)). Bei Berechnungen mit Interface-Elementen ist die Dicke der Scherzone unter anderem abhängig von der virtuellen Dicke t_i der Interface-Elemente. t_i ist wiederum von der mittleren Elementgröße und damit von der Feinheit des FE-Netzes abhängig (siehe Abschnitt 4.1). Auf diese Thematik wird in Abschnitt 4.3.3 genauer eingegangen.

4.3.2 Einfluss der Pfahlherstellung

Auf die deutliche Überschätzung (Faktor zwei) des Spitzenwiderstands in Abbildung 4.13 ist bisher noch nicht eingegangen worden. An der Dilatanz kann dies offensichtlich nicht liegen, da in beiden Berechnungen die Überschätzung zu erkennen ist. Die Überschätzung des Spitzenwiderstands lässt sich nur mit den herstellungsbedingten Auflockerungen am Pfahlfuß erklären. Diese bekannte Tatsache zeigt sich auch bei der Probelastung im steifen Ton aus Abschnitt 4.2, wenn auch hier nur in abgeschwächter Form. Der Spitzenwiderstand wird in Abbildung 4.12 vom MC- und SS-Modell überschätzt. Das HS-Modell zeigt zwar eine gute Übereinstimmung, vergleicht man aber die Steigungen der Kurven bei einer Pfahlkopfsetzung von 70 Millimeter ist zu erkennen, dass die Kurve für den Spitzenwiderstand der Probelastung deutlich steiler ist als die der FE-Berechnung. Dies würde bei größeren Setzungen, die bei der Probelastung leider nicht erreicht wurden, zwangsweise auch zu einer Überschätzung führen. Ein weiterer Punkt ist bei der Überschätzung des Spitzenwiderstands zu berücksichtigen – die Kornzertrümmerung und die damit verbundene Reduzierung des Reibungswinkels (siehe hierzu beispielsweise MEISSNER (1983)).

In der Literatur finden sich unzählige Stellen, die auf die herstellungsbedingten Auflockerungen am Pfahlfuß hinweisen. In DIN 4014 (1990) wird ausdrücklich auf die Gefahr von hydraulischem Grundbruch und zusickerndem Grundwasser an der Sohle insbesondere bei Feinsand hingewiesen. Dass es in der Praxis auch bei sorgfältiger Pfahlherstellung zu diesen Problemen kommt, zeigen unter anderem HARTUNG (1994), STOCKER (1980) und FEDA (1986). Dabei ist der Einfluss der Auflockerung auf die Mantelreibung nach ABOUTAHA U. A. (1993) deutlich geringer als auf den Spitzendruck. HARTUNG relativiert dies auf mitteldicht bis dicht gelagerte Sande, was bei der hier betrachteten Probelastung der Fall ist.

In den bisherigen Berechnungen ist auf diese Problematik nicht eingegangen worden. Daher wird in den weiteren Berechnungen neben dem „cut-off“ der Dilatanz auch der Auflockerung am Pfahlfuß Rechnung getragen. Die Auflockerung kann mit dem Hardening-Soil Modell nur durch eine Schicht mit geringeren Steifigkeiten simuliert werden. Daher wird am Pfahlfuß eine ein Meter mächtige Schicht angeordnet (siehe Abbildung 4.15). In der Berechnung wird in Phase drei, in welcher der Pfahl hergestellt wird, in den Elementen, die im Bereich der Auflockerung liegen, die Materialeigenschaften des unteren Sandes gegen die des oberen Sandes getauscht. Der obere Sand weist eine lockere Lagerung auf und wird deswegen für die Simulation der Auflockerung verwendet.

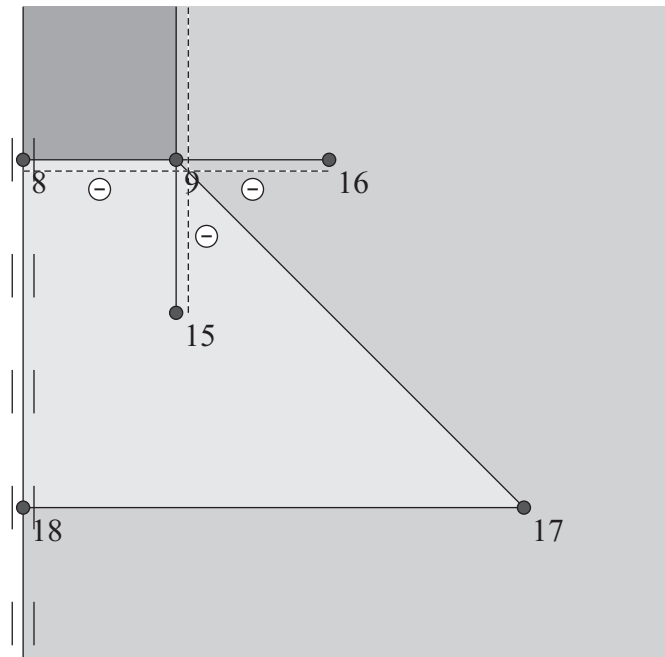


Abbildung 4.15: Aufglockerte Zone am Pfahlfuß im Modell

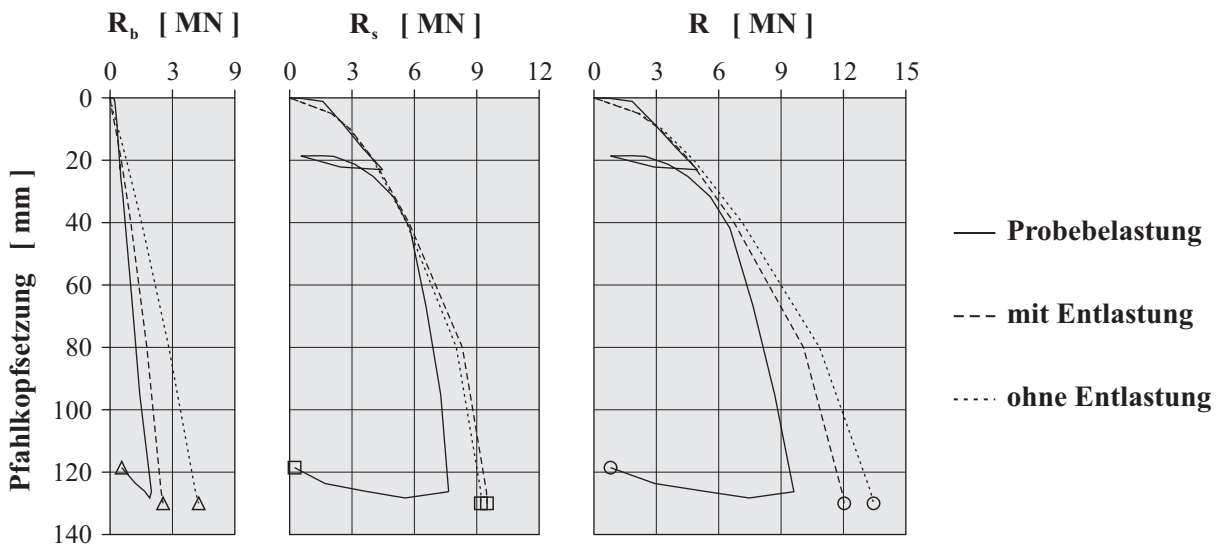


Abbildung 4.16: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit und ohne Auflockerung am Pfahlfuß mit den Ergebnissen der Pfahlprobelastung ($\varnothing 0,88\text{ m}$, $L = 23,0\text{ m}$)

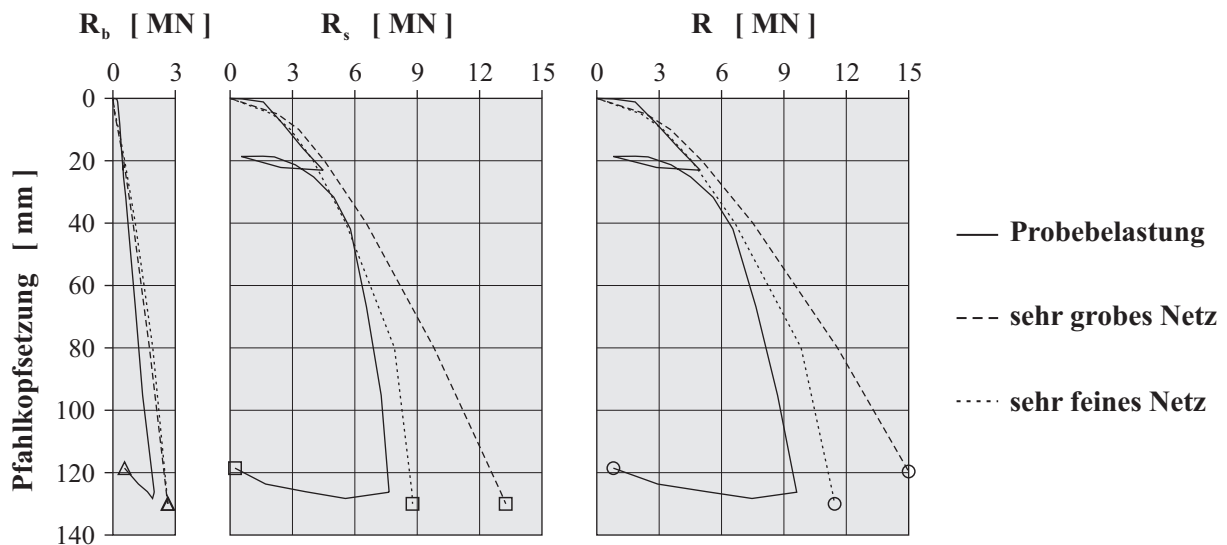


Abbildung 4.17: Vergleich der Berechnungsergebnisse für ein grobes und ein feines FE-Netz mit den Ergebnissen der Pfahlprobelastung ($\varnothing 0,88\text{ m}$, $L = 23,0\text{ m}$)

Die Auswirkung der Berücksichtigung der Auflockerung am Pfahlfuß durch den Tausch des Parametersatzes in der Phase der Pfahlherstellung ist deutlich zu erkennen (siehe Abbildung 4.16). So nimmt die Überschätzung des Spitzenwiderstands von mehr als 100 Prozent auf knapp 25 Prozent ab. Dies ist weiterhin ein beträchtlicher Wert, trotzdem werden in den weiteren Berechnungen die Steifigkeitsparameter nicht weiter reduziert. Auch der bereits erwähnten Kornzertrümmerung wird nicht weiter Rechnung getragen. Vielmehr wird im nächsten Abschnitt auf die Netzabhängigkeit eingegangen.

4.3.3 Netzabhängigkeit

Die Netzabhängigkeit der Berechnungen mit „cut-off“ der Dilatanz ist in Abbildung 4.17 gezeigt und deutlich zu erkennen. Wieder wird ein sehr grobes und ein sehr feines Netz (entsprechend Abbildung 4.3) verwendet. Bei einem groben Netz und damit einer großen virtuellen Dicke t_i des Interface-Elements beziehungsweise einer dicken Scherfuge ist keine Auswirkung des „cut-offs“ zu erkennen. Der Mantelwiderstand nimmt im Vergleich zu den Ergebnissen der Ausgangsberechnung sogar noch zu. Bei einem feinen Netz und einer dünnen Scherfuge ist die Begrenzung der Dilatanz deutlich zu erkennen. Trotzdem wird der Mantelwiderstand aus der Probelastung weiterhin überschätzt. Für den Spitzenwiderstand ist ähnlich den Berechnungen für den steifen Ton kein Unterschied zwischen grobem und feinem Netz zu erkennen.

TRIANAFYLIDIS (1998) gibt im Gegensatz zu ANTHOGALIDIS (1996) für die untere Sandschicht am Potsdamer Platz eine mitteldichte bis dichte Lagerung an. Auf Grund der weiterhin zu erkennenden Überschätzung des Spitzen- und Mantelwiderstands wird eine weitere Berechnung durchgeführt, in der von einer mitteldichten La-

Tabelle 4.3: In den Berechnungen verwendete Parameter für die mitteldichte Lagerung

Schichten		Mitteldichte Lagerung
γ	[kN/m ³]	21,0
c'	[kN/m ²]	0,1
φ'	[°]	35,0
ψ_{peak}	[°]	5,0
K_0^{NC}	[–]	$1 - \sin \varphi'$
ν_{ur} / ν	[–]	0,2 / –
E_{50}^{ref} / E	[MN/m ²]	52,5 / –
E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	52,5
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	225,0
m	[–]	0,6
R_{inter}	[–]	1,0

gerung der unteren Sandschicht ausgegangen wird. Um die Parameter für diese Schicht zu bestimmen, wird der Reibungswinkel φ' , der Dilatanzwinkel ψ und die Referenzsteifigkeiten E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} und E_{ur}^{ref} nach Tabelle 4.2 zwischen den Werten der lockeren Lagerung (oberer Sand) und der dichten Lagerung (unterer Sand) gemittelt. Die restlichen Parameter bleiben unverändert. Zur Bestimmung der Ausgangsporenzahl e_0 für den „cut-off“ der Dilatanz wird wiederum die Definition der Lagerungsdichte verwendet. Mit $D = 0,3$ errechnet sich e_0 zu 0,53. Die so bestimmten Parameter sind Tabelle 4.3 zu entnehmen.

Die Ergebnisse für die Berechnungen mit der unterschiedlichen Lagerungsdichte der unteren Sandschicht sind in Abbildung 4.18 dargestellt. Bei diesen Analysen wird das feine Netz verwendet. Die Veränderung der Lagerungsdichte zeigt keinen Einfluss auf den Spitzenwiderstand, da R_b weiterhin von der aufgelockerten Schicht unterhalb des Pfahlfußes bestimmt wird. Der Mantelwiderstand wird auf Grund der reduzierten Scherfestigkeit und des reduzierten Dilatanzwinkels erwartungsgemäß deutlich reduziert und liegt nun unterhalb der Kurve der Probelastung. Der Mantelwiderstand der Probebelastung wird von den Ergebnissen der Berechnungen für die dichte und mitteldichte Lagerung der untersten Sandschicht eingegrenzt. Die Lagerungsdichte wird in Realität wohl in diesem Bereich liegen. Leider lagen dazu keine näheren Angaben vor.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass es im Fall der Probebelastung im Sand noch augenscheinlicher wird, wie wichtig die Wahl der richtigen Steifigkeit zur Ermittlung des Spitzenwiderstands ist. Es sind Auflockerungen durch den Herstellprozess zu berücksichtigen und die Kornzertrümmerung spielt eine wichtige Rolle, wenn man das Last-Setzungsverhalten von Bohrpfählen auch bei hohen Pfahlkopfsetzungen modellie-

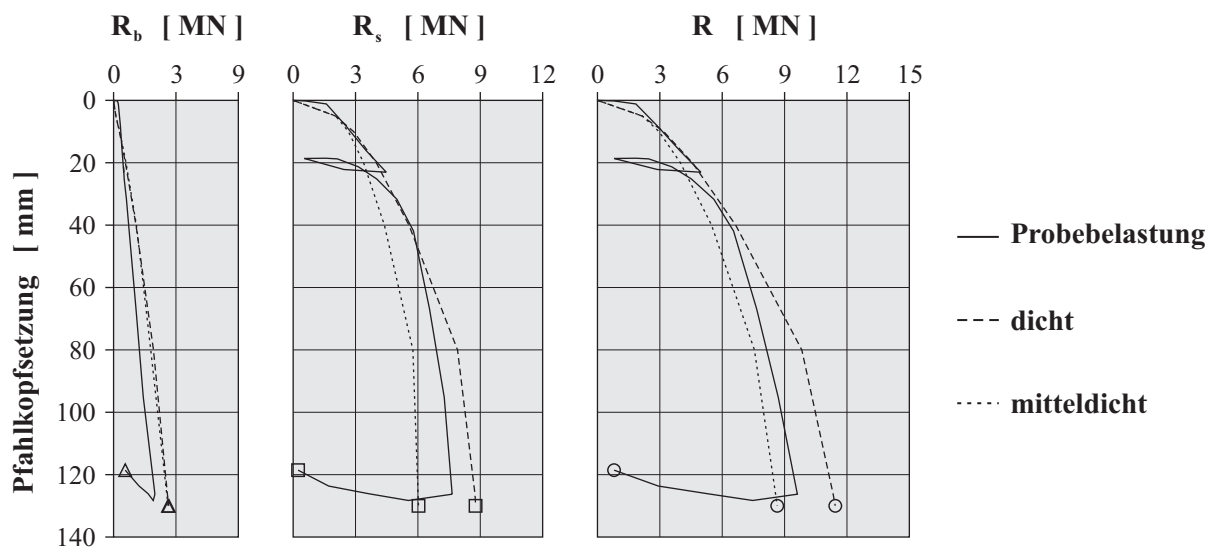


Abbildung 4.18: Vergleich der Berechnungsergebnisse für eine dichte und mitteldichte Lagerung der unteren Sandschicht mit den Ergebnissen der Pfahlprobelastung ($\varnothing 0,88\text{ m}$, $L = 23,0\text{ m}$)

ren will. Um den Mantelwiderstand in einer Berechnung korrekt abzubilden, ist ein hochwertiges Stoffgesetz nötig. Auch im Fall von drainierten Berechnungen ist der Einfluss der Dilatanz in diesem Fall gravierend. Eine Begrenzung der Dilatanz ist unbedingt erforderlich. Dabei spielt jedoch die Dicke der Scherfuge und damit die Netzfeinheit eine entscheidende Rolle. Dies verdeutlicht, wie wichtig es ist bei $\psi \neq 0$ die Netzabhängigkeit zu überprüfen. Dies gilt insbesondere dann, wenn höhere Lastniveaus untersucht werden sollen.

Kapitel 5

Geotechnisches Randwertproblem – Baugrubenverbau

Wie in viele Bereichen der Geotechnik, wird auch bei der Bemessung von Baugruben immer häufiger auf numerische Verfahren und dabei insbesondere auf die FE-Methode zurückgegriffen. Dies liegt nicht nur an den immer tiefer werdenden und den in immer weicherem Böden hergestellten Baugruben, sondern in einem großen Maße auch an der Entwicklung höherwertiger Stoffgesetze. Diese Modelle beschreiben das Verhalten des Untergrunds viel realistischer und die Qualität der Ergebnisse solcher Berechnungen werden immer besser. Hier soll nur kurz auf die unterschiedliche Steifigkeit bei Be- und Entlastung hingewiesen werden. Daher wird in diesem Kapitel der Einfluss unterschiedlicher Stoffgesetze bei drainierten und undrainierten Berechnungen von Baugruben untersucht.

Wie entscheidend die richtige Wahl des Stoffgesetzes bei der Berechnung von Baugruben ist, zeigte sich schon vor 30 Jahren beim Bau des *New Palace Yard* Parkhauses in London (siehe BURLAND UND HANCOCK (1977) oder SIMPSON U. A. (1979)). Der Abstand der Verbauwand der 18,5 Meter tiefen Baugrube und dem berühmten Glockenturm *Big Ben* des *Houses of Parliament* betrug in diesem Fall nur etwa 16 Meter. Die linear-elastische, undrainierte Berechnung ergab eine Hebung von acht Millimetern hinter der Wand, was einer Schiefstellung des Turms von $1/6000$ entspricht. Als Ergebnis der Berechnung neigte sich der Turm von der Wand weg. Gemessen wurde mit $1/7000$ in etwa dieselbe Schiefstellung, jedoch genau in die andere Richtung, also zur Baugrube hin (siehe Abbildung 5.1). In diesem Kapitel soll daher auf die drainierte und undrainierte Analyse von Baugruben im Speziellen eingegangen werden.

Als Einstieg dient eine 15 Meter tiefe Baugrube. Der Untergrund besteht aus homogenem Sand und der Grundwasserspiegel steht erst in größeren Tiefen an, weshalb in diesem Fall drainierte Bedingungen vorherrschen. An Hand dieser Baugrube wird zunächst der Einfluss der Modellränder auf die Berechnungsergebnisse untersucht, um diesen bei den späteren Berechnungen auszuschließen. Anschließend wird der bereits erwähnte Einfluss unterschiedlicher Stoffgesetze betrachtet. Schließlich werden die drainierten Berechnungen mit einer Sensitivitätsanalyse abgeschlossen. Außerdem wird die Bedeutung der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen („*Small-Strain-Stiffness*“) auf Berechnungen von Baugruben erläutert.

Schließlich wird auf die undrainierten Berechnungen von Baugruben an Hand eines Fallbeispiels aus Singapur eingegangen. Hier wird die sehr tiefe Baugrube aus Abbildung 3.2, für die undrainierte Bedingungen vorherrschen (siehe Abschnitt 3.1), genauer

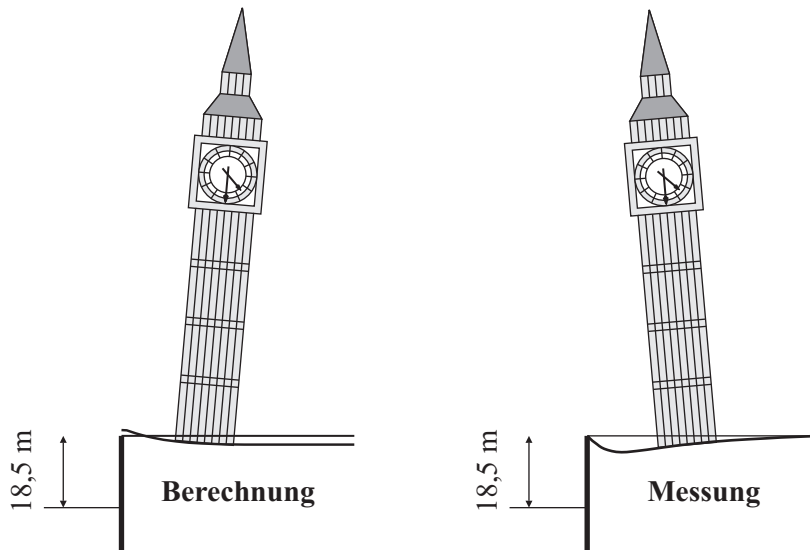


Abbildung 5.1: Berechnete und gemessene Verformungen bei der Herstellung der Baugrube für das New Palace Yard Parkhaus in London

betrachtet. Nach einer kurzen Vorstellung der Situation vor Ort wird auf den Einsturz der Baugrube im April 2004 eingegangen und es werden mögliche Gründe für den Kollaps präsentiert. Anschließend werden die undrainierten Berechnungen des Aushubs vorgestellt. Es werden Ergebnisse sowohl nach Methode 1 als auch nach Methode 2 für das MOHR-COULOMB präsentiert, kommentiert und mit Messungen verglichen.

5.1 Drainierte Berechnungen von Baugruben

Die drainierten Berechnungen werden an Hand einer 15 Meter tiefen und 30 Meter breiten Baugrube durchgeführt. Als Verbauwand kommt eine Spundwand zur Ausführung, die zweifach rückverankert wird. Der Untergrund besteht aus homogenem Sand mit einer Wichte von $\gamma = 18 \frac{kN}{m^3}$. Der Grundwasserspiegel liegt sehr tief und hat somit keinen Einfluss auf die Baugrube und die Verformungen im Untergrund. Somit ist in diesem Fall von drainierten Bedingungen auszugehen. Die beiden Verpressanker werden nach dem Einbau mit je 300 kN/m vorgespannt. Die Simulation der Baugrubenherstellung in der Berechnung erfolgt in fünf Berechnungsschritten:

- **Schritt 1:** Aktivieren der Stützwand und Aushub bis -5,0 Meter
- **Schritt 2:** Einbau der ersten Ankerlage und Vorspannen auf 300 kN/m
- **Schritt 3:** Aushub bis -10,0 Meter
- **Schritt 4:** Einbau der zweiten Ankerlage und Vorspannen auf 300 kN/m
- **Schritt 5:** Aushub bis -15,0 Meter

Tabelle 5.1: In den Berechnungen verwendete Parameter

Kennwerte		Untergrund	Spundwand	Anker
γ	[kN/m ³]	18,0	–	–
c'	[kN/m ²]	1,0	–	–
φ'	[°]	35,0	–	–
ψ_{peak}	[°]	5,0	–	–
ν_{ur}	[–]	0,2	–	–
E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	20,0	–	–
E_{oed}^{ref}	[MN/m ²]	20,0	–	–
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	80,0	–	–
m	[–]	0,5	–	–
R_{inter}	[–]	0,6 / 1,0	–	–
K_0^{NC}	[–]	0,426	–	–
EA	[MN/m]	–	8,0 E04	2,0 E02
EI	[MNm ² /m]	–	1,5 E06	–

Alle Berechnungen werden mit dem Hardening-Soil Modell durchgeführt. Die verwendeten Parameter des Bodens, der Verbauwand und der Anker sind Tabelle 5.1 zu entnehmen. Um die abgeminderte Wandreibung entlang der Spundwand in den Analysen zu simulieren, werden die Scherparameter des Untergrunds im Interface-Element um 40 Prozent abgemindert. Dafür wird $R_{inter} = 0,6$ verwendet (siehe Gleichung 4.4). Um Spannungsspitzen zu vermeiden, werden die Interface-Elemente wie bei den Pfählen über den Wandfuß hinaus verlängert. Hier darf die Festigkeit natürlich nicht abgemindert werden, was $R_{inter} = 1,0$ erfordert.

5.1.1 Einfluss der Modellränder

Bei einer FE-Berechnung wird im Allgemeinen zuerst der Baugrund in Hinblick auf die Schichtfolge, Grundwasserstand, etc. idealisiert. Anschließend wird ein begrenzter Ausschnitt aus dem Untergrund (äußere Diskretisierung) in einzelne Finite Elemente (innere Diskretisierung) unterteilt. Allgemeine Hinweise hierzu finden sich bei MEISSNER (1991). So muss das FE-Modell so gewählt werden, dass die einzelnen Rechenschritte an den Rändern keine nennenswerten Änderungen der Initialspannungen bewirken beziehungsweise keine Verformungen (nur wenn die vertikalen Verschiebungen an den seitlichen Rändern nicht gesperrt sind) hervorrufen dürfen. Bei der Diskretisierung einer Problemstellung beziehungsweise bei der Erstellung eines FE-Netzes muss daher insbesondere auf die korrekte Modellierung der Randbedingungen geachtet werden. Im

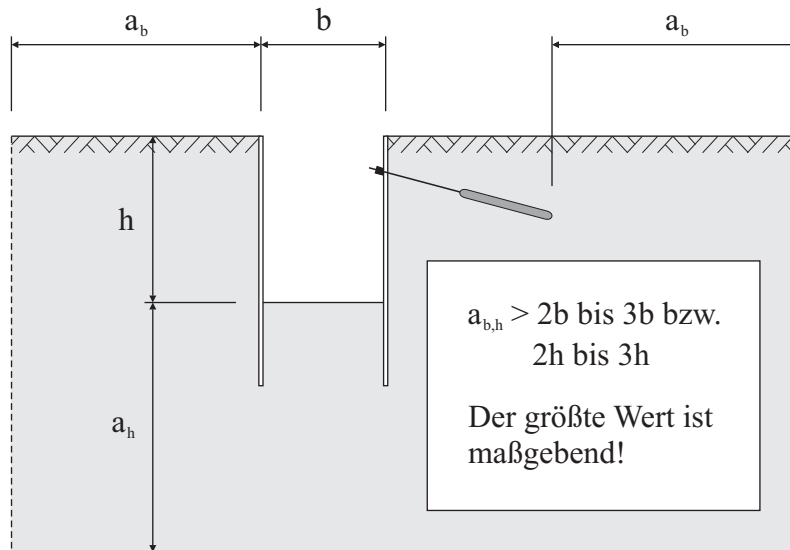


Abbildung 5.2: Erforderliche Größe des Berechnungsausschnitts nach MEISSNER (2002)

verwendeten FE-Programm wird an den seitlichen Rändern die Randbedingung $u_x = 0$ und am unteren Rand die Randbedingungen $u_x = u_y = 0$ vorgegeben.

Der Arbeitskreis „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (siehe MEISSNER (2002)) schlägt folgende erforderliche Abmessungen des FE-Modells für Berechnungen von Baugruben vor:

- Der Abstand zum unteren Rand a_h soll mindestens der zwei- bis dreifachen Baugrubentiefe beziehungsweise Baugrubenbreite betragen.
- Der Abstand zum seitlichen Rand a_b soll mindestens der zwei- bis dreifachen Baugrubentiefe beziehungsweise Baugrubenbreite betragen.

Der größere Wert ist dabei jeweils maßgebend. Der seitliche Abstand ist bei ausgesteiften oder unverankerten Systemen von der Verbauwand und bei verankerten Systemen vom erdseitigen Ende der Krafteinleitungslänge der Anker aus zu messen. Für den unteren Modellrand wird die Baugrubensohle als Referenzpunkt angegeben. Diese Forderungen sind in Abbildung 5.2 illustriert und sollen im folgenden Abschnitt an Hand der 15 Meter tiefen Baugrube zur Diskussion gestellt werden. Ausgehend von einem Grundmodell wird jeweils eine Modellabmessung (a_h beziehungsweise a_b) variiert, die andere Größe wird jeweils konstant gehalten.

Die geometrischen Abmessungen und das FE-Netz des Grundmodells der betrachteten zweifach verankerten Baugrube sind Abbildung 5.3 zu entnehmen. Da es sich um ein symmetrisches Problem handelt, wird nur die halbe Baugrube simuliert. Der rechte Modellrand ist im Fall des Grundmodells 45 Meter, was der dreifachen Baugrubentiefe entspricht, vom erdseitigen Ende des Verpressankers entfernt. Der untere Modellrand

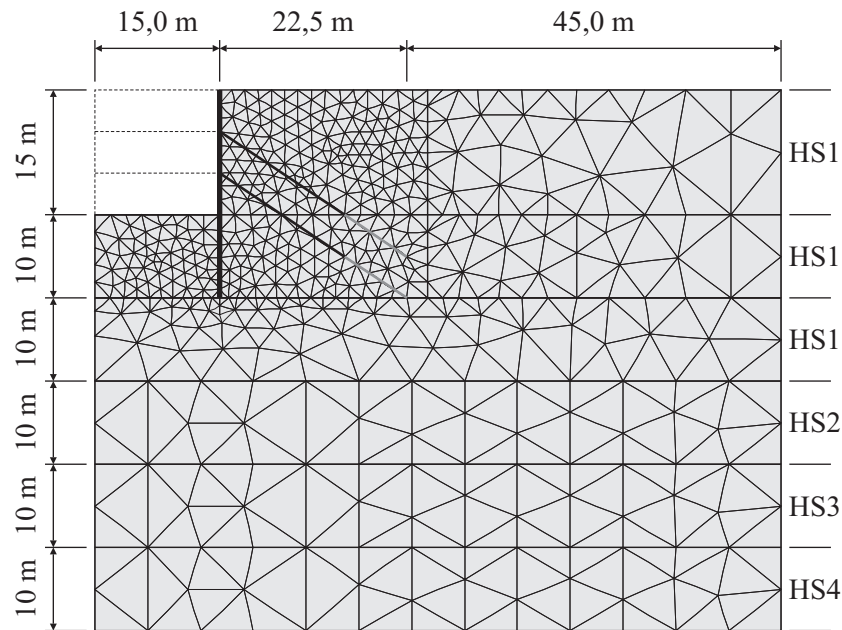


Abbildung 5.3: Geometrie, Abmessungen und Finite-Elemente-Netz des Grundmodells

hat zur Baugrubensohle einen Abstand von 50 Meter. Für die Untersuchung des Einflusses der Modellränder, wird der seitliche Abstand um Schritte von 15 Meter und der untere Abstand um Schritte von zehn Metern vergrößert oder verkleinert. Bei der Variation der Modellabmessungen ändert sich an der Feinheit des FE-Netzes im Bereich der Baugrube nichts.

In den Berechnungen wird der bekannten Tatsache, dass die Steifigkeit im Fall von kleinen Dehnung sehr viel größer ist, Rechnung getragen. Diese sogenannte „*Small-Strain-Stiffness*“ wird beispielsweise von ATKINSON (2000) ausführlich beschrieben und kann in speziellen Laborversuchen (siehe WOODS (1978) und TATSUOKA (2000)) gemessen werden. Abbildung 5.4 zeigt die übliche Veränderung der Steifigkeit in Abhängigkeit der Dehnungen. Es ist klar ersichtlich, dass die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, die bei FE-Berechnungen hauptsächlich an den Rändern bei kleinen Spannungsgradienten entstehen, um ein Vielfaches größer ist, als die Werte, die in Standard-Laborversuchen ermittelt werden.

Um diese Effekte auch in den Berechnungen zu berücksichtigen, werden die Referenzsteifigkeiten des Hardening-Soil Modells schichtweise erhöht. Bis in eine Tiefe von 20 Meter unterhalb der Baugrubensohle (10 Meter unterhalb des Fußpunkts der Verbauwand) werden die Steifigkeiten entsprechend Tabelle 5.1 verwendet. Darunter werden diese Steifigkeiten um einen Faktor erhöht. Der Faktor erhöht sich je Schicht (jede weitere Schicht hat eine Mächtigkeit von zehn Metern) um eins. Dies bedeutet, dass die Referenzsteifigkeiten für Tiefen unterhalb der Baugrubensohle von 20 bis 30 Meter verdoppelt und von 30 bis 40 Meter verdreifacht werden. Diese Erhöhung wird für das tiefste Netz entsprechend fortgesetzt. Hier liegt die unterste Schicht zwischen 60 und 70

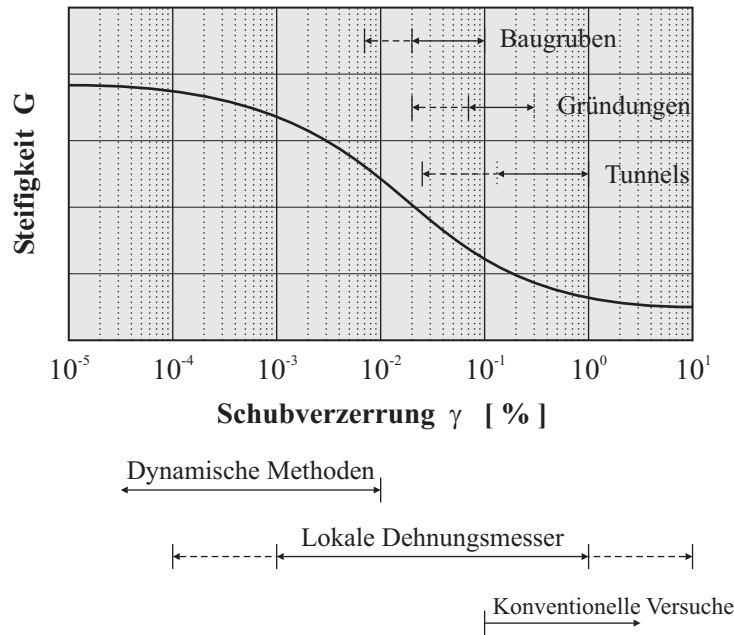


Abbildung 5.4: Charakteristische Steifigkeits-Dehnungs-Beziehung für Böden und typische Dehnungsbereiche für Laborversuche und einige geotechnische Problemstellungen in Anlehnung an ATKINSON (2000)

Meter unterhalb der Sohle, was der sechsfachen Referenzsteifigkeit entspricht.

Zur Verdeutlichung sind in Abbildungen 5.3 auf der rechten Seite jeweils die Bezeichnungen der einzelnen Bodenschichten angegeben. Die Zahl hinter HS bezieht sich auf den Faktor, der die Steifigkeiten der einzelnen Schichten erhöht. Für die HS3-Schicht ergibt sich somit $E_{ur}^{ref} = 240 \text{ MPa}$ und für die HS4-Schicht entsprechend $E_{ur}^{ref} = 320 \text{ MPa}$. Die „Small-Strain-Stiffness“ eines Sandes liegt normalerweise in diesem Bereich. Bei Sanden ergeben sich in der Regel drei- bis viermal höhere Steifigkeiten bei kleinen als bei großen Dehnungen. Für eine HS5- und eine HS6-Schicht würde dieses Vorgehen somit in einer etwas zu großen „Small-Strain-Stiffness“ resultieren. Solch große Unterschiede finden sich normalerweise nur bei weichen Tonen (siehe hierfür KLEIN (2001) und ALPAN (1970)). Bei den in diesem Abschnitt vorgestellten Berechnungen wird trotzdem mit den HS5- und HS6-Schichten gerechnet, da hier nur grundsätzlich auf die Problematik aufmerksam gemacht werden soll. Im Abschnitt über den Einfluss der Stoffgesetze wird darauf jedoch nochmals genauer eingegangen.

Einfluss des unteren Modellrands

Zur Untersuchung des unteren Modellrands a_h wird das Grundmodell (HS4) nach unten jeweils um zwei Schichten oder 20 Meter verkürzt beziehungsweise verlängert. Der seitliche Abstand a_b wird bei 45 Meter konstant gehalten. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.5 und Tabelle 5.2 dargestellt. Im Folgenden werden die einzelnen Berechnungen lediglich mit einem Kürzel, beispielsweise HS3, bezeichnet. Diese Kürzel entspricht der

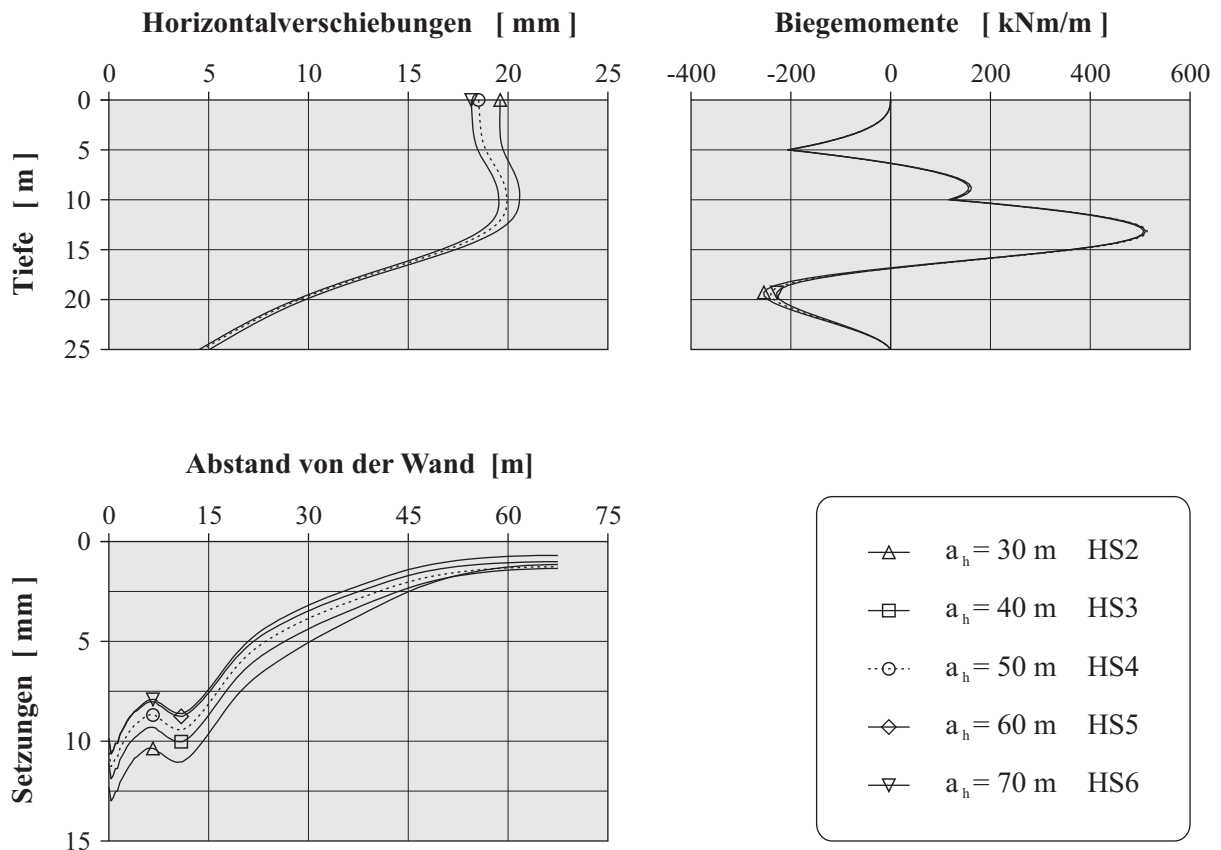


Abbildung 5.5: Einfluss des unteren Modellrands auf die Verschiebungen und Biegemomente der Verbauwand, sowie auf die Setzungen an der Geländeoberkante für den Endaushub

Bezeichnung der untersten Schicht (siehe Abbildung 5.3) der jeweiligen Berechnung.

Die Unterschiede in den Horizontalverschiebungen und den Biegemomenten sind so gering, dass in Abbildung 5.5 lediglich die Ergebnisse für die Berechnung HS2 und HS6 mit dem geringsten und dem größten Abstand zum unteren Modellrand, sowie für das Grundmodell (gestrichelt), dargestellt sind. Die maximalen Abweichungen im Vergleich zum Grundmodell betragen lediglich 3,2 beziehungsweise 1,4 Prozent (siehe Tabelle 5.2). Der Einfluss auf die Ankerkräfte ist sogar noch geringer.

Die größten Abweichungen gibt es bei den Oberflächensetzungen hinter der Verbauwand. Die Berechnung HS2 liefert rund 15 Prozent mehr und die Berechnung HS6 rund sechs Prozent weniger Setzungen als das Grundmodell. Trotz der Verwendung des hochwertigen Stoffgesetzes mit der zusätzlichen Berücksichtigung einer angenäherten „Small-Strain-Stiffness“, ist deutlich zu erkennen, dass je mehr das FE-Netz nach unten verlängert wird, desto geringer werden die Setzungen. Dies liegt daran, dass es sich bei der Baugrubenherstellung hauptsächlich um ein Entlastungsproblem handelt. Deshalb werden umso mehr Hebungen berechnet, je tiefer das Netz modelliert wird. So werden in den meisten Stoffgesetzen, unabhängig von der Größe der Dehnungen, dieselben

Tabelle 5.2: Einfluss des unteren Modellrands auf die Berechnungsergebnisse und Abweichungen in Prozent zu den Werten des Grundmodells für den Endaushub

		$a_h = 20 m$	$a_h = 30 m$	$a_h = 40 m$	$a_h = 50 m$	$a_h = 60 m$
		≡ HS2	≡ HS3	≡ HS4	≡ HS5	≡ HS6
u_{max}	[mm]	20,59	20,12	19,95	19,54	19,55
Abweichung	[%]	3,21	0,87	–	-2,06	-2,02
s_{max}	[mm]	13,01	11,90	11,28	10,60	10,66
Abweichung	[%]	15,33	5,54	–	-6,05	-5,52
M_{max}	[kNm/m]	511,06	512,32	514,56	507,29	507,46
Abweichung	[%]	-0,68	-0,44	–	-1,41	-1,38
A_{oben}	[kN/m]	348,24	349,47	349,95	349,53	350,08
Abweichung	[%]	-0,49	-0,14	–	-0,12	0,04
A_{unten}	[kN/m]	365,78	365,92	367,18	366,25	366,91
Abweichung	[%]	-0,38	-0,34	–	-0,25	-0,07

Steifigkeiten verwendet. Dieser bekannte Effekt wird sogar in diesen Berechnungen ersichtlich und verstärkt sich noch bei Verwendung von einfachen Stoffgesetzen, worauf in Abschnitt 5.1.2 näher eingegangen wird. Hier wirkt der Untergrund unterhalb der Baugrubensohle wie eine elastische Feder, die sich bei Entlastung verlängert. Je länger die Feder (je größer der Abstand zum unteren Modellrand), desto größer ist dieser Effekt.

Dies führt zu der Schlussfolgerung, dass eine Netztiefe von HS4 beziehungsweise HS5 eine ausreichend genaue Lösung für diese Problemstellung liefert. Für den Abstand zum unteren Modellrand a_h nach Abbildung 5.2 ergibt Netz HS4 einen Wert von $a_h = 2,7 h$ und HS5 einen Wert von $a_h = 3,3 h$. Bei SCHWEIGER (2002A) findet sich ein ähnlicher Wert. SCHWEIGER ist in seiner Referenzlösung von einer Modelltiefe von 100 Meter ausgegangen, was einem Abstand zum unteren Rand von ca. $a_h = 6 h$ entspricht. In seinen Variationen der geometrischen Abmessungen findet er, dass bei einer Tiefe von 70 Meter, was einem Abstand von $a_h = 3,2 h$ entspricht, keine Einflüsse auf die Biegemomente zu erkennen sind. Es gibt jedoch geringe Unterschiede in den Horizontalverschiebungen und das tiefere Netz führt zu einer Verringerung der Setzungen. Gleiches findet sich auch im Falle der hier betrachteten Baugrube.

Diese Werte liegen im Bereich der Empfehlungen des Arbeitskreises für Numerik nach MEISSNER (2002). Allerdings soll hier der größere Wert von $a_h = 3 h$ oder $3 b$ genommen werden. Sowohl bei der hier betrachteten Baugrube ($b = 2 h$), als auch bei der von SCHWEIGER betrachteten Baugrube ($b = 3,5 h$) ist die Breite deutlich größer als die

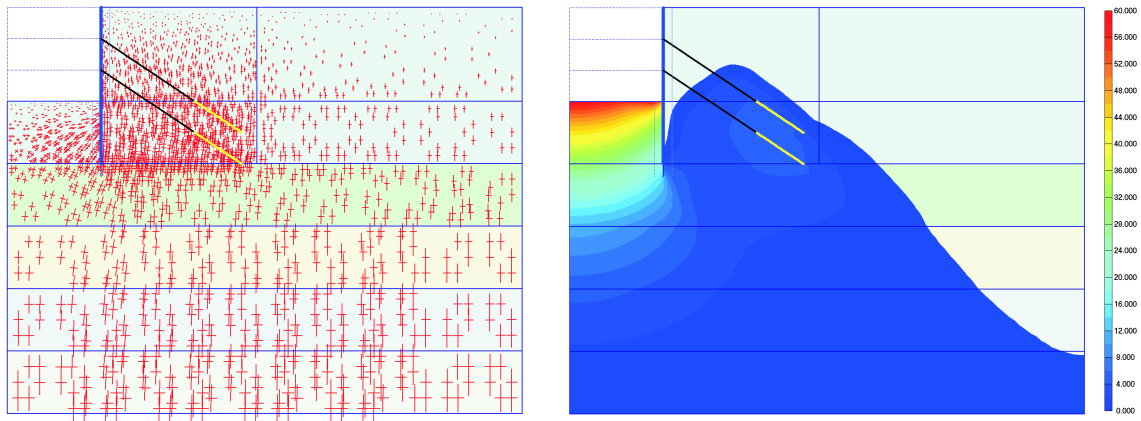


Abbildung 5.6: Darstellung der Richtungen der Hauptspannungen (links) und der Hebungen (rechts) für den Endaushub

Tiefe der Baugrube. In beiden Fällen ergibt sich jedoch eine realistische untere Grenze von $a_h \approx 3h$. Würde man den Empfehlungen des Arbeitskreises folgen, würde sich der Abstand nach unten mehr als verdoppeln! Dies scheint in Anbetracht der vorgestellten Ergebnisse und der aufgezeigten Problematik der Hebungen nicht realistisch. Dies wird auch durch Abbildung 5.6 bekräftigt. So stehen die Hauptspannungen am unteren Modellrand nahezu senkrecht und auch die Hebungen sind so gut (kleiner zwei Prozent) wie abgeklungen. Eine weitere Vergrößerung des Modells nach unten, würde an der Spannungsverteilung nichts mehr ändern, sondern lediglich die Problematik der Hebungen verstärken. Viel wichtiger ist hingegen, sich Gedanken über die erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen zu machen, und diese in der Berechnung unbedingt zu berücksichtigen, ansonsten führen selbst hochwertige Stoffgesetze wie das Hardening-Soil Modell zu unrealistischen Verschiebungen an der Geländeoberkante.

Einfluss des seitlichen Modellrands

Für die weiteren Berechnung wird ein Abstand zum unteren Rand entsprechend Berechnung HS4 (Grundmodell) gewählt. Ab dieser Tiefe stabilisieren sich einerseits die Verformungen und außerdem wird eine noch realistische „Small-Strain-Stiffness“ verwendet. Zur Untersuchung des seitlichen Modellrands a_b wird der seitliche Abstand in 15-m-Schritten von 15 auf 90 Meter erhöht. Dies entspricht einem seitlichen Abstand a_b nach Abbildung 5.2 von $a_b = 1h$ bis $a_b = 6h$. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.7 und Tabelle 5.3 dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass die Variation des seitlichen Abstands so gut wie keinen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen und die Biegemomente der Verbauwand sowie auf die Ankerkräfte hat, was auch bei der Variation der Netztiefe zu erkennen war. Ähnlich gering ist in diesem Fall aber auch die Auswirkung auf die maximale Setzung. So liegen die größten Unterschiede zum Grundmodell für u_{max} und s_{max} bei rund 2,5 Prozent, für s_{max} schon unter zwei Prozent und für die Ankerkräfte sogar unter einem Prozent. Es ist lediglich ein Einfluss auf den Verlauf der Setzungsmulde zu erkennen.

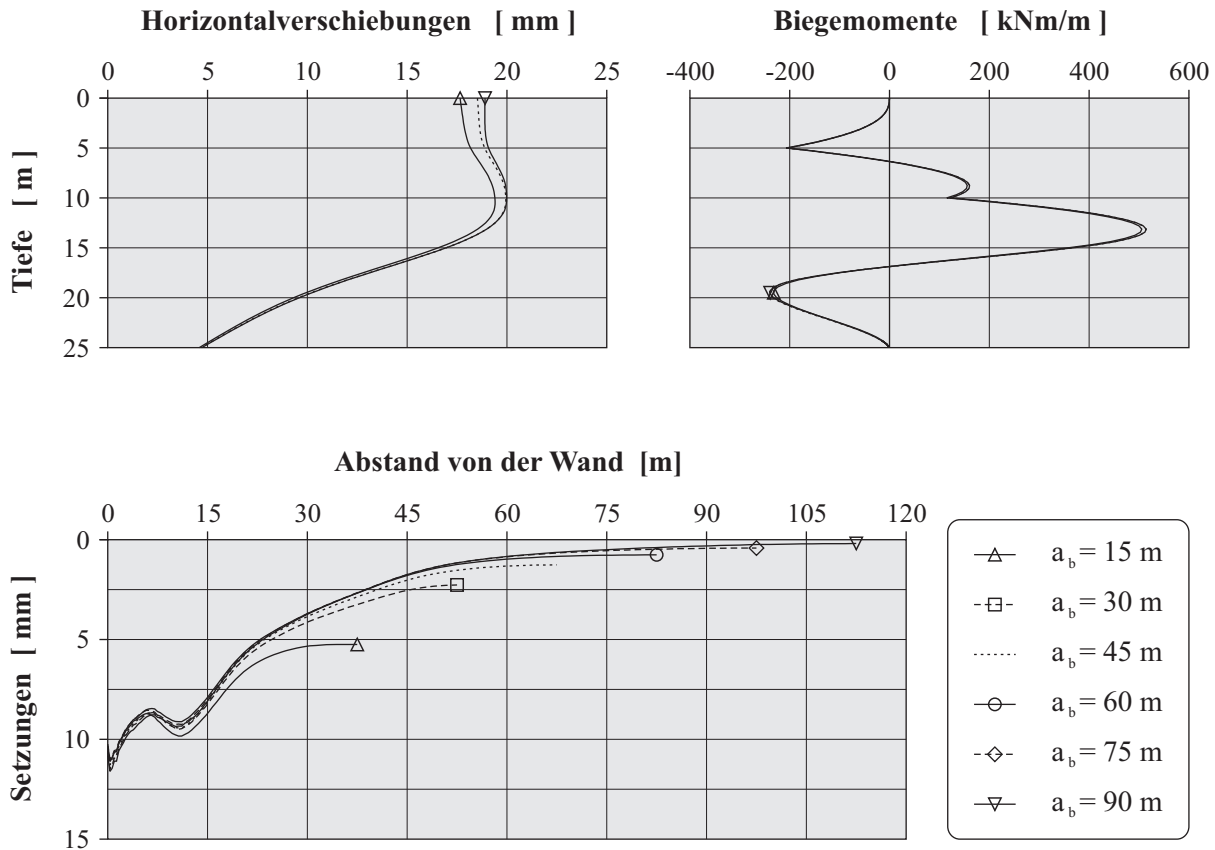


Abbildung 5.7: Einfluss des seitlichen Modellrands auf die Verschiebungen und Biegemomente der Verbauwand, sowie auf die Setzungen an der Geländeoberkante für den Endaushub

Je breiter das Netz, desto schneller klingen die Setzungen ab. Um diesen Einfluss der seitlichen Begrenzung zu minimieren wird ein Abstand von 4 bis $5h$ benötigt. Auch die Forderung, dass die Ränder den Spannungszustand nicht beeinflussen dürfen, ist für diesen Abstand erfüllt. Wie in Abbildung 5.6 zu erkennen ist, ist diese Forderung bereits für $a_b = 3h$ eingehalten.

Ähnliches findet auch SCHWEIGER (2002A) in seinen Betrachtungen. In seiner Referenzlösung ist er von einer Modellbreite von 150 Meter ausgegangen, was einem Abstand zum seitlichen Rand von $5,9h$ entspricht. In seinen Variationen der geometrischen Abmessungen findet er, dass auch eine Breite von 100 Meter ausreichend ist. Dies entspricht einem Abstand von $2,9h$ und bestätigt ebenfalls die hier getroffenen Aussagen bezüglich der Modellbreite. Würde man auch im Randbereich die „Small-Strain-Stiffness“ berücksichtigen, sollten die Setzungen schon bei geringeren Abständen gegen null gehen, was im nächsten Abschnitt gezeigt wird.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass der Einfluss der Modellgröße auf die Biegemomente und die Ankerkräfte zu vernachlässigen ist. Eine realitätsnahe Berechnung dieser Größen verlangt ein ausreichend feines Netz um die Wand herum, aber nicht un-

Tabelle 5.3: Einfluss des seitlichen Modellrands auf die Berechnungsergebnisse und Abweichungen in Prozent zu den Werten des Grundmodells für den Endaushub

		$a_b = 15 m$	$a_b = 30 m$	$a_b = 45 m$	$a_b = 60 m$	$a_b = 75 m$	$a_b = 75 m$
u_{max}	[mm]	19,41	19,72	19,95	19,71	19,87	19,99
Abweichg.	[%]	-2,70	-1,15	–	-1,20	-0,43	0,22
s_{max}	[mm]	11,08	11,00	11,28	11,11	11,47	11,61
Abweichg.	[%]	-1,08	-2,43	–	-1,48	1,69	2,97
M_{max}	[kNm/m]	514,61	515,24	514,56	506,18	505,82	505,74
Abweichg.	[%]	0,01	0,13	–	-1,63	-1,70	-1,71
A_{oben}	[kN/m]	348,29	349,49	349,95	349,52	349,94	350,58
Abweichg.	[%]	-0,48	-0,13	–	-0,12	0,00	0,18
A_{unten}	[kN/m]	365,24	365,76	367,18	366,46	367,33	368,00
Abweichg.	[%]	-0,53	-0,39	–	-0,19	0,04	0,22

bedingt ein sehr tiefes beziehungsweise breites Modell. Der Einfluss der Modellgröße auf die Horizontalverschiebungen ist größer. Bei einem seitlichen Abstand des Randes von $a_b \approx 2h$ ergibt sich jedoch eine ausreichende Genauigkeit. Um den Einfluss auf die Setzungsmulde zu begrenzen, wird ein seitlicher Abstand von $a_b > 3h$ empfohlen. Diese Werte gelten für drainierte Berechnungen und sind unabhängig vom Stoffgesetz. Bei undrainierten Berechnungen muss der Abstand zum seitlichen Rand weiter vergrößert werden. Dies liegt daran, dass die Verformungen bei einer undrainierten Berechnung volumentreu ($\Delta\varepsilon_v \approx 0$) sein müssen.

In den weiteren drainierten Berechnungen wird das Grundmodell um 15 Meter verbreitert. Dies entspricht dann einem seitlichen Abstand von $a_b = 4h$ und einem Abstand zum unteren Rand von $a_h = 2,7h$.

5.1.2 Einfluss des Stoffgesetzes

In diesem Abschnitt soll auf den Einfluss des Stoffgesetzes bei drainierten Berechnungen eingegangen werden. Als Grundlage dient das um 15 Meter verbreiterte Grundmodell. Diese Berechnung wird im Folgenden als HS-SSS bezeichnet. Die Ergebnisse dieser Berechnung, werden mit denen von zwei Berechnungen mit dem einfachen linear-elastischen, ideal-plastischen MOHR-COULOMB (MC) Modell und zwei weiteren Berechnungen mit dem Hardening-Soil Modell (HS), verglichen.

Da das MC-Modell weder die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit noch die Unterscheidung zwischen Erstbelastung und Entlastung, was bei Baugrubenberechnungen von entscheidender Bedeutung ist, berücksichtigt, werden im Folgenden zwei unter-

Tabelle 5.4: In den Berechnungen verwendete Parameter für das MOHR-COULOMB Modell

Kennwerte		MC-E50	MC-Eur
γ	[kN/m ³]	18,0	18,0
c'	[kN/m ²]	1,0	1,0
φ'	[°]	35,0	35,0
ψ_{peak}	[°]	5,0	5,0
ν	[–]	0,33	0,33
E	[MN/m ²]	15 / 25 / 30	60 / 100 / 120
SSS	[MN/m ²]	70 / 117 / 172	280 / 468 / 680
R_{inter}	[–]	0,6 / 1,0	0,6 / 1,0
K_0^{NC}	[–]	0,426	0,426

schiedliche Berechnungen vorgestellt. In der einen werden die üblichen Erstbelastungssteifigkeiten (MC-E50) angesetzt und in der anderen wird anstatt der Erstbelastungssteifigkeit eine Entlastungssteifigkeit, die um den Faktor 4 größer ist als die Erstbelastungssteifigkeit (MC-Eur), angesetzt. Um die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wenigstens annähernd zu berücksichtigen, werden in den einzelnen Schichten unterschiedliche Steifigkeiten verwendet. In den vier Schichten die in Abbildung 5.3 mit HS1 bezeichnet sind, werden die Steifigkeiten mit Hilfe der Initialspannung in Schichtmitte und nach Gleichung 2.51 für die Berechnung MC-E50 und nach Gleichung 2.52 für die Berechnung MC-Eur bestimmt. Für E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} werden die Referenzsteifigkeiten des Parametersatzes aus Tabelle 5.1 genommen. Ähnlich wird für die Schichten HS2, HS3 und HS4 nach Abbildung 5.3 verfahren. Die so ermittelten Steifigkeiten werden aber zusätzlich mit dem Faktor 2, 3 beziehungsweise 4 multipliziert um auch in diesen Berechnungen eine Art „Small-Strain-Stiffness“ (SSS) zu simulieren. Die so ermittelten Steifigkeiten sind Tabelle 5.4 zu entnehmen.

Neben der HS-SSS Berechnung werden zwei weitere Berechnungen mit dem HS-Modell vorgestellt. Auf der einen Seite werden Ergebnisse für das Standard HS-Modell ohne künstliche „Small-Strain-Stiffness“ gezeigt und auf der anderen Seite Ergebnisse für ein HS-Modell mit einer „Small-Strain“-Erweiterung nach BENZ U. A. (2006). In diesem Fall ist die Größe der Steifigkeit nicht nur spannungs- sondern auch dehnungsabhängig. Für beide Berechnungen werden ebenfalls die Parameter gemäß Tabelle 5.1 verwendet. Im Folgenden werden die Berechnungen mit HS-Standard beziehungsweise HS-Small bezeichnet. Die Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungen sind Abbildung 5.8 und Tabelle 5.5 zu entnehmen

Zu den Horizontalverschiebungen: Die drei HS-Berechnungen liegen alle nahe bei-

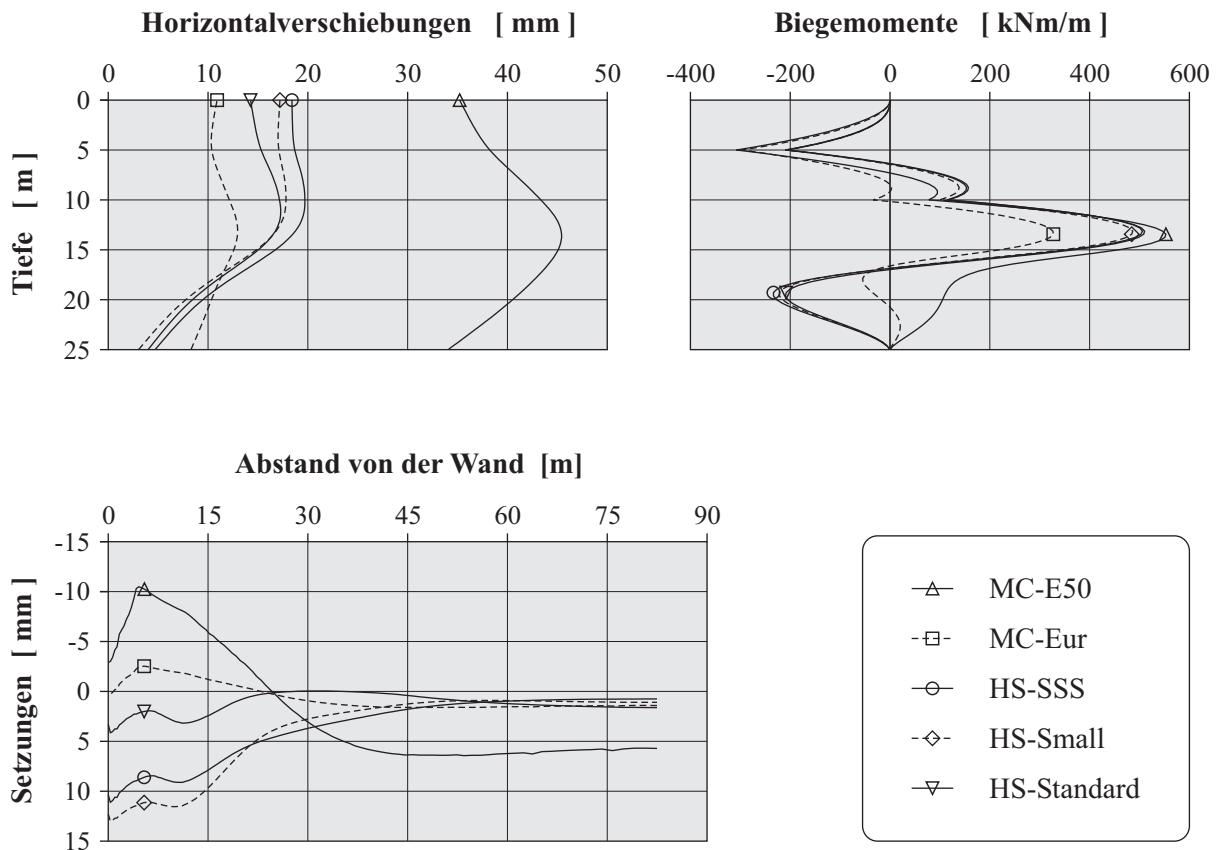


Abbildung 5.8: Einfluss des Stoffgesetzes auf die Verschiebungen und Biegemomente der Verbauwand, sowie auf die Setzungen an der Geländeoberkante für den Endaushub

einander. Die Abweichungen belaufen sich auf rund zehn Prozent. Die MC-Berechnungen hingegen weichen deutlich von diesen Werten ab. Die Analyse MC-E50 liefert, auf Grund der reinen Erstbelastungssteifigkeit, horizontale Verschiebungen, die mehr als doppelt so hoch sind. Die Verschiebungen für die Analyse mit der Entlastungssteifigkeit (MC-Eur) liegen zwar deutlich näher an den Werten der HS-SSS Berechnung, unterschätzen das Maximum aber trotzdem um ein Drittel. Des Weiteren fällt der Unterschied in der Form der Verschiebungsfigur auf. Alle weisen einen mehr oder weniger stark ausgebildeten Bauch im Bereich der Baugrubensohle auf. Die HS-Analysen zeigen neben der Translation der Verbauwand aber auch eine Rotation auf, die in den MC-Analysen nicht festzustellen ist. In diesen beiden Fällen verschieben sich Kopf- und Fußpunkt der Verbauwand nahezu um denselben Betrag.

Zu den Biegemomenten: Entsprechend der Untersuchung des Abstands der Modellränder zeigt sich auch hier, dass die Einflüsse auf den Biegemomentenverlauf nicht so gravierend sind. Die HS-Berechnungen zeigen nahezu einen identischen Verlauf und es kommt nur zu sehr geringen Abweichungen von unter vier Prozent. Die Analyse

Tabelle 5.5: Einfluss des Stoffgesetzes auf die Berechnungsergebnisse und Abweichungen in Prozent zu den Werten der Berechnung HS-SSS für den Endaushub

		MC-E50	MC-Eur	HS-SSS	HS-Small	HS-Standard
u_{max}	[mm]	45,44	12,97	19,71	17,82	17,29
Abweichung	[%]	130,52	-34,20	–	-9,60	-12,27
s_{max}	[mm]	6,44	1,61	11,11	13,02	4,15
Abweichung	[%]	-42,03	-85,50	–	17,15	-62,68
M_{max}	[kNm/m]	553,09	327,48	506,18	486,62	510,52
Abweichung	[%]	9,27	-35,30	–	-3,86	0,86
A_{oben}	[kN/m]	348,98	319,53	349,52	344,91	349,31
Abweichung	[%]	0,16	-8,58	–	-1,32	-0,06
A_{unten}	[kN/m]	363,79	329,85	366,46	357,41	364,65
Abweichung	[%]	0,73	-9,99	–	-2,47	0,49

MC-E50 liefert eher Momente die auf der sicheren Seite liegen, was auf Grund der hohen Verschiebungen verständlich ist. Die MC-Eur Analyse unterschätzt hingegen das Feldmoment der HS-Berechnung um 35 Prozent. Außerdem fällt auf, dass das Einspannmoment der Verbauwand nur mit den HS-Berechnungen bestimmt werden kann. Dieser Effekt spiegelt sich in den unterschiedlichen Biegelinien zwischen HS- und MC-Analysen wider.

Zu den Setzungen: Hier ist wiederum ein deutlicher Einfluss der Stoffgesetze zu erkennen. Nur das hochwertige HS-Modell ergibt Setzungen hinter der Verbauwand, während die MC-Analysen unrealistische Hebungen ergeben. Die Hebungen fallen für MC-Eur auf Grund der deutlich höheren Steifigkeit geringer aus als für MC-E50. Im letzteren Fall liegt das Maximum betragsmäßig im Bereich der Setzungen der HS-SSS und HS-Small Berechnung. Die „Small-Strain“-Erweiterung (HS-Small) liefert eine etwas größere maximale Setzung als die HS-SSS Analyse, dafür aber auch eine engere und steilere Setzungsmulde. Dies sind charakteristische Ergebnisse für derartige Modelle. Das Standard HS-Modell ohne jegliche Berücksichtigung der „Small-Strain-Stiffness“ liefert immer noch eine Setzungsmulde, die allerdings deutlich geringer ausfällt. Es ist jedenfalls klar ersichtlich, dass das MC-Modell keinen realistischen Setzungsverlauf an der Geländeoberkante liefert und das obwohl die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit und die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen in den Berechnungen näherungsweise berücksichtigt werden.

Zu den Ankerkräften: Auch für die Ankerkräfte sind die Abweichungen wieder sehr gering. Lediglich bei der MC-Eur Analyse kommt es zu nennenswerten Abweichungen.

Sie liefert auf Grund der sehr hohen Steifigkeiten um zehn Prozent geringere Werte.

Es wird daher dringend empfohlen bei Baugrubenberechnungen hochwertige Stoffgesetze zu verwenden, da ansonsten die komplexen Verhältnisse überhaupt nicht oder nur unzureichend berücksichtigt werden können. So kann durch geschickte Wahl der Steifigkeitsparameter zwar die ein oder andere Größe mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden, dafür liefert diese Berechnung dann aber für andere Größen unrealistische Werte. So stimmen beispielsweise die Verschiebungen der Verbauwand bei der MC-Eur Analyse noch ungefähr mit denen der HS-Berechnungen überein, das Einspannmoment kann aber schon nicht mehr berechnet werden. So ist ein Stoffgesetz, welches zwischen Erstbelastung und Ent- beziehungsweise Wiederbelastung unterscheiden kann und welches die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit berücksichtigt unabdingbar für die Berechnung von Baugruben. Vorzuziehen wäre sogar ein Modell, das auch noch die „*Small-Strain-Stiffness*“ beinhaltet. Abschließend bleibt festzuhalten, dass die hier aufgezeigten Effekte sich noch verstärken, wenn

- die „*Small-Strain-Stiffness*“ nicht berücksichtigt wird
- eine konstante Steifigkeit verwendet wird
- das Modell nach unten weiter vergrößert wird.

5.1.3 Sensitivitätsanalyse

Für die drainierte Berechnung der Baugrube soll in diesem Abschnitt in einer Sensitivitätsanalyse noch der Einfluss der elastischen Querdehnzahl ν_{ur} und des Reduktionsfaktors R_{inter} zur Abminderung der Scherfestigkeit im Interface-Element aufgezeigt werden. Es wird das um 15 Meter erweiterte Grundmodell und das Hardening-Soil Modell mit künstlicher Berücksichtigung der „*Small-Strain-Stiffness*“ (HS-SSS) verwendet. Ähnlich den undrainierten Berechnungen in Abschnitt 3.4.6 werden die beiden Parameter einmal um 50 Prozent erhöht und einmal um denselben Betrag reduziert. Die restlichen Parameter bleiben dabei konstant. Die Parameter der Ausgangsberechnung sind Tabelle 5.1 zu entnehmen.

Die Ergebnisse für die Variation der Querdehnzahl sind Abbildung 5.9 zu entnehmen. Dabei sind die Ergebnisse der Ausgangsberechnung als gestrichelte Linie und die Ergebnisse der Parametervariation als weiß hinterlegter Streubereich dargestellt. Entsprechend den bisher vorgestellten Berechnungen, ist der Einfluss einer Änderung von ν_{ur} auf die Ankerkräfte (ca. ein Prozent) und das Biegemoment (ca. fünf Prozent) zu vernachlässigen. Beträchtlich ist der Einfluss jedoch auf die Verschiebungen der Verbauwand und auf die Setzungen an Geländeoberkante. Für $\nu_{ur} = 0,1$ reduziert sich die maximale horizontale Verschiebung um rund 28 Prozent und die maximale Setzung um 56 Prozent. Eine Erhöhung der Querdehnzahl auf $\nu_{ur} = 0,3$ liefert Verschiebungen die um etwa die Hälfte größer sind und eine maximale Setzung, die sich mehr als verdoppelt. Des Weiteren fällt auf, dass sich die Verbauwand bei Änderung der Querdehnzahl nahezu parallel verschiebt.

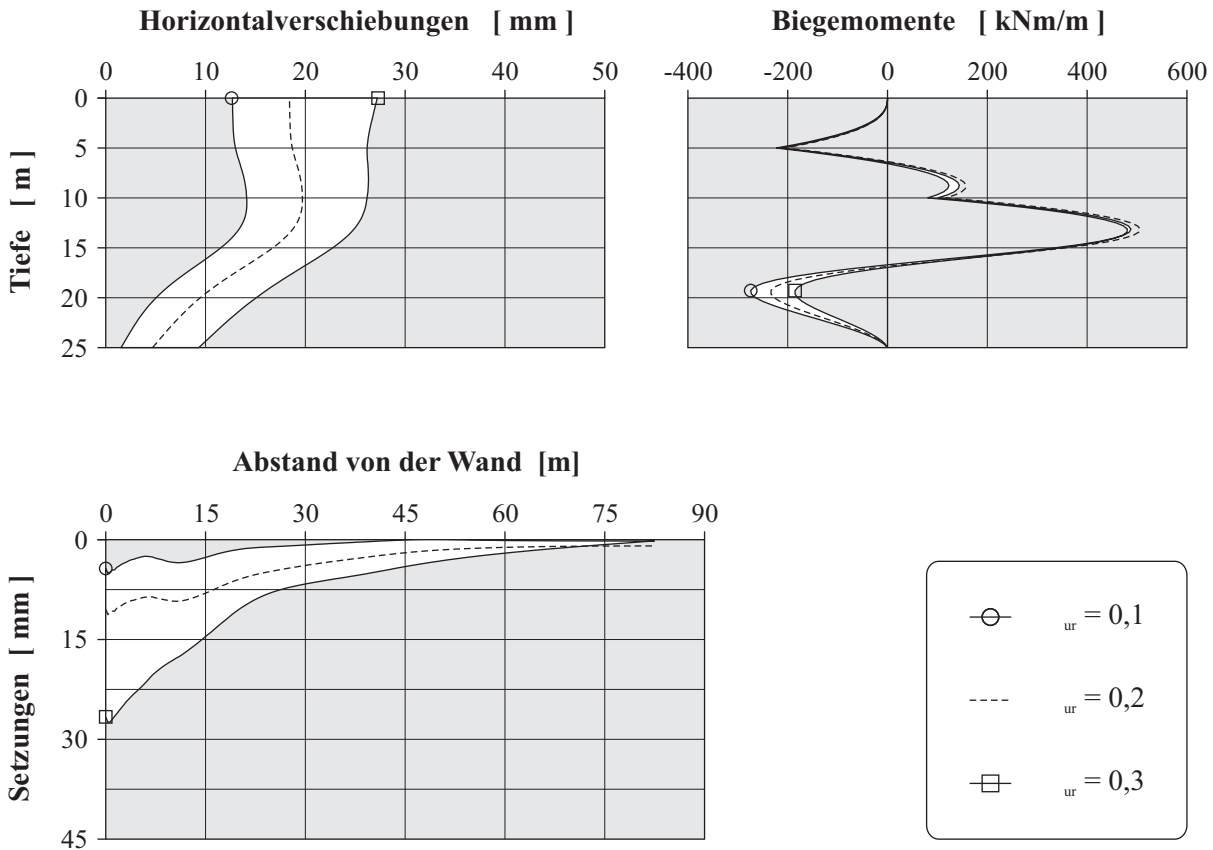


Abbildung 5.9: Hardening-Soil Modell – Einfluss der Querdehnzahl ν_{ur} auf das Ergebnis einer drainierten Baugrubenberechnung

Diese gravierenden Einflüsse überraschen zunächst, lassen sich aber mit der Entlastung vor der Verbauwand relativ einfach erklären. Die Horizontalspannung (σ'_h) vor dem Wandfuß hängt auf der einen Seite von der Entlastung und auf der anderen Seite von dem durch die Wandverschiebung mobilisierten passiven Erddruck ab. Dieser Sachverhalt ist in Abbildung 5.10 illustriert. Der Ausgangsspannungszustand, gekennzeichnet durch $\sigma'_v = \gamma \cdot z$ und $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$, wird durch den Aushub gestört. Dabei folgt Punkt A vor dem Wandfuß dem in Abbildung 5.10 rechts gezeigten Spannungspfad. Dieser startet beim Aushub auf dem K_0 -Pfad und nähert sich dann der Grenzbedingung für die passive Seite. Der Anteil aus der Entlastung $\Delta\sigma_h^E$ erfolgt in der Regel elastisch und ist abhängig von ν_{ur} und der Aushubsentlastung $\Delta\sigma'_v$. Erst wenn die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB auf der passiven Seite erreicht ist, kommt es auch zu plastischen Verformungen. Für eine rein elastische Entlastung gilt:

$$\Delta\sigma_h^{E} = K_0^{ur} \Delta\sigma'_v \quad \text{mit} \quad K_0^{ur} = \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \quad (5.1)$$

Daraus wird klar ersichtlich, je geringer die Querdehnzahl ν_{ur} , desto geringer K_0^{ur} und damit auch die Entlastung. Eine geringere Entlastung führt somit zu einem steiferen

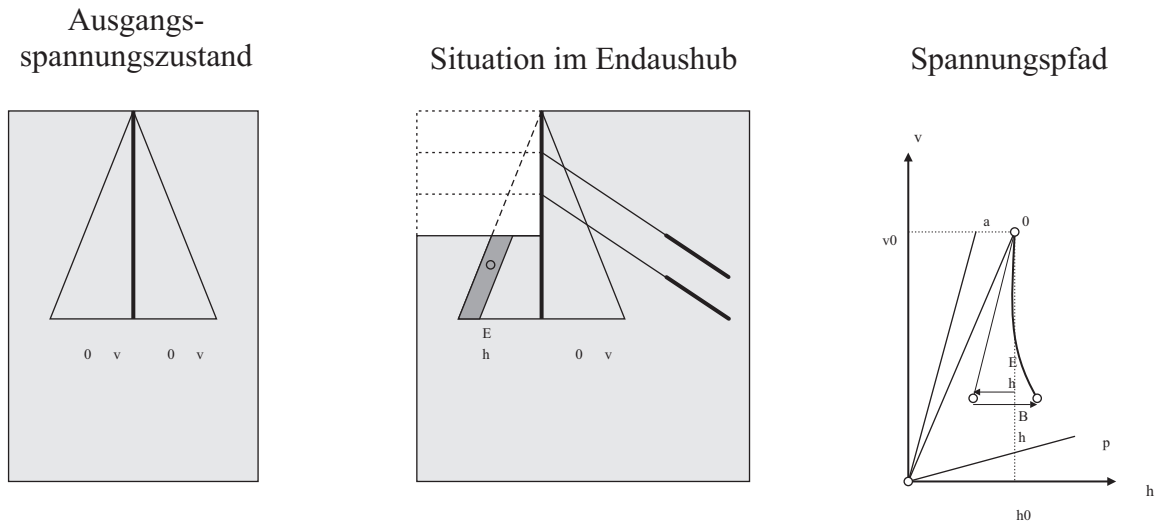


Abbildung 5.10: Situation vor und nach dem Aushub einer Baugrube und Darstellung des Spannungspfades auf der passiven Seite der Verbauwand während der Entlastung

Fußauflager und zu weniger Verformungen. Für $\nu_{ur} = 0,1$ ergibt sich K_0^{ur} zu 0,11 und für $\nu_{ur} = 0,3$ zu 0,43, was in etwa dem vierfachen Wert entspricht. Der Anteil aus der Wandverschiebung $\Delta\sigma_h^B$ ist natürlich abhängig von der Steifigkeit des Untergrunds, aber auch von der Biegesteifigkeit der Verbauwand (siehe hierzu VERMEER UND MARCHER (2000)).

Die Ergebnisse für die Variation des Reduktionsfaktors R_{inter} sind Abbildung 5.11 zu entnehmen. In diesem Fall sind die Unterschiede noch gravierender und fallen vor allem für die Abminderung von R_{inter} deutlich aus. Für $R_{inter} = 0,3$ steigt die maximale Horizontalverschiebung fast auf den dreifachen Wert der Berechnung mit $R_{inter} = 0,6$ an, wohingegen $R_{inter} = 0,9$ eine Verringerung von u_{max} auf „nur“ ein Drittel ergibt. Der Einfluss auf die maximale Setzung ist noch größer. Hier ergibt sich für den geringeren Reduktionsfaktor der vierfache Wert für s_{max} beziehungsweise eine Verringerung um 75 Prozent für den höheren Reduktionsfaktor. Beim maximalen Moment gibt es immerhin noch Unterschiede von rund 25 Prozent und bei den Ankerkräften reduziert sich der Einfluss auf nur noch fünf Prozent.

Um realistische Verformungen, insbesondere hinter der Verbauwand an Geländeoberkante, zu berechnen, sind Interface-Elemente unbedingt erforderlich (siehe beispielsweise FREISEDER (1998)). Auf der anderen Seite liefern zu geringe Scherfestigkeiten im Interface-Element zu große Verformungen. In diesem Fall kann sich der Boden nicht an der Verbauwand „aufhängen“ und wird so durch die Entlastung in der Baugrube nicht so stark mit nach oben gezogen. So hat neben der Steifigkeit auch die Festigkeit des Interface-Elements entscheidenden Einfluss auf die errechnete Setzungsmulde hinter der Verbauwand. Ähnliches findet auch SCHWEIGER (2002A).

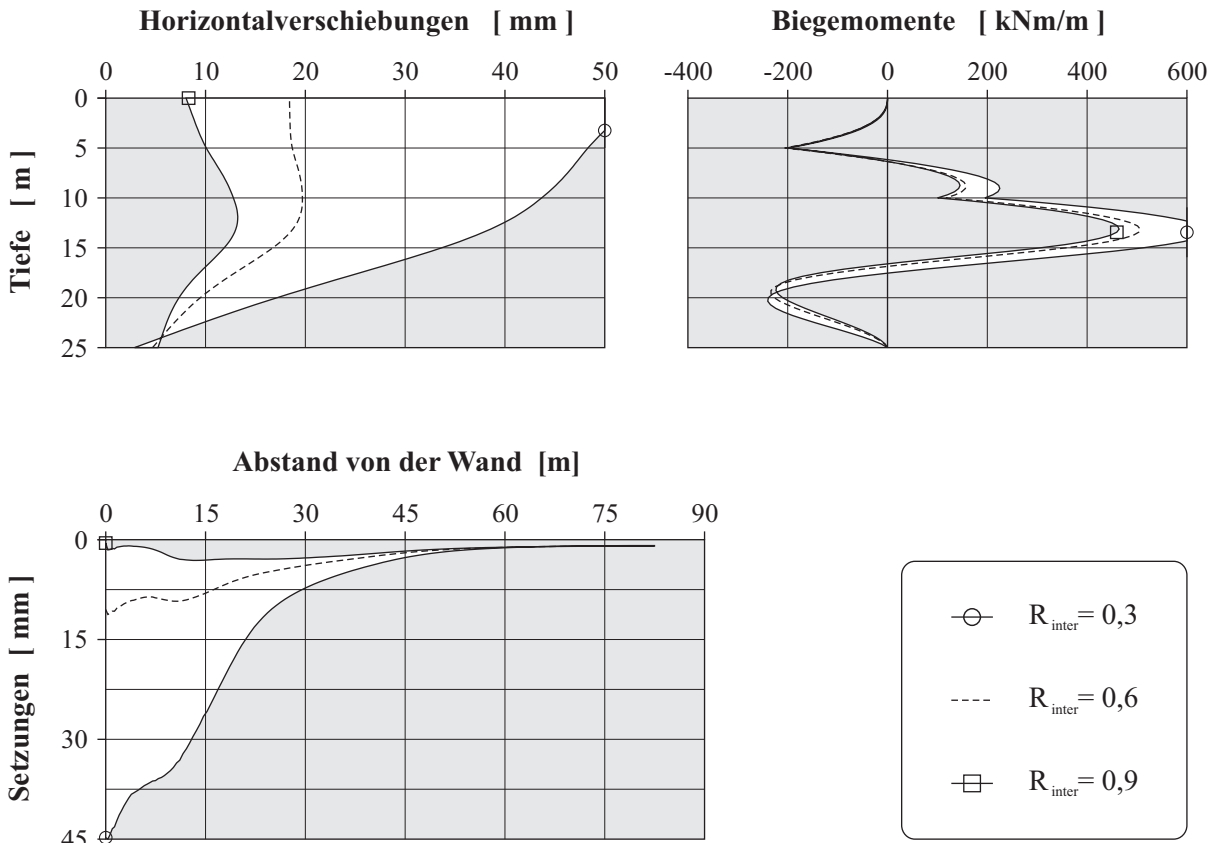


Abbildung 5.11: Hardening-Soil Modell – Einfluss des Reduktionsfaktors R_{inter} auf das Ergebnis einer drainierten Baugrubenberechnung

5.2 Undrainierte Berechnungen von Baugruben

An Hand der bereits in Abbildung 3.2 gezeigten 33 Meter tiefen Baugrube wird auf die Einflüsse bei undrainierten Berechnungen von Baugruben eingegangen. Auf Grund des fast 40 Meter mächtigen Tonpakets ist in diesem Fall eine undrainierte Berechnung zwingend erforderlich, was in Abschnitt 3.1 bereits gezeigt wurde. Nach einer kurzen Vorstellung der Situation vor Ort wird auf den Einsturz der Baugrube im April 2004 eingegangen und es werden die Gründe für den Kollaps präsentiert. Anschließend werden die undrainierten Berechnungen des Aushubs vorgestellt. Es werden Ergebnisse sowohl nach Methode 1 als auch nach Methode 2 für das MOHR-COULOMB Modell gezeigt.

5.2.1 Sehr tiefe Baugrube in Singapur

Die Baugrube wurde im Rahmen der Erweiterung des U-Bahn-Netzes in Singapur – kurz MRT (*Mass Rapid Transit*) – hergestellt. Im Rahmen der Erweiterung ist eine neue Linie, die sogenannte *Circle Line* (CCL), geplant. Die CCL ist insgesamt 33,6 km lang, umfasst 26 Bahnhöfe und soll die bestehenden drei Linien (*North South Line*, *East West*

Line und *North East Line*) miteinander verbinden. Das gesamte Projekt ist in fünf Lose (CCL1 bis 5) aufgeteilt und soll bis 2009 fertiggestellt sein. Die Kosten belaufen sich auf insgesamt 6,7 Milliarden Singapur Dollar (3 Milliarden Euro).

Die betrachtete Baugrube ist Teil von Los CCL1, welches 5,4 km lang ist und verläuft unterirdisch vom *Dhoby Ghaut* Bahnhof zum *National Stadion*. Die beiden eingleisigen Tunnels unterqueren dabei die *Bras Basah* Straße, das *Marina Centre*, den *Nicoll Highway* und den *Kallang* Fluss. Los CCL1 wurde in zwei Teile aufgeteilt, wobei ein Teil mit Vertrag C824 an ein Japanisches Konsortium überging. Dieser Teil umfasst zwei Kilometer Tunnel in offener Bauweise, 800 Meter Vortrieb mittels einer Tunnelbohrmaschine, sowie den Bau zweier Bahnhöfe – *Nicoll Highway Station* (NCH) und *Boulevard Station* (BLV) – mit einer Bausumme von 273 Millionen Singapur Dollar (125 Millionen Euro). Das Konsortium tritt dabei sowohl als Planer als auch als ausführende Firma auf („*Design and build*“). Der ursprüngliche Termin für die Fertigstellung der Baumaßnahmen in Los CCL1 war für 2006 geplant.

Die betrachtete Baugrube liegt zwischen der *Nicoll Highway Station* und dem Startschacht der Tunnelbohrmaschine. Ein Grundriss der Situation vor Ort ist in Abbildung 5.12 gegeben. Darauf ist der geplante Bahnhof, der Startschacht und der Bereich, der vom Einsturz betroffen ist, zu sehen. Gleichzeitig sind die, in diesem Bereich angeordneten Inklinometer und die abgeteuften Bohrungen zur Bestimmung der Schichtenfolge eingezeichnet. Prinzipiell ist die geologische Situation im Bereich der Baugrube durch Auffüllungen (Landgewinnung) und die darunter anstehende *Kallang* Formation geprägt und kann der geologischen Karte von Singapur in Abbildung 5.13 entnommen werden. Die Auffüllungen sind knapp fünf Meter mächtig und wurden vor 20 bis 50 Jahren zur Landgewinnung aufgespült. Darunter stehen bis in eine Tiefe von über 41 Meter breiige Tone der *Kallang* Formation an. Bei den breiigen Tonen handelt es sich um schluffige, organische und marine Tone, die eine gesättigte Wichte von nur 16 kN/m^3 aufweisen. Diese Schichten haben eine Vorkonsolidationsspannung, die nur leicht über der Überlagerungsspannung liegt. So liegt *OCR* der oberen marinen Tone zwischen 1,2 und 1,5 und der unteren marinen Tone zwischen 1,0 und 1,2. Ein Merkmal der Baustelle sind die großen Unterschiede in den Mächtigkeiten der einzelnen Tonschichten. Diese Unterschiede werden insbesondere in der Nähe des Startschachts deutlich sichtbar und es kommt sogar über die Baugrubenbreite zu gravierenden Unterschieden in den Schichtmächtigkeiten. Die weichen Tone werden unterlagert von Sanden, Schluffen und Tonen der *Old Alluvium* Formation. Der Grundwasserspiegel steht zwei Meter unterhalb der Geländeoberkante an und die Porenwasserdrücke steigen bis zum *Old Alluvium* hydrostatisch an.

Die geplante Aushubtiefe der Baugrube beträgt 33 Meter. Die Verbauwände bestehen aus Schlitzwänden, die durch zehn vorgespannte Steifenlagen und zwei tiefliegende HDI-Sohlen gehalten werden. Es war geplant die auf Pfählen gegründeten Tunnels nach dem Endaushub im Schutze der Verbauwände zu erstellen und die Baugrube anschließend wieder zu verfüllen. Abbildung 5.14 zeigt ein Schnitt durch die geplante Baugrube mit den beiden Tunnels und ein Bild der Baustelle von Anfang April 2004. Zu sehen ist im Vordergrund der *Nicoll Highway*, in Bildmitte die Baugrube mit dem Startschacht der Tunnelbohrmaschine und im Hintergrund der *Kallang* Fluss. Der Bauablauf war

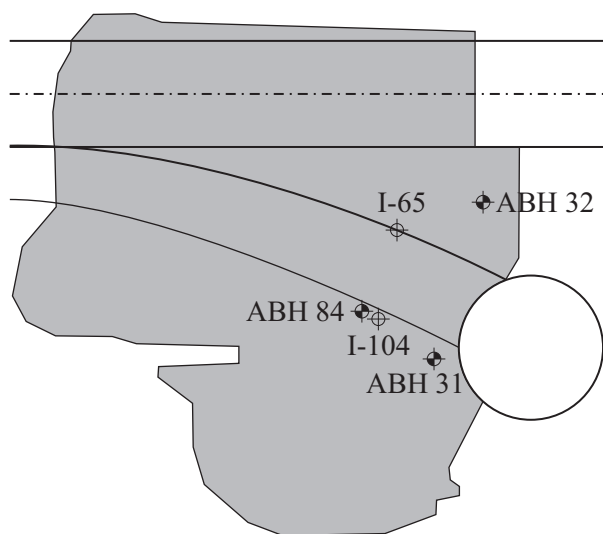
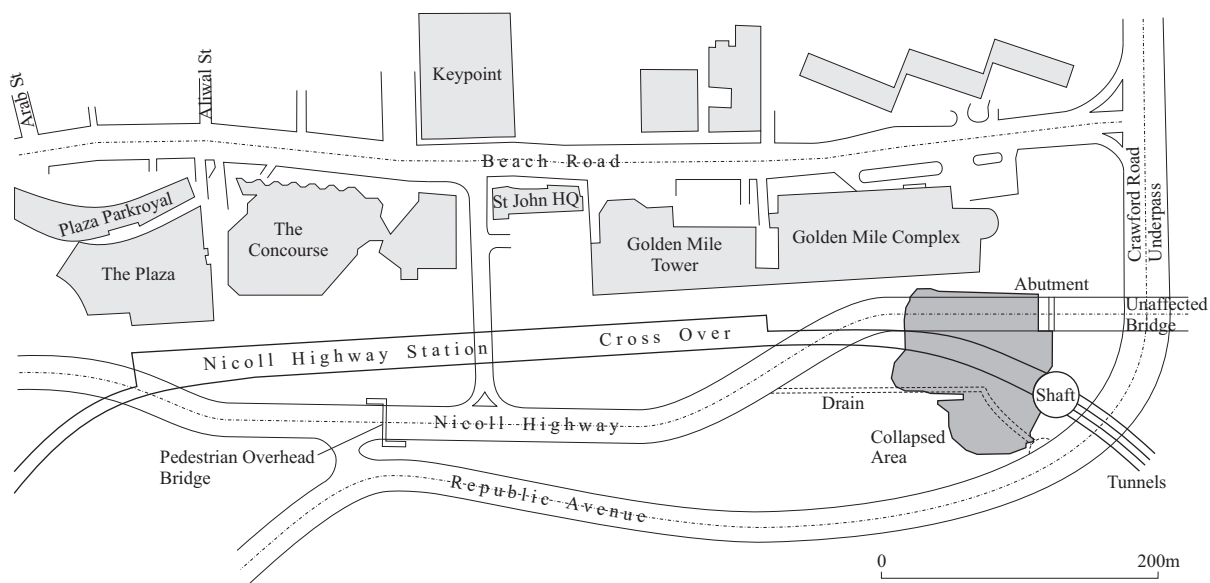


Abbildung 5.12: Grundriss der geplanten Circle Line im Bereich des Einsturzes, sowie Lage der Bohrungen und der Inklinometer

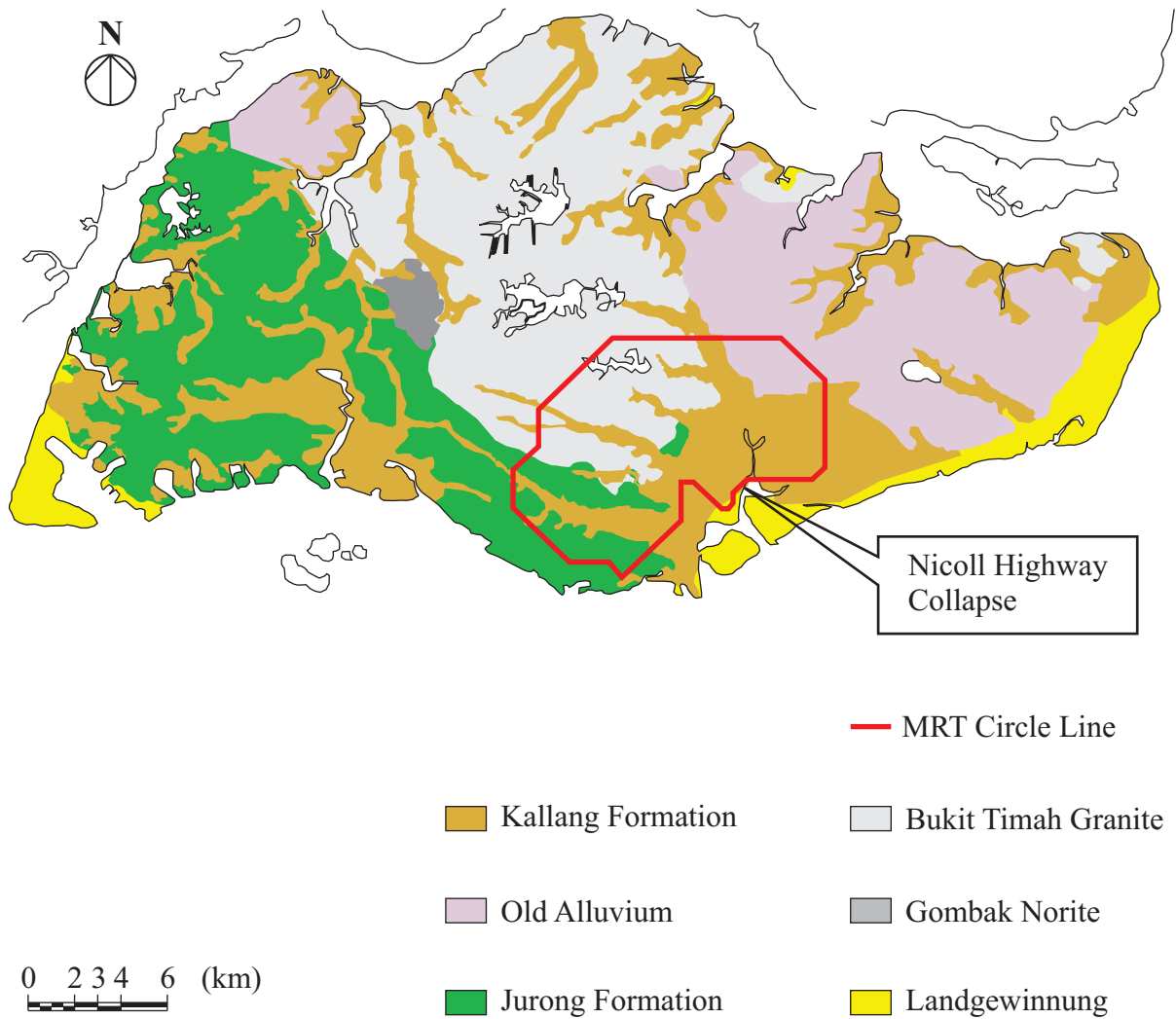
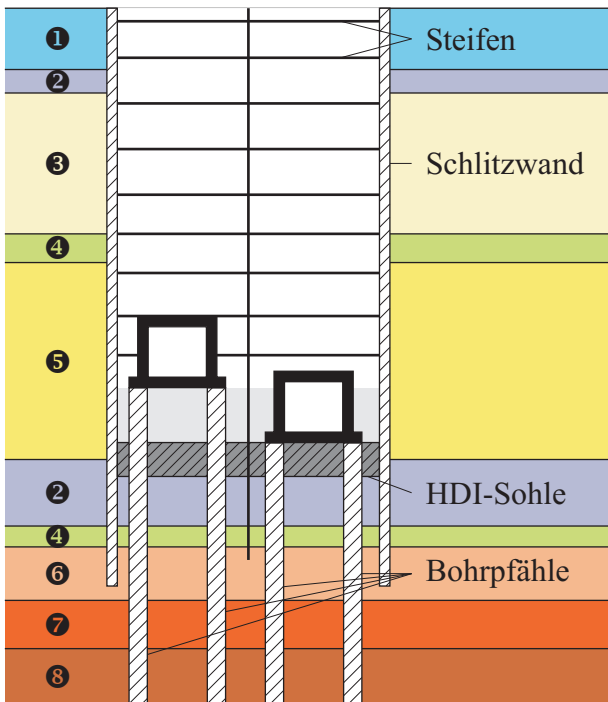


Abbildung 5.13: Geologische Karte von Singapur mit dem Verlauf der *Circle Line*



- | | | | |
|----------------|---------------|--------------------|---------------------|
| ① Auffüllung | ③ Marine Clay | ⑤ Marine Clay | ⑦ Old Alluvium N72 |
| ② Organic Clay | ④ Silty Clay | ⑥ Old Alluvium N35 | ⑧ Old Alluvium N100 |

Abbildung 5.14: Schnitt durch die geplante Baugrube und Bild der Baustelle Anfang April 2004

wie folgt geplant:

- Herstellen der Schlitzwand
- Herstellen der beiden HDI-Sohlen
- Herstellen der Bohrpfähle
- Schrittweiser Aushub und Einbau, sowie Vorspannen der Steifen bis zum Endaushub

Anfang April 2004 war die neunte Steifenlage eingebaut und vorgespannt. Der Aushub war dementsprechend bis in eine Tiefe von 27,6 Meter fortgeschritten. Der Schnitt durch die Baugrube für diesen Baufortschritt mit den beiden HDI-Sohlen ist in Abbildung 5.15 dargestellt. Beim nächsten Aushubschritt bis in eine Tiefe von 30,6 Meter musste die obere HDI-Sohle entfernt werden. Dabei kam es letztlich am 20. April zur Katastrophe und die Baugrube stürzte auf einer Länge von rund 100 Meter komplett ein. In Abbildung 5.15 ist neben dem Schnitt durch die Baugrube auch das Bild der eingestürzten Baugrube zu sehen.

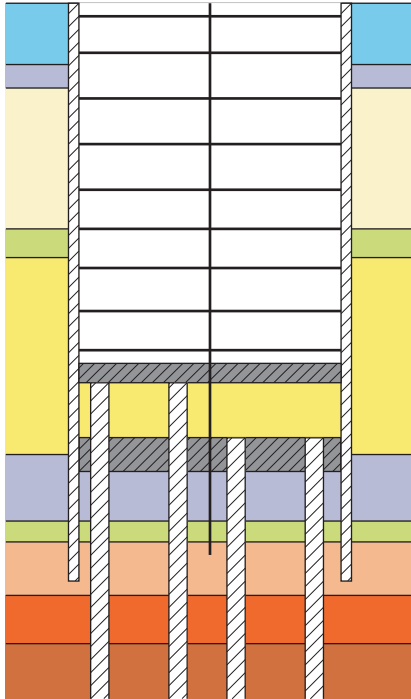


Abbildung 5.15: Schnitt durch die Baugrube unmittelbar vor dem Kollaps und Bild der eingestürzten Baugrube am 20. April 2004

Neben der Baugrube wurde auch der sechsspurige *Nicoll Highway* auf der kompletten Breite vollständig zerstört. Der im Hintergrund zu sehende Startschacht für den bergmännischen Vortrieb blieb hingegen mehr oder weniger intakt. Die möglichen Gründe für die Katastrophe werden im nächsten Abschnitt angesprochen. Für weitere Details zum Projekt und zum Einsturz der Baugrube wird auf den offiziellen Bericht des Untersuchungsausschusses nach MAGNUS U. A. (2005) verwiesen.

5.2.2 Mögliche Gründe für den Einsturz der Baugrube

Die wahrscheinliche Hauptursache für den Einsturz der Baugrube lag nicht in den eigentlichen erdstatischen Berechnungen, sondern in der mangelhaften Bemessung der Verbindung zwischen Steife und Gurtung. Insgesamt kamen vier unterschiedliche Verbindungstypen zur Ausführung. Bei Typ N waren keinerlei Aussteifungen geplant, bei Typ P und D wurden als Aussteifung eine beziehungsweise zwei Platten gewählt und bei Typ C wurde ein U-Profil verwendet. In Abbildung 5.16 sind die Verbindungstypen N, P und C dargestellt. Da es schon bei den oberen Steifenlagen zu Problemen kam, wurde entschieden, für die siebte, achte und neunte Steifenlage den Verbindungstyp C mit zusätzlichen Streben zur Lastverteilung zu versehen. Dabei wurde davon ausgegangen, dass die Streben ein Drittel der Steifenkraft aufnehmen.

Die Bemessung der Verbindung erfolgte nach BS 5950: PART 1: 2000 (2001). Bei der

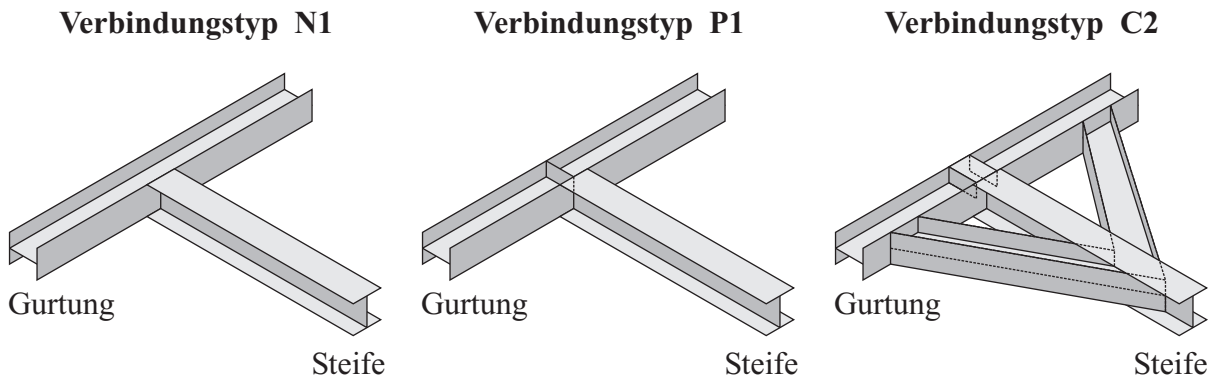


Abbildung 5.16: Details der ausgeführten Verbindungen zwischen Steife und Gurtung

Bemessung erfolgten falsche Annahmen in Bezug auf die Knicklänge. Dies führte dazu, dass der tatsächliche Bemessungswert nur etwa 70 % des berechneten Bemessungswerts in axialer Richtung entsprach. Zu dieser Unterbemessung der Verbindung kam noch hinzu, dass in der neunten Steifenlage an zahlreichen Stellen die Streben zur Lastverteilung, aus welchen Gründen auch immer, nicht ausgeführt wurden. Diese beiden Fehler summieren sich natürlich auf, so dass an den Stellen ohne Streben nur noch die Hälfte der benötigten Tragfähigkeit vorhanden war. Diese axiale Tragfähigkeit verringerte sich in Wirklichkeit noch weiter, da auf Grund der großen Biegung der Verbauwand zusätzliche Exzentrizitäten auftraten, was in Versuchen nachgewiesen wurde.

Es wurde beobachtet, dass genau die Verbindungen ohne Streben der neunten Steifenlage während des Aushubs auf 30,6 Meter unter Geländeoberkante, wofür die oberste HDI-Schicht entfernt werden musste, als erste versagten und so die eigentliche Katastrophe auslösten. Durch das Versagen der neunten Steifenlage wurde auch die achte Steifenlage überbeansprucht und eine Kettenreaktion startete, die zum Einsturz der Baugrube auf einer Länge von rund 100 Meter führte.

Dies ist wie bereits erwähnt die wahrscheinliche Hauptursache des Einsturzes. Neben der Unterbemessung der Verbindung können jedoch auch andere Unzulänglichkeiten während der Entwurfsphase zum Einsturz beigetragen haben. Auf diese Unzulänglichkeiten wird in Abschnitt 5.2.4 näher eingegangen. Da die Untersuchung und das Gerichtsverfahren zum Zeitpunkt dieser Arbeit aber noch nicht abgeschlossen war, kann über die letztlichen Gründe nichts Genaueres gesagt werden.

5.2.3 Berechnungen nach Methode 1 und 2

Für dieses Projekt waren sowohl effektive Scherfestigkeiten als auch die undrainierten Scherfestigkeiten gegeben, so dass der Planer sich entweder für Methode 1 (φ' und c') oder Methode 2 ($\varphi_u = 0$ und c_u) entscheiden musste. Es wurde in Kapitel 3 schon ausführlich auf die Vor- und Nachteile der einzelnen Berechnungsmethoden mit unterschiedlichen Stoffgesetzen hingewiesen. Im Fall der nahezu normal konsolidierten Tone,

Tabelle 5.6: In den Berechnungen nach Methode 1 und 2 verwendete Parameter

	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	ν [–]	E [kN/m ²]	R_{inter} [–]	K_0^{NC} [–]
Auffüllung	19,0	30,0	0,01	–	0,35	10.000	0,67	0,52
E – Organic Clay	15,0	18,0	0,01	15,0	0,35	400 c_u	0,67	0,76
M – Marine Clay	16,0	22,0	0,01	20+1,6(y-15)	0,35	400 c_u	0,67	0,71
F2 – Silty Clay	19,0	24,0	0,01	20+2,0(y-10)	0,35	400 c_u	0,67	0,68
M – Marine Clay	16,0	24,0	0,01	20+1,6(y-15)	0,35	400 c_u	0,67	0,68
E – Organic Clay	15,0	18,0	0,01	20+2,3(y-10)	0,35	400 c_u	0,67	0,79
F2 – Silty Clay	19,0	24,0	0,01	20+2,0(y-10)	0,35	400 c_u	0,67	0,68
HDI-Sohle	16,0	–	–	300	0,35	150.000	0,67	–
Old Alluvium N=35	20,0	32,0	5,00	–	0,35	70.000	0,67	0,58
Old Alluvium N=72	20,0	33,0	5,00	–	0,35	144.000	0,67	0,56
Old Alluvium N=100	20,0	35,0	10,0	–	0,35	200.000	–	0,52

die in einem undrainierten Triaxialversuch Spannungspfaden folgen, die dem unteren Pfad in Abbildung 3.3 entsprechen, sollte daher nicht mit einem einfachen Stoffgesetz nach Methode 1 (vertikaler Pfad in Abbildung 3.3) gerechnet werden. Der Planer hat sich jedoch in seiner Berechnung genau für diese Methode entschieden.

Um die Konsequenzen aufzuzeigen, werden im Folgenden zwei Berechnungen mit dem einfachen linear-elastischen, ideal-plastischen MOHR-COULOMB Modell vorgestellt. Berechnung 1 berücksichtigt das undrainierte Verhalten der Tonschichten mit Hilfe von Methode 1 und Berechnung 2 mit Hilfe von Methode 2. Das Verhalten der Auffüllung und das *Old Alluvium* wird als drainiert angenommen. Es wird darauf hingewiesen, dass die hier vorgestellte Berechnung 1 etwas von der Berechnung des Planers abweicht, da diese weitere Unzulänglichkeiten aufwies, auf die im nächsten Abschnitt kurz eingegangen werden soll. Die in den Berechnungen verwendeten Parameter sind Tabelle 5.6 zu entnehmen. Dabei handelt es sich genau um die Parameter, die dem Planer zur Verfügung standen.

In den zweidimensionalen Berechnungen können die Pfähle ($\varnothing 1,4\text{ m}$) nur als Scheiben modelliert werden. Um diesen Fehler auszugleichen, wird die Biege- und Dehnsteifigkeit der Scheibenelemente um dem Pfahlabstand ($e = 4,45\text{ m}$) reduziert. Entsprechend wird mit dem Reduktionsfaktor R_{inter} der Interface-Elemente entlang der Scheibenelemente verfahren, um nicht die Mantelreibung zu überschätzen. So wird $R_{inter} = 0,44$, $EA = 1,038 \cdot 10^7\text{ kN/m}$ und $EI = 1,271 \cdot 10^6\text{ kNm}^2/\text{m}$ verwendet. Für die Steifen wird linear-elastisches, ideal-plastisches Verhalten angenommen. Dabei wird keine Zugkraft in den Steifen zugelassen und die Druckkraft der Steifen wird entsprechend

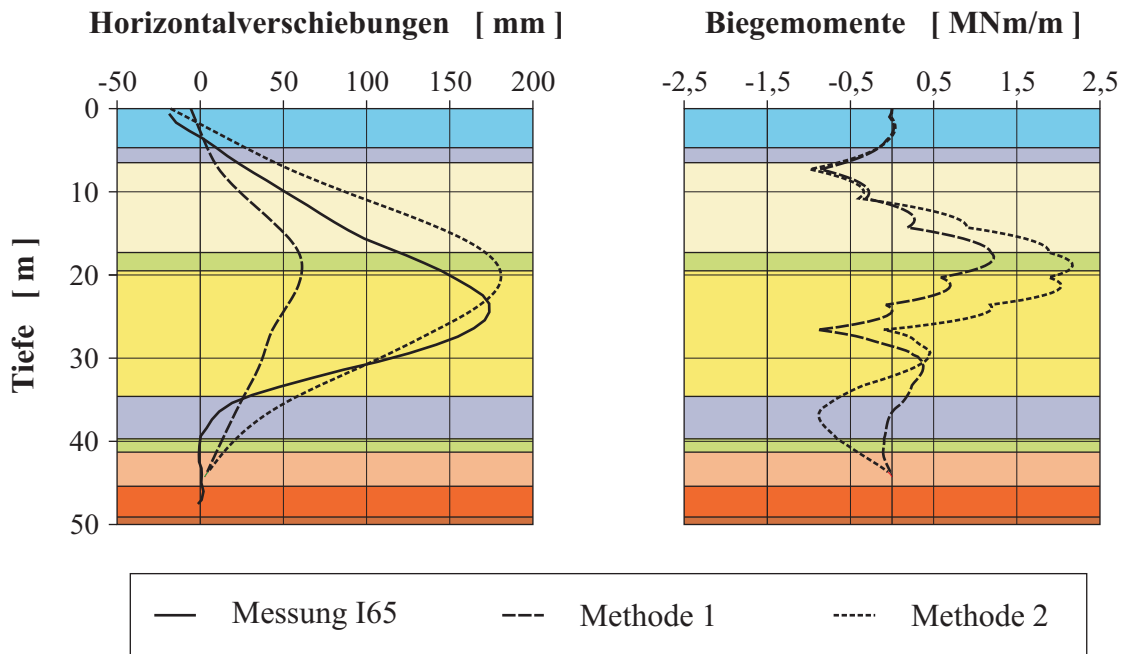


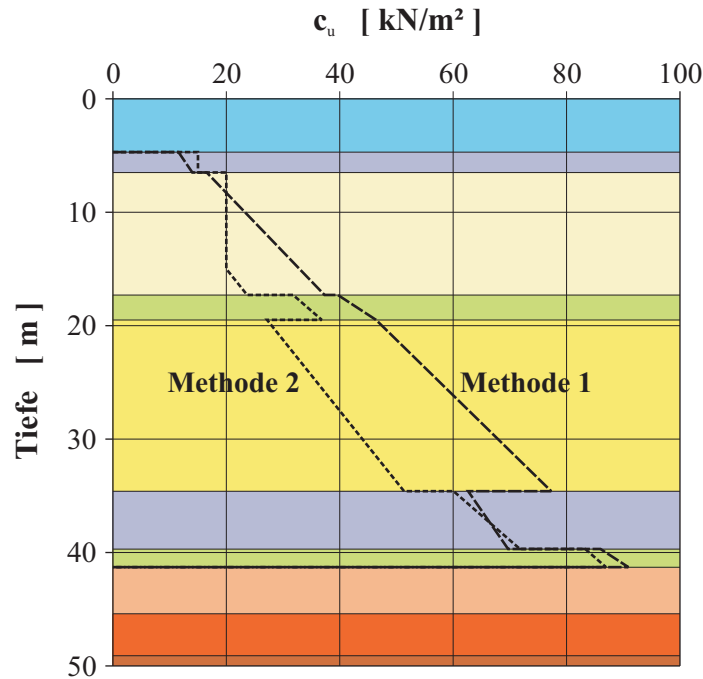
Abbildung 5.17: Ergebnisse der Berechnungen nach Methode 1 und 2

der axialen Traglast, welche während der Untersuchung in Laborversuchen nachgewiesen wurde, gewählt.

In Abbildung 5.17 sind schließlich die Ergebnisse der beiden Berechnungen dargestellt. Es ist die Horizontalverschiebung und der Biegemomentenverlauf der Verbauwand für einen Aushub bis 27,6 Meter unter GOK unmittelbar nach dem Einbau und Vorspannen der neunten Steifenlage gezeigt, also kurz vor dem Einsturz der Baugrube während des nächsten Aushubs. Den Horizontalverschiebungen der Verbauwand sind Messergebnisse des Inklinometers I-65, welches direkt in der Schlitzwand installiert wurde, gegenübergestellt.

Ein Vergleich der Ergebnisse von Methode 1 und 2 zeigt klar, dass Methode 1 deutlich geringere Horizontalverschiebungen und viel zu geringe Biegemomente liefert. Die maximalen Verformungen der Verbauwand liegen mit 7,0 cm für Methode 1 bei nur 35 % der maximalen Verformungen von 19,9 cm für Methode 2. Bei den Biegemomenten ist ein ähnlich großer Unterschied zu erkennen. So liegt das maximale Biegemoment für Methode 1 um 50 % unterhalb dessen von Methode 2. Der einzige Unterschied in diesen Berechnungen ist die unterschiedliche Berücksichtigung der undrainierten Scherfestigkeit. Bei Methode 1 ist das c_u -Profil über die Tiefe ein Ergebnis des Stoffgesetzes (siehe Abschnitt 3.2) und bei Methode 2 ist c_u ein direkter Eingabeparameter.

Im Fall des MOHR-COULOMB Modells kann für eine Berechnung nach Methode 1 das aus dem Stoffgesetz resultierende c_u -Profil relativ einfach aus den herrschenden effektiven Spannungen berechnet werden. In Abschnitt 3.3 wurde gezeigt, dass für linear-elastische, undrainierte Berechnungen $\Delta p' = 0$ gilt. Für den ebenen Verformungs-


 Abbildung 5.18: In den beiden Berechnungen verwendete c_u -Profile

stand gilt:

$$\Delta \varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\Delta \sigma'_{zz} - \nu (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})] = 0 \quad (5.2)$$

Dies führt zu:

$$\Delta \sigma'_{zz} = \nu (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy}) \quad (5.3)$$

Mit der Definition von p' nach Gleichung 2.24 erhält man folgende Gleichung für $\Delta p' = 0$:

$$\Delta p' = \frac{1}{3} [\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \nu (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})] = \frac{1}{3} (1 + \nu) (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy}) = 0 \quad (5.4)$$

und damit:

$$\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} = 0 \quad (5.5)$$

Mit Hilfe der Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB (Gleichung 2.21) kann c_u im Ausgangsspannungszustand mit der Vertikalspannung und dem Erdruchdruckbeiwert K_0^{NC} bestimmt werden.

$$c_u = c' \cos \varphi' + \frac{1}{2} (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) \sin \varphi' = c' \cos \varphi' + \frac{1}{2} \sigma'_{yy} (1 + K_0^{NC}) \sin \varphi' \quad (5.6)$$

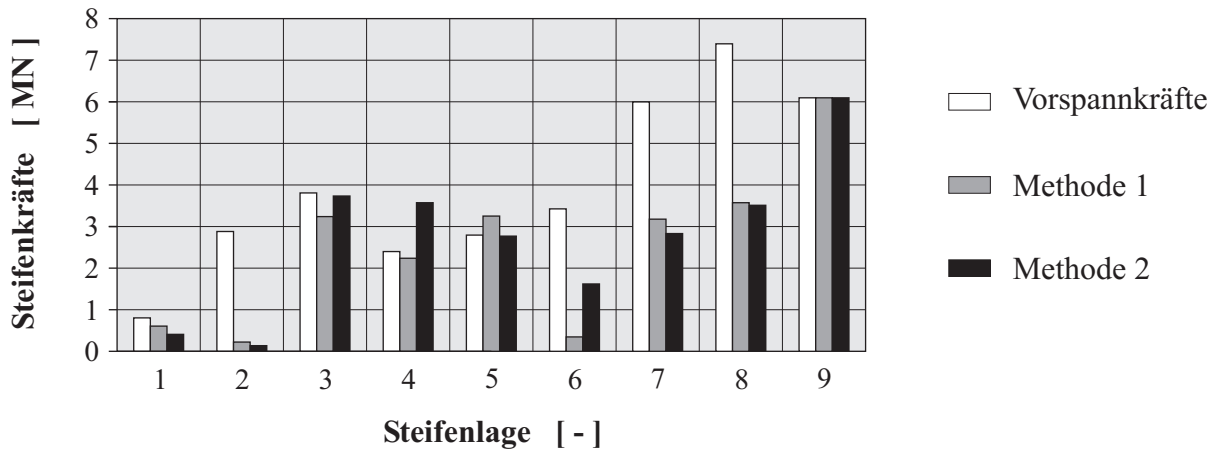


Abbildung 5.19: Berechnete Steifenkräfte für Methode 1 und 2

Da sich die Summe aus Horizontal- und Vertikalspannung nach Gleichung 5.5 nicht ändert, ändert sich auch das c_u -Profil des Ausgangsspannungszustands nicht. Das nach Gleichung 5.6 ermittelte c_u -Profil ist in Abbildung 5.18 mit den in Tabelle 5.6 gegebenen c_u -Werten verglichen. Der Vergleich der beiden c_u -Profile erklärt deutlich den Unterschied in den Horizontalverschiebungen und Biegemomenten der Verbauwand für die beiden Methoden. Die bis zu 60 % höheren c_u -Werte bei Methode 1, als Resultat des einfachen Stoffgesetzes, im Vergleich zur direkten Eingabe von c_u bei Methode 2 ergeben eine deutlich höhere Festigkeit und damit auch geringere Verschiebungen beziehungsweise Biegemomente.

Schließlich sind in Abbildung 5.19 noch die Steifenkräfte nach dem Vorspannen der neunten Steifenlage dargestellt. Vergleicht man die Steifenkräfte nach Methode 1 und 2 ist zwar ein Unterschied zu erkennen, dieser ist aber bei weitem nicht so hoch und es lässt sich auch kein Trend erkennen. So liefert einmal Methode 1 und ein anderes Mal Methode 2 die höheren Kräfte. Es wird also klar ersichtlich, dass die Unterbemessung der Verbindung Steife Gurtung nicht auf die zu geringen Steifenkräfte aus der mangelhaften FE-Berechnung zurückzuführen ist.

5.2.4 Weitere Unzulänglichkeiten die möglicherweise zum Einsturz beigetragen haben

Neben der Verwendung von Methode 1 in Verbindung mit dem MOHR-COULOMB Modell enthalten die FE-Berechnungen des Planers weitere Unzulänglichkeiten, die möglicherweise zum Einsturz der Baugrube beigetragen haben könnten. Auf diese Unzulänglichkeiten wird in diesem Abschnitt hingewiesen, da beispielsweise der Einfluss des Porenwasserdruckansatzes unter Punkt zwei für undrainierte Berechnungen von entscheidender Bedeutung sein kann.

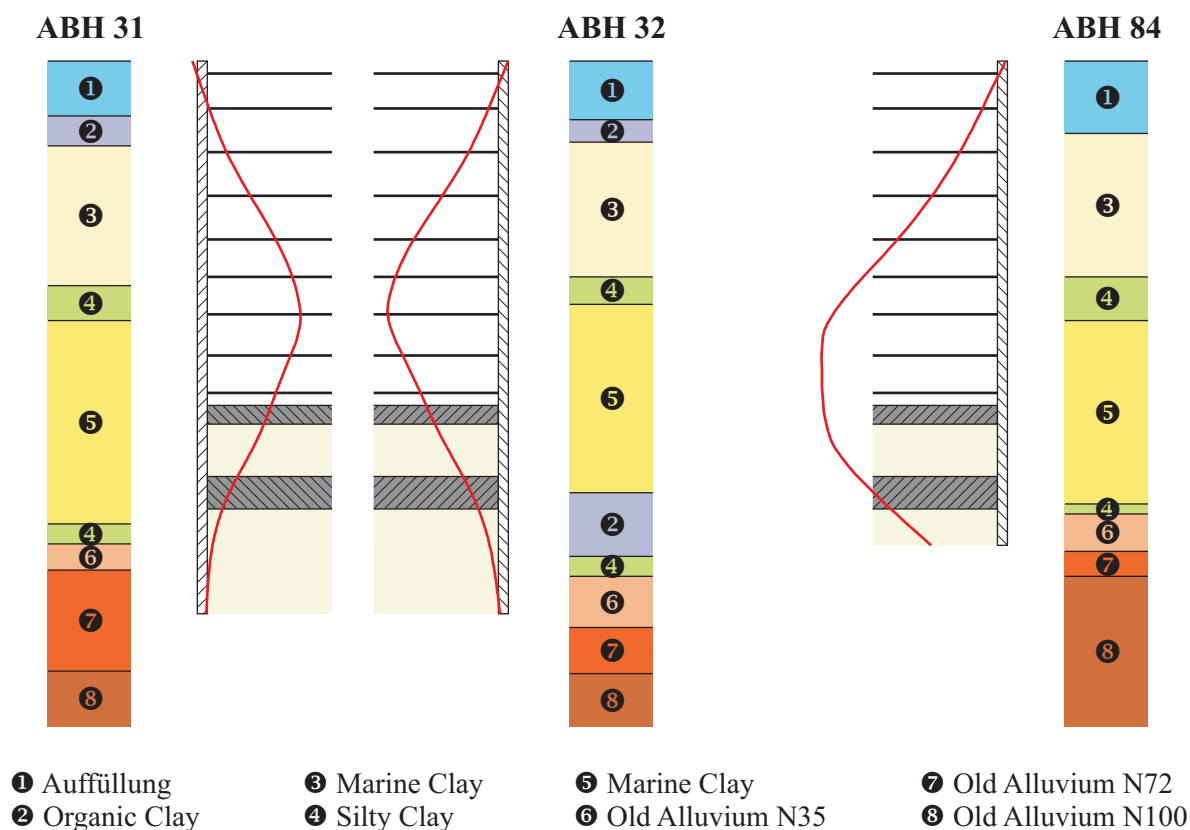


Abbildung 5.20: Einfluss der unterschiedlichen Schichtenfolge der Bohrprofile ABH 31, ABH 32 und ABH 84, sowie der unterschiedlichen Länge der Schlitzwand auf die Wandverformung

1. Einfluss der Schichtenfolge

Im Bereich des Einsturzes wurden insgesamt drei Bohrungen abgeteuft (siehe Abbildung 5.12 rechts). Die aus den Bohrungen gewonnen Profile zeigten merkbare Unterschiede in den Schichtenfolgen und in den Mächtigkeiten. Trotzdem basierte die komplette Bemessung aus einer einzigen Berechnung, die lediglich auf Bohrung ABH 31 basierte. Neben den geologischen Unterschieden gab es auch noch Abweichungen in der Länge der Schlitzwand. Dabei kam es zu Abweichungen von bis zu fünf Metern. Die Konsequenzen dieser Unterschiede sind Abbildung 5.20 zu entnehmen.

Da die Bohrungen ABH 31 und ABH 32 sich genau gegenüber liegen, wird eine Berechnung der gesamten Baugrube und einer zwischen ABH 31 und ABH 32 interpolierten Schichtenfolge durchgeführt. Es zeigen sich unterschiedliche horizontale Verschiebungen für die nördlich und südliche Wand; die Unterschiede liegen aber unter zehn Prozent. Den deutlichen Einfluss der Geologie und der Schlitzwandlänge zeigt sich hingegen bei einer Berechnung nach Bohrung ABH 84. Neben den geologischen Unterschieden ist die Schlitzwand in diesem Bereich zusätzlich knapp fünf Meter kürzer. Die maximal horizontale Verschiebung erhöht sich in diesem Fall auf über 30 Zenti-

meter. Dieser Wert stimmt gut mit den Messungen von Inklinometer I-104 in diesem Bereich überein. Der Einfluss der unterschiedlichen Schnitte und Schlitzwandlängen ist deutlich erkennbar. Eine weitere Berechnung hätte also schon in der Planungsphase auf mögliche Probleme hinweisen können.

2. Einfluss des Porenwasserdruckansatzes

Die Porenwasserdrücke sind bei einer undrainierten Berechnungen natürlich auch von entscheidender Bedeutung. Insbesondere bei Baugruben ist der Ansatz der Porenwasserdrücke auf Grund des Aushubs nicht trivial und wurde im Fall der FE-Berechnung in Singapur ebenfalls nicht korrekt durchgeführt. Im verwendeten Programm bestehen die Porenwasserdrücke in einer undrainierten Berechnung aus einem stationären Anteil u' und den Porenwasserüberdrücken Δu .

$$u = u' + \Delta u \quad (5.7)$$

Je nach Ziel und Art der Berechnung ist dies von entscheidender Bedeutung. So ist der Ansatz des stationären Porenwasserdrucks u' bei undrainierten Berechnungen ohne anschließende Konsolidationsphase insbesondere dann von entscheidender Bedeutung, wenn sich nicht alle Schichten undrainiert verhalten. Ist eine anschließende Konsolidationsberechnung erforderlich, ist der stationäre Anteil u' dahingehend von Bedeutung, da nach Abbau der Überdrücke Δu letztlich u' übrig bleibt. Dies soll an Hand eines einfachen Beispiels aufgezeigt werden.

In diesem Beispiel wird eine obere, undrainierte und eine untere, drainierte Schicht betrachtet – ähnlich den Annahmen des Planers für die Baugrube in Singapur. Es wird davon ausgegangen, dass der Grundwasserspiegel vor dem Aushub ($u = u'$) an Geländeoberkante ansteht. Im nächsten Schritt erfolgt der komplette Aushub. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird bei der Darstellung der Berechnungsergebnisse für Δu lediglich der Anteil aus der Aushubsentlastung berücksichtigt, die Porenwasserüberdrücke die aus der Verschiebung der Verbauwand resultieren, bleiben in der schematischen Darstellung unberücksichtigt. Des Weiteren wird von $\nu_u = 0,5$ und damit von $K_W = \infty$ ausgegangen. Im verwendeten FE-Programm können die stationären Porenwasserdrücke u' in jedem Berechnungsschritt vorgegeben werden. In diesem Beispiel wird von drei verschiedenen Ansätzen für u' ausgegangen. Die Verläufe von u , u' und Δu auf der passiven Seite der Baugrube sind in Abbildung 5.21 exemplarisch für die verschiedenen Ansätze direkt nach dem Aushub dargestellt. Außerdem sind die initialen Porenwasserdrücke als gestrichelte Kurve gegeben.

- **Ansatz a)** Es wird der Boden und das Wasser ausgehoben, u' bleibt konstant.
- **Ansatz b)** Es wird der Boden und das Wasser ausgehoben, u' wird in der verbleibenden undrainierten Schicht von Baugrubensohle bis zur Unterkante der drainierten Schicht interpoliert – der Potentialunterschied wird in der weniger durchlässigen Schicht abgebaut.
- **Ansatz c)** Es wird der Boden und das Wasser ausgehoben, u' wird von Baugrubensohle an als hydrostatisch angenommen.

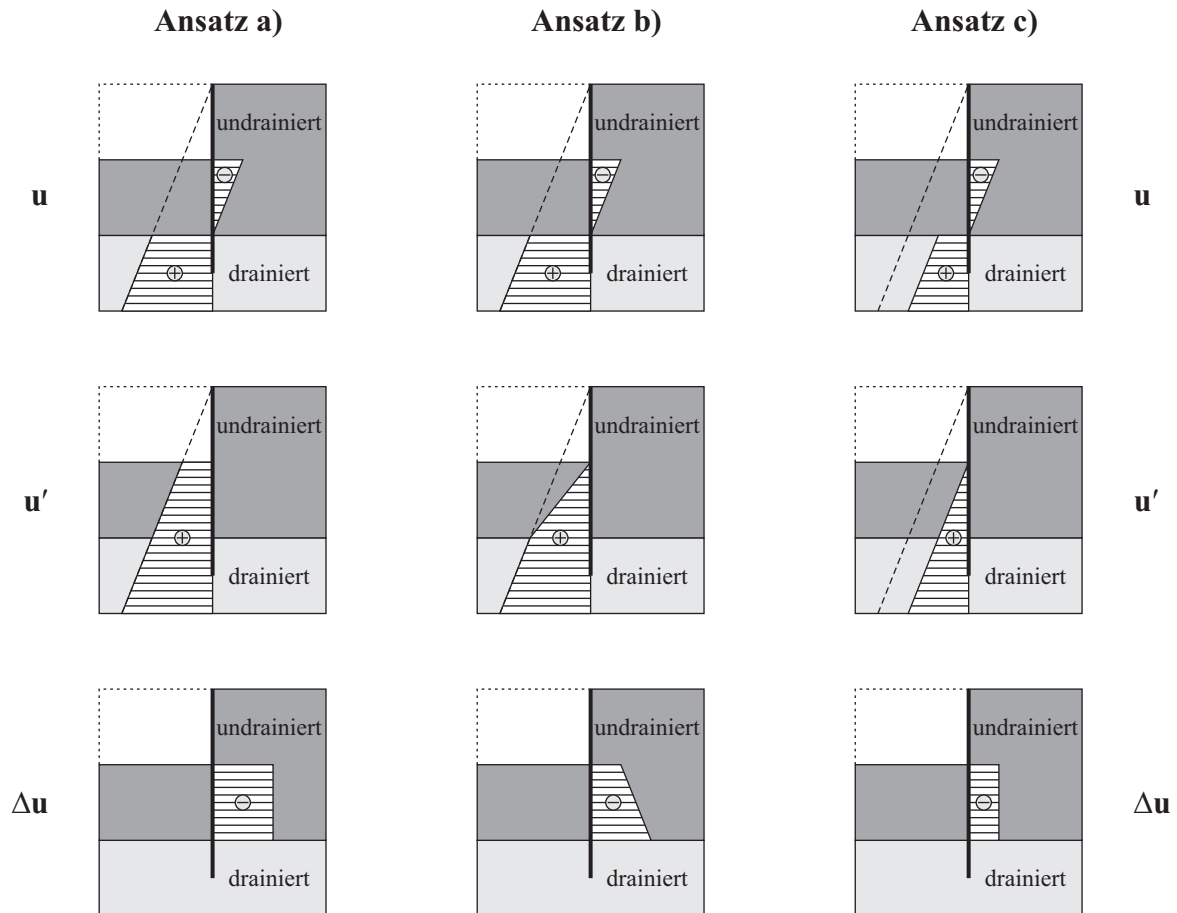


Abbildung 5.21: Einfluss des Porenwasserdruckansatzes auf der passiven Seite direkt nach dem Aushub

Der Planer verwendete Ansatz c). Betrachtet man die resultierenden Porenwasserdrücke u (Abbildung 5.21 oben) wird sofort ersichtlich worin der Fehler dieser Annahme liegt. Vergleicht man die Porenwasserdrücke der undrainierten Schicht u , führen alle drei Ansätze zu denselben Ergebnissen. In der drainierten Schicht ergeben sich bei Ansatz c) jedoch geringere Porenwasserdrücke ($u = u'$) als für Ansatz a) und b). Dadurch wird der Auftrieb der wenig durchlässigen Schicht deutlich unterschätzt und es kommt außerdem zu einem Ungleichgewicht der Porenwasserdrücke, da außerhalb der Baugrube weiterhin der volle hydrostatische Wasserdruck (von Geländeoberkante) herrscht. Dieser Ansatz darf daher auf keinen Fall verwendet werden. So mussten in den hier gezeigten Berechnungen, in denen Ansatz a) zur Anwendung kommt, die Pfähle mit berücksichtigt werden, da ansonsten die Sohle auf Grund der Auftriebskräfte versagt hätte. Trotz der Pfähle trat in beiden Berechnungen beim Aushub auf 30,6 Meter Versagen auf. Dieser Baufortschritt entspricht dem tatsächlichen Versagen der Baugrube. Dies zeigt, dass auch diese Effekte eventuell zum Einsturz beigetragen haben könnten. Dank dem falschen Ansatz der Porenwasserdrücke gab es in der Berechnung des Planers bis zur

Endaushubtiefe von 33,3 Meter keinerlei Auftriebsprobleme und er musste noch nicht einmal die Pfähle in der Berechnung berücksichtigen. Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass es weiterhin umstritten ist, wie sich das *Old Alluvium* in Wirklichkeit verhält – drainiert oder undrainiert.

Auf Grund der oben genannten Gründe wird ab hier nur noch Ansatz a) und b) verfolgt. Die stationären Porenwasserdrücke u' (Abbildung 5.21 Mitte) entsprechen wie erwähnt den vorgegebenen Ansätzen und entsprechen weiterhin genau den Porenwasserdrücken, die nach einer Konsolidationsberechnung erhalten bleiben. Im Fall einer komplett undrainierten Berechnung, wie im Fall der Baugrube in Singapur, gibt es keinen Unterschied zwischen Ansatz a) und b). In diesem Fall sind lediglich die totalen Porenwasserdrücke u von entscheidender Bedeutung und diese sind identisch (siehe Abbildung 5.21 oben). Ist eine Konsolidationsphase im Anschluss an die undrainierte Berechnung hingegen vorgesehen, muss man sich über den Ansatz Gedanken machen und in diesem Fall ist Ansatz b) der realistische, da bei Ansatz a) in Höhe der Baugrubensohle noch Porenwasserdrücke der Größe $\gamma_w \cdot h$ anstehen.

Auf Grund der Unterschiede in u' , sind auch die Porenwasserüberdrücke Δu für Ansatz a) und b) verschieden. Im Fall von Ansatz a) ist der Porenwasserüberdruck konstant und entspricht der Größe der vollen Aushubsentlastung von $\gamma_r \cdot h$. Da es sich um eine Entlastung handelt müsste man eher von Porenwasserunterdrücken sprechen. Bei Ansatz b) reduzieren sich die Unterdrücke auf Grund der im Vergleich zur Ausgangssituation geringeren stationären Porenwasserdrücke u' – eine Reduzierung von u' bedeutet eine Belastung des Untergrunds und damit Porenwasserüberdrücke. Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass im vorliegenden Fall einer komplett undrainierten Berechnung kein Unterschied zwischen Ansatz a) und b) besteht.

3. Reaktion auf die großen Wandverformungen

Zu diesen Unzulänglichkeiten kam noch hinzu, dass die Messungen außer Nachrechnungen keine weiteren Reaktionen hervorgerufen haben. Bereits am 23. Februar 2004 überschritten die gemessenen Verschiebungen der Inklinometer I-65 und I-104 die auf Grund der FE-Berechnung festgelegte maximal zulässige Verschiebung von 145 Millimeter. Zu diesem Zeitpunkt wurde die sechste Steifenlage eingebaut. Die maximale Verschiebung von I-104 betrug bereits 159 Millimeter. Daraufhin wurden nicht die Berechnung selber oder die getroffenen Annahmen in Frage gestellt, es wurde vielmehr eine weitere Berechnung nach Methode 1 mit reduzierten Scherfestigkeiten durchgeführt. So wurde in dieser neuen Berechnung der Reibungswinkel der weichen Tone auf zwölf Grad reduziert und eine neue maximal zulässige Verschiebung von 253 Millimeter festgelegt.

Dieser Wert wurde dann am 30. März 2004 ebenfalls überschritten. Inklinometer I-104 zeigte eine Verschiebung von 302 Millimeter. Daraufhin wurde eine weitere Berechnung nach Methode 1 durchgeführt. Der Reibungswinkel wurde weiter reduziert und es wurde eine neue maximal zulässige Verschiebung von 359 Millimeter festgelegt. Am 20. April 2004, dem Tag des Einsturzes, zeigte die letzte Messung von Inklinometer I-104 eine maximale Verschiebung der Verbauwand von 441 Millimeter.

Natürlich sind diese riesigen Verformungen nicht alle auf die unterschiedliche Geo-

logie und Schlitzwandlängen zurückzuführen, sondern hängen auch mit der mangelhaften Bemessung der Verbindung Steife Gurtung zusammen. Trotzdem ist zu erkennen welche gravierenden Fehler in der Berechnung gemacht wurden und wie wenig die Zusammenhänge der undrainierten Berechnung verstanden wurden – angefangen vom Ansatz der Porenwasserdrücke bis zur Wahl von Methode 1 in Verbindung mit dem MOHR-COULOMB Modell. Darüber hinaus hätte sowohl der Bauherr als auch der Planer, durch die zweimalige Überschreitung der maximal zulässigen Verformung, viel früher erkennen müssen, dass an irgendeiner Stelle Probleme in der Baugrube aufgetreten sind. Des Weiteren wird klar ersichtlich, wie wichtig in diesem Fall eine unabhängige Prüfung der Berechnungen gewesen wäre. In Singapur ist diese unabhängige Prüfung jedoch nur bei dauerhaften Bauwerken und nicht bei temporären Bauwerken vorgeschrieben.

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. Dabei konzentriert sich die Arbeit ausschließlich auf Berechnungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM). Nach einer kurzen Einführung zu diesem Thema, werden die in der Arbeit verwendeten Stoffgesetze vorgestellt.

Vor dem Beginn der eigentlichen numerischen Berechnungen muss als erstes geklärt werden, welche Art von Analyse durchgeführt werden soll – eine drainierte oder eine undrainierte Berechnung. Prinzipiell hängt diese Entscheidung natürlich von der Problemstellung und den Untergrundverhältnissen ab. Als wichtigste Einflussgrößen sind die folgenden zu nennen:

- Grundwasserverhältnisse
- Durchlässigkeit k des Untergrunds
- Steifigkeit E_s des Untergrunds
- Belastungszeit beziehungsweise Belastungsgeschwindigkeit
- Größe und Art der Lasteinleitung

So ist es wenig hilfreich bei weichen, gesättigten Schichten pauschal von undrainierten Verhältnissen auszugehen. Hier spielt natürlich auch die Mächtigkeit der weichen Schicht eine Rolle, sowie die Schichten, die die weiche Schicht über- beziehungsweise unterlagern. An Hand von zwei Baugruben wurde gezeigt, wie die dimensionslose Zeit T_v aus der Konsolidationstheorie als Entscheidungshilfe herangezogen werden kann. Für $T_v > 0,4$ überwiegen nach VERMEER UND MEIER drainierte Verhältnisse, wohingegen für $T_v < 0,01$ undrainierte Verhältnisse vorherrschen. Diese Werte wurden für Baugruben hergeleitet und lassen sich natürlich nicht auf alle Problemstellungen übertragen, liefern aber doch eine gute Hilfestellung zur Einordnung der zu untersuchenden Problemstellung. Es muss also im Einzelfall immer eine Entscheidung getroffen werden, wobei im Zweifelsfall, wenn sich das zu untersuchende Problem nicht in eine der beiden Kategorien einordnen lässt, die Variante einer undrainierten Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsberechnung vorzuziehen ist.

Drainierte Berechnungen

In dieser Arbeit wurden die Einflüsse auf eine drainierte Berechnung an Hand von zwei Randwertproblemen – Pfahlprobebelastung und Baugrubenverbau – erläutert. Hier wurde insbesondere auf Einflüsse der Diskretisierung, des Stoffgesetzes und der Steifigkeit eingegangen und es wurde auf die Vorteile von Kontaktelementen hingewiesen.

So ist bei der Simulation von Pfahlprobebelastungen der Vorteil von Kontaktelementen deutlich erkennbar und es können Finite Elemente eingespart werden, was bei komplexen dreidimensionalen Berechnungen von entscheidender Bedeutung sein kann. Es wurde aber gezeigt, dass trotz der Verwendung von Kontaktelementen insbesondere unter dem Pfahlfuß auf ein ausreichend feines Netz geachtet werden muss. Etwas anders stellt sich die Situation dar, wenn der Boden dilatantes Verhalten aufweist. In diesem Fall ist eine deutliche Netzabhängigkeit zu erkennen. Neben der Netzabhängigkeit wurde auch der große Einfluss der Dilatanz auf den Mantelwiderstand bei Pfählen aufgezeigt. So ist ohne „cut-off“ der Dilatanz kein Grenzzustand zu erreichen. Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Berechnung von Pfählen ist die korrekte Abbildung der Verhältnisse unter dem Pfahlfuß. Insbesondere für die Probebelastung im Berliner Sand wurden die Einflüsse der Auflockerung am Pfahlfuß durch die Pfahlherstellung gezeigt.

Grundsätzlich hat sich bei beiden Probebelastungen gezeigt, dass für den Mantelwiderstand die richtige Wahl des Stoffgesetzes (deviatorische Verfestigung und „cut-off“ der Dilatanz) und für den Spitzenwiderstand die richtige Wahl der Steifigkeit (Auflockerung und Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit) von entscheidender Bedeutung ist.

Bei den drainierten Berechnungen von Baugruben ist insbesondere die Wahl des richtigen Stoffgesetzes zu erwähnen. Auf Grund der unterschiedlichen Steifigkeit bei Erstbelastung und Entlastung sind für Baugrubenberechnungen nur Modelle sinnvoll, die diesen Effekt berücksichtigen. Es wird daher dringend empfohlen hochwertige Stoffgesetze zu verwenden, da ansonsten die komplexen Verhältnisse überhaupt nicht oder nur unzureichend berücksichtigt werden können. So konnte bei den vorgestellten Berechnungen mit dem einfachen MOHR-COULOMB Modell durch geschickte Wahl der Steifigkeitsparameter zwar die ein oder andere Größe mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden, dafür lieferte diese Berechnung dann aber für andere Größen unrealistische Werte. So stimmen beispielsweise die Verschiebungen der Verbauwand bei der MC-Eur Analyse noch ungefähr mit denen der HS Berechnung überein, das Einspannmoment kann aber bereits nicht mehr berechnet werden. Auch die Setzungen hinter der Verbauwand können mit einfachen Stoffgesetzen nicht vorhergesagt werden. Des Weiteren wurde auf den großen Einfluss des Reduktionsfaktors R_{inter} und der Querdehnzahl bei Ent- beziehungsweise Wiederbelastung ν_{ur} hingewiesen.

Um die Einflüsse der Modellränder bei Baugrubenberechnungen auszuschließen wurden Abstände von $a_b = 4h$ und $a_h = 3h$ gefunden. Bei der Untersuchung des Randabstands ist vor allem aufgefallen, dass die Einflüsse auf die Biegemomente und Ankerkräfte von untergeordneter Bedeutung waren. Für diese Größen kommt der ausreichenden Netzfeinheit die entscheidende Bedeutung zu. Die korrekte Wahl der Randabstände ist vor allem für die richtige Vorhersage der Verformungen wichtig. Es wurde gezeigt,

dass selbst bei Verwendung des Hardening-Soil Modells im Fall der Verformungen einige zusätzliche Annahmen getroffen werden mussten. So ist insbesondere bei tiefen Netzen und bei den Setzungen hinter der Verbauwand die erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen („*Small-Strain-Stiffness*“) zu berücksichtigen.

Undrainierte Berechnungen

Bei einer undrainierten wird der Anwender gezwungen neben dem Stoffgesetz auch die Art und Weise der undrainierten Berechnung zu wählen. Dass insbesondere die richtige Kombination der beiden Varianten nicht trivial ist wurde in dieser Arbeit gezeigt. Die drei verschiedenen Möglichkeiten einer undrainierten Berechnung sind nachfolgend noch einmal aufgelistet:

- **Methode 1:** Eine Berechnung in Form von effektiven Spannungen mit den effektiven Scherparametern c' und φ' und effektiven Steifigkeitsparametern E' und ν' .
- **Methode 2:** Eine Berechnung in Form von totalen Spannungen mit den undrainierten Scherparametern c_u und $\varphi_u = 0$ und effektiven Steifigkeitsparametern E' und ν' .
- **Methode 3:** Eine Berechnung in Form von totalen Spannungen mit den undrainierten Scherparametern c_u und $\varphi_u = 0$ und undrainierten Steifigkeitsparametern E_u und $\nu_u = 0,5$.

Es wurde gezeigt, dass Methode 1 nur in Verbindung mit einem hochwertigen Stoffgesetz anzuwenden ist, da in diesem Fall die undrainierte Scherfestigkeit kein Eingabewert, sondern ein Ergebnis des Stoffgesetzes ist. Bei einfachen Stoffgesetzen in Verbindung mit der linearen Elastizität nach HOOKE – wie dem MOHR-COULOMB Modell – wird die Tragfähigkeit (c_u) deutlich überschätzt (bei normalkonsolidierten Böden), was an Hand von undrainierten Triaxialversuchen und der Baugrube in Singapur gezeigt wurde. Der Vorteil von Methode 1 liegt ganz klar darin, dass das undrainierte Verhalten auch mit effektiven Parametern beschrieben wird. In Verbindung mit einem hochwertigen Stoffgesetz kann so die Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit von der Spannung, vom Spannungspfad und vom volumetrischen Verhalten abgebildet werden. In diesen Vorteilen ist aber auch die Komplexität von Methode 1 begründet. Mit Hilfe der Sensitivitätsanalyse in Abschnitt 3.4.6 wurde gezeigt, dass nahezu jeder Eingabeparameter einen Einfluss auf die undrainierte Scherfestigkeit besitzt. Da bei „klassischen“ Berechnungsmethoden Steifigkeitsparameter keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Festigkeitsparameter keinen Einfluss auf die Verformungen haben, kann dies auf den ersten Blick unverständlich sein. Bei einer undrainierten FE-Berechnung nach Methode 1 ist diese Trennung jedoch nicht gegeben. Daher ist unbedingt zu beachten, dass diese Methode sehr empfindlich auf Eingabeparameter reagiert und ausschließlich in Verbindung mit hochwertigen Stoffgesetzen sinnvoll ist. Demzufolge wird sie nur sehr erfahrenen Anwendern empfohlen.

Die Beliebtheit von Methode 2 und 3 liegt natürlich in der direkten Eingabe der undrainierten Scherfestigkeit. So lässt sich das c_u -Profil von weichen Böden mit Hilfe von

preiswerten Drucksondierungen abschätzen. Vor allem in Kombination mit Flügelsondierungen ergeben sich so verlässliche Werte für die undrainierte Scherfestigkeit. Des Weiteren entfällt dadurch die Entnahme von Bodenproben und die Durchführung von Laborversuchen zur Bestimmung von φ' und c' . Darüber hinaus stehen bewährte Korrelationen zur Abschätzung des undrainierten Elastizitätsmoduls für Methode 3 zur Verfügung. In diesem Zusammenhang wird nochmals darauf hingewiesen, dass bei Berechnungen mit dem Hardening-Soil Modell und Methode 2 beziehungsweise 3 die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit verloren geht, da $\varphi_u = 0$ ist.

Auf der anderen Seite bringt die direkte Eingabe von c_u auch den Nachteil mit sich, dass dadurch die Spannungspfadabhängigkeit entfällt. Dies muss in einer derartigen Berechnung entsprechend berücksichtigt werden.

Der große Nachteil von Methode 3 gegenüber Methode 2 ist, dass keinerlei Informationen über Porenwasserüberdrücke gewonnen werden, da eine Berechnung in Form von totalen Spannungen durchgeführt wird. So wird bei Wahl von Methode 3 eine eventuelle Konsolidationsberechnung von Anfang an ausgeschlossen. Fällt die Wahl bei einer undrainierten Berechnung auf die Verwendung eines einfachen Stoffgesetzes, kann nur zu Methode 2 geraten werden. Methode 1 scheidet in diesem Fall aus den oben genannten Gründen aus.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass eine undrainierte Berechnung nach Methode 1 nur in Verbindung mit einem hochwertigen Stoffgesetz und eine undrainierte Berechnung mit einem einfachen Stoffgesetz nur in Verbindung mit Methode 2 sinnvoll ist.

Des Weiteren wurde auf den Einfluss der Dilatanz bei undrainierten Berechnungen eingegangen. So ist bei undrainierten Berechnungen mit $\psi \neq 0$, wie bei den drainierten Berechnungen der Pfahlprobebelastung in Berliner Sand, kein Grenzzustand zu erkennen. In diesem Fall ist eine Begrenzung der Dilatanz ebenfalls unbedingt erforderlich. Allerdings kann dies im Fall der undrainierten Berechnung nicht mit dem in Abschnitt 4.3.1 vorgestellten „cut-off“ des Hardening-Soil Modells geschehen. Dieser „cut-off“ funktioniert nur im Fall von drainierten Verhältnissen, wenn volumetrische Dehnungen entstehen und sich die Porenzahl ändert. Dies ist bei undrainierten Berechnungen nicht der Fall ($\Delta\varepsilon_v \approx 0$).

Abschließend ist zu sagen, dass die FE-Methode gegenwärtig immer beliebter wird und in Asien und im Nahen Osten FE-Analysen bereits nicht nur zur Ermittlung der Verformungen, sondern auch zum Entwurf und zur Bemessung der Bauteile eingesetzt werden. Dies liegt auf der einen Seite an der sprunghaften Entwicklung des Personal Computers aber in einem großen Maße auch in der Entwicklung hochwertiger Stoffgesetze, die trotzdem „anwendbar“ sind. Dies ist generell zu begrüßen, ist aber auch mit Anforderungen an die Benutzer verbunden. In dieser Arbeit wurden daher einige Hinweise zu drainierten und undrainierten Berechnungen gegeben. Führt man sich nochmals das Beispiel der Baugrube in Singapur vor Augen und berücksichtigt man die Komplexität der Materie, wird deutlich wie wichtig in diesem Fall das Vier-Augen-Prinzip ist. Im Gegensatz zu vielen anderen Ländern wird das in Deutschland mit dem „Institut Prüfeningenieur“ realisiert. Natürlich darf der FE-Anwender sich dabei nicht auf den Prüfeningenieur verlassen, sondern muss über die nötige Sachkenntnis verfügen; die Ergebnisse seiner Berechnungen müssen aber trotzdem kritisch überprüft werden. Wäre

so auch im Fall der Baugrube in Singapur verfahren worden, hätte man die Katastrophe mit Sicherheit verhindern können.

Literaturverzeichnis

- [A. Abed 2006] A. ABED, P.A. V.: Numerical simulation of unsaturated soil behaviour. In: *Proceedings of the First Euro Mediterranean Conference on Advances in Geomaterials and Structures*. Hammamet, Tunesien, 2006
- [Aboutaha u. a. 1993] ABOUTAHA, M. ; ROECK, G. de ; IMPE, W.F. van: Bored versus displacements piles in sand – experimental study. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Deep Foundations and Bored and Auger Piles*. Gent, 1993, S. 157–162
- [Alonso u. a. 1990] ALONSO, E.E. ; GENS, A. ; JOSA, A.: A constitutive model for partially saturated soils. In: *Géotechnique* 40 No.3 (1990), S. 405–430
- [Alpan 1970] ALPAN, I.: The geotechnical properties of soils. In: *Earth-Science Proceeding*, 1970
- [Anantanasakul 2004] ANANTANASAKUL, P.: *Unified soil modeling with bounding surface plasticity*, Universität Stuttgart, Master Thesis, 2004. – Diplomarbeit des Instituts für Geotechnik, Heft 156
- [Anthogalidis 1996] ANTHOGALIDIS, A.: *Pfahprobebelastungen im Berliner Sand*, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technische Universität Darmstadt, Vertiefearbeit, 1996
- [Atkinson 2000] ATKINSON, J.H.: Non-linear soil stiffness in routine design. In: *Géotechnique* 50 No.5 (2000), S. 487–508
- [Bard 1993] BARD, E.: *Comportement des Matériaux granulaires secs et à liant hydrocarboné*, École Centrale de Paris – Laboratoire de Mécanique, Sols, Structure et Matériaux, Doktorarbeit, 1993
- [Barden und Khayatt 1966] BARDEN, L. ; KHAYATT, A.J.: Incremental strain rate ratios and strength of sand in the triaxial test. In: *Géotechnique* 16 No.1 (1966), S. 338–357
- [Bathe 1986] BATHE, K.-J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo : Springer-Verlag, 1986
- [Benz 2006] BENZ, T.: *Small strain stiffness of soils and its numerical consequences*, Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 2006. – Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Heft 55

- [Benz u. a. 2006] BENZ, T. ; SCHWAB, R. ; VERMEER, P.A.: A small-strain overlay model, I: model formulation. In: *International Journal for Analytical Methods in Geomechanics* (2006), S. in progress
- [Biarez und Hicher 1994] BIAREZ, J. ; HICHER, P.-Y.: *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. Rotterdam : A.A. Balkema, 1994
- [Bjerrum 1973] BJERRUM, L.: Problems of Soil Mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). In: *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Bd. 3. Rotterdam, 1973, S. 111–153
- [Breinlinger 1989] BREINLINGER, F.: *Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen*, Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 1989. – Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Heft 30
- [Brinkgreve 1994] BRINKGREVE, R.B.J.: *Geomaterial models and numerical analysis of softening*, Technische Universiteit Delft, PhD Thesis, 1994
- [Brinkgreve 2002] BRINKGREVE, R.B.J.: *Plaxis – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Rotterdam : A.A. Balkema, 2002
- [BS 5950: Part 1: 2000 2001] BS 5950: PART 1: 2000: *British Standard: Structural steelwork in building – design of cold formed sections*. May 2001
- [Buchmaier 1985] BUCHMAIER, R.F.: *Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten*, Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 1985. – Mitteilung des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 23
- [Burland und Hancock 1977] BURLAND, J.B. ; HANCOCK, R.J.R.: Underground car park at the House of Commons, London: Geotechnical aspects. In: *The Structural Engineer* 55 No.2 (1977), S. 87–100
- [Carpico 2001] CARPICO, J.: *Ein empirischer Verformungsansatz für tiefe Baugruben im Berliner Sand anhand vorhandener Baugrubenmessdaten*, Universität Stuttgart, Diplomarbeit, 2001. – Diplomarbeit 114 des Instituts für Geotechnik
- [Dames und Moore 1983] DAMES ; MOORE: *Singapore Mass Rapid Transit System Detailed Geotechnical Study Interpretative Report*, Technical Report, 1983. – Prepared for Provisional Mass Rapid Transit Authority, Singapore
- [Desrues u. a. 2000] DESRUES, J. ; ZWESCHPER, B. ; VERMEER, P.A.: *Database for Tests on Hostun RF Sand*, Universität Stuttgart, Institutsbericht, 2000. – Institutsbericht des Instituts für Geotechnik, Heft 13
- [DIN 1054:2005-01 2005] DIN 1054:2005-01: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. Januar 2005

- [DIN 18196 1988] DIN 18196: *Deutsches Institut für Normung: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*. Oktober 1988
- [DIN 4014 1990] DIN 4014: *Deutsches Institut für Normung: Bohrpfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten*. März 1990
- [DIN 4084 1981] DIN 4084: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund – Gelände- und Böschungsbruchberechnungen*. Juli 1981
- [DIN 4085 1987] DIN 4085: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund – Berechnung des Erddrucks*. Februar 1987
- [Duncan und Chang 1970] DUNCAN, J.M. ; CHANG, C.-Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96 No.SM5 (1970), S. 1629–1653
- [El-Mossallamy 1999] EL-MOSSALLAMY, Y.: Load settlement behavior of large diameter bored piles in over-consolidated clay. In: PANDE (Hrsg.) ; PIETRUSZCZAK (Hrsg.) ; SCHWEIGER (Hrsg.): *Proceedings of the 7th Symposium on Numerical Models in Geomechanics*. Rotterdam : A.A. Balkema, 1999, S. 443–450
- [Feda 1986] FEDA, J.: Zulässige Belastung von Großbohrpfählen. In: *Bautechnik* 63 Heft 2 (1986), S. 42–45
- [Flavigny 1990] FLAVIGNY, E.: Le sable d'Hostun RF, note technique. In: *Revue Francaise de Géotechnique* No.53 (1990), S. 67–70
- [Fredlund und Morgenstern 1977] FREDLUND, D.G. ; MORGENSTERN, N.R.: Stress state variables for unsaturated soils. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 No.GT5 (1977), S. 1462–1488
- [Freiseder 1998] FREISEDER, M.G.: *Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefen Baugruben in weichen Böden*, Technische Universität Graz, Doktorarbeit, 1998. – Institutsbericht des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 7
- [Gens u. a. 1988] GENS, A.I. ; CAROL, I. ; CAROL, E.E.: An interface formulation for the analysis of soil-reinforcement interaction. In: *Computers and Geotechnics* 1 (1988), S. 133–151
- [Goodman u. a. 1968] GOODMAN, R.E. ; TAYLOR, R.L. ; BREKKE, T.L.: A model for the mechanics of jointed rock. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94 No.SM3 (1968), S. 637–661
- [Gudehus 1991] GUDEHUS, G.: Was können Finite Elemente im Grundbau nützen? In: EIBL, J. (Hrsg.) ; OBRECHT, H. (Hrsg.) ; WRIGGERS, P. (Hrsg.): *Finite Elemente Anwendungen in der Baupraxis*. Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 1991, S. 35–45

- [Hartung 1994] HARTUNG, M.: *Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand*, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig: Heft 45, Doktorarbeit, 1994
- [Henkel 1960] HENKEL, D.J.: The shear strength of saturated remoulded clay. In: *Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*. Boulder, Colorado, 1960, S. 533–540
- [Hill 1950] HILL, R.: *The Mathematical Theory of Plasticity*. London U.K. : Oxford University Press, 1950
- [Huttemann 1997] HUTTEMANN, M.: Setzungsprognose bei extrem tiefen Baugruben in weichen Böden. In: *3. Stuttgarter Geotechnik Symposium – Baugruben in Locker- und Festgestein*, Universität Stuttgart, Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Heft 42, 1997, S. 241–252
- [Ishihara u. a. 1975] ISHIHARA, K. ; TATSUOKA, F. ; YASUDA, S.: Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. In: *Soils and Foundations* 15 No.1 (1975), S. 29–44
- [Jaky 1948] JAKY, J.: Pressure in Silos. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, 1948, S. 103–107
- [Janbu 1963] JANBU, N.: Soil compressibility as determined by Oedometer and Triaxial tests. In: *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Bd. 1. Wiesbaden, 1963, S. 19–25
- [Katzenbach u. a. 1995] KATZENBACH, R. ; ARSLAN, U. ; HOLZHÄUSER, J.: Geotechnische Meßüberwachung des 300 m hohen Commerzbank-Hochhauses in Frankfurt am Main. In: *Tagungsband Pfahl-Symposium '95. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig: Heft 48*. Braunschweig, 1995, S. 233–244
- [Klein 2001] KLEIN, G.: *Bodendynamik und Erdbeben*. Bd. 1. Kap. 1.8, S. 347–399. In: SMOLTCZYK, U. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch* Bd. 1. 6. Auflage. Berlin : Ernst und Sohn, 2001
- [Koiter 1960] KOITER, W.T.: *General Theorems for Elastic-Plastic Soils*. Bd. 1. S. 165–221. In: SNEDDON, I.N. (Hrsg.) ; HILL, R. (Hrsg.): *Progress in Soil Mechanics* Bd. 1. Amsterdam : North-Holland, 1960
- [Kolb 1988] KOLB, H.: *Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischem Zwang*, Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 1988. – Mitteilung des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 28
- [Kondner und Zelasko 1963] KONDNER, R.L. ; ZELASKO, J.S.: A hyperbolic stress strain formulation for sands. In: *Proceedings 2nd Pan. Am. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Bd. 1. Brazil, 1963, S. 289–394

- [Kulhawy und Peterson 1979] KULHAWY, F.H. ; PETERSON, M.S.: Behavior of sand-concrete interfaces. In: *Proceedings of the 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Lima, Peru, 1979, S. 225–236
- [Magnus u. a. 2005] MAGNUS, R. ; ING, T.C. ; MING, L.J.: *Report on the incident at the MRT Circle Line worksite that led to the collapse of the Nicoll Highway on 20 April 2004*, The Honourable Ministry of Manpower Singapore, Report by the Committee of Inquiry, 2005. – verfügbar auf der Homepage www.mom.gov.sg
- [Manzari und Dafalias 1997] MANZARI, M.T. ; DAFALIAS, Y.F.: A critical state two-surface plasticity model for sands. In: *Géotechnique* 47 No.2 (1997), S. 255–272
- [Marcher 2003] MARCHER, T.: *Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone*, Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 2003. – Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Heft 50
- [Meißner 1983] MEISSNER, H.: *Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden*, Doktorarbeit, 1983. – Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe, Heft 93
- [Meißner 1991] MEISSNER, H.: Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. In: *Geotechnik* 14 Nr.1 (1991), S. 1–10
- [Meißner 2002] MEISSNER, H.: Baugruben – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3. In: *Geotechnik* 25 Nr.1 (2002), S. 44–56
- [Moormann 2002] MOORMANN, C.: *Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion*, Technische Universität Darmstadt, Doktorarbeit, 2002. – Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Heft 59
- [Ohde 1930] OHDE, J.: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. In: *Der Bauingenieur* 20 (1930), S. 451–459
- [O’Neil und Reese 1972] O’NEIL, M.W. ; REESE, L.C.: Behavior of bored piles in Beaumont clay. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98 No.SM2 (1972), S. 195–213
- [Ortigao 1995] ORTIGAO, J.A.R.: *Soil Mechanics in the Light of of Critical State Theories: An Introduction*. Rotterdam : A.A. Balkema, 1995
- [Potts und Zdravkovic 1999] POTTS, D.M. ; ZDRAVKOVIC, L.: *Finite element analysis in geotechnical engineering – Theory*. London : Thomas Telford, 1999
- [Potyondy 1961] POTYONDY, J.G.: Skin friction between various soils and construction materials. In: *Géotechnique* 11 No.4 (1961), S. 339–353

- [Poulos und Davis 1980] POULOS, H.G. ; DAVIS, E.H.: *Pile FOundation Analysis and Design*. In: LAMBE, T.W. (Hrsg.) ; WHITMAN, R.V. (Hrsg.): *Series in Geotechnical Engineering*. New York : Wiley, 1980
- [Rackwitz 2003] RACKWITZ, F.: *Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf der Grundlage von Probelastungen*, Doktorarbeit, 2003. – Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 32
- [Randolph und Wroth 1978] RANDOLPH, M.F. ; WROTH, C.P.: Analysis of vertically loaded piles. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 104 No.GT12 (1978), S. 1462–1488
- [Reul 2000] REUL, O.: *In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung*, Technische Universität Darmstadt, Doktorarbeit, 2000. – Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Heft 53
- [Roscoe und Burland 1968] ROSCOE, K.H. ; BURLAND, J.B.: *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay*. Bd. 1. S. 535–609. In: *Engineering plasticity* Bd. 1. London U.K. : Cambridge University Press, 1968
- [Roscoe und Schofield 1963] ROSCOE, K.H. ; SCHOFIELD, A.N.: Mechanical behaviour of an idealised 'wet' clay. In: *2nd ECSMFE* Bd. 1. Wiesbaden, 1963, S. 47–54
- [Roscoe u. a. 1958] ROSCOE, K.H. ; SCHOFIELD, A.N. ; WROTH, C.P.: On the yielding of soils. In: *Géotechnique* 8 No.1 (1958), S. 22–52
- [Rowe 1962] ROWE, P.W.: The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In: *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences* Bd. 269, 1962, S. 500–527
- [Rowe 1964] ROWE, P.W.: CORRESPONDENCE: Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand. In: *Géotechnique* 14 No.4 (1964), S. 361–364
- [de Sanctis 2003] SANCTIS, L. de: On the ultimate vertical load of piled rafts on soft clay soils. In: IMPE, Van (Hrsg.): *Proceedings of the 8th International Conference on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*. Gent, 2003, S. 379–386
- [Schad 1979] SCHAD, H.: *Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*, Universität Stuttgart, Doktorarbeit, 1979. – Mitteilung des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 10
- [Schanz 1997] SCHANZ, T.: *Das Torsionsödometer*, Universität Stuttgart, Institutsbericht, 1997. – Institutsbericht des Instituts für Geotechnik, Heft 7
- [Schanz 1998] SCHANZ, T.: *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*, Universität Stuttgart, Habilitation, 1998. – Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Heft 45

- [Schanz und Vermeer 1996] SCHANZ, T. ; VERMEER, P.A.: Angle of friction and dilatancy of sand. In: *Géotechnique* 46 No.1 (1996), S. 145–151
- [Schanz u. a. 1999] SCHANZ, T. ; VERMEER, P.A. ; BONNIER, P.G.: The hardening soil model - formulation and verification. In: BRINKGREVE (Hrsg.): *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, A.A. Balkema, 1999, S. 281–296
- [Scharinger und Schweiger 2005] SCHARINGER, F. ; SCHWEIGER, H.F.: Undrained response of a double hardening multilaminate model for soils. In: *Proceedings of the 11th Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics IACMAG*. Turin : Patron Editore Bologna, 2005, S. 505–512
- [Schmidt 2001] SCHMIDT, H.-H.: *Grundlagen der Geotechnik*. 2. Auflage. Stuttgart : B. G. Teubner, 2001
- [Schofield und Wroth 1968] SCHOFIELD, A.N. ; WROTH, C.P.: *Critical state soil mechanics*. London : McGraw Hill, 1968
- [Schweiger 2002a] SCHWEIGER, H.F.: Musterlösung und Parameterstudie für dreifach verankerte Baugrube. In: *Geotechnik* 25 Nr.2 (2002), S. 101–109
- [Schweiger 2002b] SCHWEIGER, H.F.: Some remarks on pore pressure parameters A and B in undrained analyses with the Hardening Soil model. In: *PLAXIS Bulletin* Bd. 12. Delft, The Netherlands : PLAXIS User Association (NL), 2002, S. 6–8
- [Simpson u. a. 1979] SIMPSON, B. ; O'RIORDAN, N.J. ; CROFT, D.D.: A computer model for the analysis of ground movements in London Clay. In: *Géotechnique* 29 No.2 (1979), S. 149–175
- [Skempton 1954] SKEMPTON, A.W.: The pore-pressure coefficients A and B. In: *Géotechnique* 4 No.4 (1954), S. 143–147
- [Smolczyk 1991] SMOLTCZYK, U.: Einsatzmöglichkeiten der FEM in der Grundbau- praxis. In: EIBL, J. (Hrsg.) ; OBRECHT, H. (Hrsg.) ; WRIGGERS, P. (Hrsg.): *Finite Elemente Anwendungen in der Baupraxis*. Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 1991, S. 35–45
- [Sommer und Hambach 1974] SOMMER, H. ; HAMBACH, P.: Großpfahlversuche im Ton für die Gründung der Talbrücke Alzey. In: *Der Bauingenieur* 49 (1974), S. 310–317
- [von Soos 2001] SOOS, P. von: *Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor*. Bd. 1. Kap. 1.4, S. 117–201. In: SMOLTCZYK, U. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch* Bd. 1. 6. Auflage. Berlin : Ernst und Sohn, 2001
- [Soreide 2003] SOREIDE, O.K.: *Mixed hardening models for frictional soils*, NTNU Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, PhD Thesis, 2003
- [Stocker 1980] STOCKER, M.: Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle. In: GEOTECHNIK E.V., Deutsche G. für (Hrsg.): *Vorträge der Baugrundtagung in Mainz*, Verlag Glückauf, 1980, S. 565–590

- [Tan u. a. 2003] TAN, T.S. ; PHOON, K.K. ; LEE, F.H. ; TANAKA, H. ; LOCAT, J. ; CHONG, P.T.: A characterisation study of Singapore Lower Marine Clay. In: TAN, T.S. (Hrsg.) ; PHOON, K.K. (Hrsg.) ; HIGHT, D.W. (Hrsg.) ; LEROUEIL, S. (Hrsg.): *Proceedings of the International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils (2-Volume Set)* Bd. 1. Singapore : A.A. Balkema, 2003, S. 429–453
- [Tatsuoka 2000] TATSUOKA, F.: Impacts on geotechnical engineering of several recent findings from laboratory stress-strain tests on geomaterials. In: *The 2000 Burmister Lecture Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, 2000*
- [Tatsuoka und Ishihara 1974] TATSUOKA, F. ; ISHIHARA, K.: Yielding of sand in triaxial compression. In: *Soils and Foundations* 14 No.2 (1974), S. 63–76
- [Terzaghi 1925] TERZAGHI, K.: *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Leipzig und Wien : Franz Deuticke, 1925
- [Terzaghi 1936] TERZAGHI, K.: Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door. In: *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Bd. 1. Cambridge, 1936, S. 307–311
- [Terzaghi und Fröhlich 1936] TERZAGHI, K. ; FRÖHLICH, O.K.: *Theorie der Setzung von Tonschichten – Eine Einführung in die analytische Tonmechanik*. Leipzig und Wien : Franz Deuticke, 1936
- [Terzaghi und Peck 1961] TERZAGHI, K. ; PECK, R.B.: *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Berlin, Göttingen, Heidelberg : Springer Verlag, 1961
- [Touma und Reese 1974] TOUMA, F.T. ; REESE, L.C.: Behavior of bored piles in sand. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 100 No.GT7 (1974), S. 749–761
- [Triantafylidis 1998] TRIANTAFYLIDIS, T.: Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin. In: *Bautechnik* 75 Heft 3 (1998), S. 133–154
- [Verdugo und Ishihara 1996] VERDUGO, R. ; ISHIHARA, K.: The steady state of sandy soils. In: *Soils and Foundation* 36 No.2 (1996), S. 81–91
- [Vermeer 1978] VERMEER, P.A.: A double hardening model for sand. In: *Géotechnique* 28 No.4 (1978), S. 413–433
- [Vermeer 1980] VERMEER, P.A.: *Formulation and analysis of sand deformation problems*, Delft University of Science and Technology, PhD Thesis, 1980
- [Vermeer und Bayreuther 1997] VERMEER, P.A. ; BAYREUTHER, C.: Tiefe Baugruben in weichen Böden. In: *Tagungsband TAE-Kolloquium "Bauen in Boden und Fels"*. Ostfildern, 1997, S. 35–45

-
- [Vermeer und de Borst 1984] VERMEER, P.A. ; BORST, R. de: Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. In: *HERON* Bd. 29 No.3. Delft, The Netherlands : Stevin-Laboratory and TNO, 1984
- [Vermeer und van Langen 1998] VERMEER, P.A. ; LANGEN, H. van: Soil collapse computations with finite elements. In: *Ingenieur-Archiv* 59 (1998), S. 221–239
- [Vermeer und Marcher 2000] VERMEER, P.A. ; MARCHER, T.: Zur Prognose der Horizontalverformungen tiefer Baugrubenwände. In: GEOTECHNIK E.V., Deutsche G. für (Hrsg.): *Vorträge der Baugrundtagung in Hannover*, Verlag Glückauf, 2000, S. 35–46
- [Vermeer und Meier 1998] VERMEER, P.A. ; MEIER, C.-P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. In: GEOTECHNIK E.V., Deutsche G. für (Hrsg.): *Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart*, Verlag Glückauf, 1998, S. 133–148
- [Vesic 1963] VESIC, A.S.: Bearing capacity of deep foundations in sand. In: *National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record* No.39 (1963), S. 112–153
- [Vesic 1970] VESIC, A.S.: Tests on instrumented piles, Ogeechee River Site. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96 No.GT2 (1970), S. 561–584
- [Wood 1990] WOOD, D. M.: *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge, New York, Port Chester, Melbourne, Sydney : Cambridge University Press, 1990
- [Woods 1978] WOODS, R.D.: Measurement of dynamic soil properties. In: *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1978, S. 91–177
- [Wriggers 2002] WRIGGERS, P.: *Computational Contact Mechanics*. New York : Wiley, 2002
- [Yang und Li 2004] YANG, J. ; LI, X.S.: State-dependent of sands from the perspective of unified modeling. In: *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division* 130 No.2 (2004), S. 186–198
- [Zienkiewicz u. a. 1975] ZIENKIEWICZ, O.C. ; HUMPHESON, C. ; LEWIS, R.W.: Associated and non-associated visco-plasticity in soil mechanics. In: *Géotechnique* 25 No.4 (1975), S. 671–689

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

- Nr. 01 Thamm, B. R. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones.
€ 5,11
- Nr. 02 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch.
€ 2,56
- Nr. 03 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß.
Vergriffen
- Nr. 04 Du Thin, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation.
Vergriffen
- Nr. 05 Smoltczyk, U. / (1976) Messungen an Schleusen in der UDSSR.
Pertschi, O. / Schleusennorm der UDSSR (SN 30365).
Hilmer, K.
Vergriffen
- Nr. 06 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände.
€ 9,20
- Nr. 07 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens.
€ 9,20
- Nr. 08 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse.
Vergriffen
- Nr. 09 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand.
Vergriffen

- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben.
Vergriffen
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden. Zum Modellgesetz der Konsolidation.
Gußmann, P.
€ 10,23
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten.
€ 12,78
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch.
€ 12,78
- Nr. 14 Schmidt, H.H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund.
€ 12,78
- Nr. 15 Smolczyk, U. / Schweikert, O. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen.
€ 6,14
- Nr. 16 Malcharek, K. / Smolczyk, U. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten.
€ 7,67
- Nr. 17 Gruhle, H.D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes.
Vergriffen
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen.
€ 12,78
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten.
€ 12,78
- Nr. 20 Smolczyk, U. (1983) Studienunterlagen Bodenmechanik und Grundbau; überarbeitete Ausgabe 1983.
€ 20,45

- | | | | | |
|--------|---|--------|---|------------|
| Nr. 21 | Schweikert, O. | (1984) | Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks. | € 10,23 |
| 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. | € 12,78 |
| Nr. 24 | Schad, H.
Smoltczyk, U. /
Schad, H. / Zoller, P. | (1985) | Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben.
Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung. | € 17,90 |
| Nr. 25 | Gußmann, P. | (1986) | Die Methode der Kinematischen Elemente. | € 10,23 |
| Nr. 26 | Steinmann, B. | (1985) | Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung. | Vergriffen |
| Nr. 27 | Lee, S.D. | (1987) | Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten. | Vergriffen |
| Nr. 28 | Kolb, H. | (1988) | Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang. | € 12,78 |
| Nr. 29 | Ochmann, H. | (1988) | Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept. | € 12,78 |
| Nr. 30 | Breinlinger, F. | (1989) | Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen. | € 15,34 |
| Nr. 31 | Smoltczyk, U. /
Breinlinger, F. /
Schad, H. /
Wittlinger, M. | (1989) | Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise. | € 12,78 |

- Nr. 32 Gußmann, P. / (1990) Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Schanz, T. / Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen) Smolczyk, U. / Willand, E. Vergriffen
- Nr. 33 Gruhle, H.D. (1990) Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten. Vergriffen
- Nr. 34 Henne, J. (1995) Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe. € 15,34
- Nr. 35 Wittlinger, M. (1994) Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden. € 15,34
- Nr. 36 Schad, H. (1992) Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. € 15,34
- Nr. 37 Belz, I. (1992) Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers. € 15,34
- Nr. 38 Ma, J. (1994) Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen. € 15,34
- Nr. 39 Smolczyk, U. (1994) Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik. € 15,34
- Nr. 40 Rilling, B. (1994) Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm. € 17,90
- Nr. 41 Vermeer, P.A. (1996) Deponiebau und Geotechnik. € 17,90
- Nr. 42 Vermeer, P.A. (1997) Baugruben in Locker- und Festgestein. € 17,90
- Nr. 43 Brinkmann, C. (1998) Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudambau. € 17,90

- Nr. 44 Fiechter-Scharr, I. (1998) Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits. € 17,90
- Nr. 45 Schanz, T. (1998) Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. € 17,90
- Nr. 46 Akinrogunde, A.E. (1999) Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions. € 17,90
- Nr. 47 Vogt-Breyer, C. (1999) Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker. € 17,90
- Nr. 48 Vermeer, P.A. (1999) Neue Entwicklungen in der Geotechnik. € 17,90
- Nr. 49 Marcher, T. (2002) Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire-Mergel. € 17,90
- Nr. 50 Marcher, T. (2003) Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone. € 17,90
- Nr. 51 Ruse, N.M. (2004) Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb. € 17,90
- Nr. 52 Beutinger, P.H. (2005) Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen. € 17,90
- Nr. 53 Wehnert, M. (2006) Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. € 17,90