

Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung

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

vorgelegt von

JOSEF HINTNER

aus Gsies, Italien

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle
Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Peter-A. von Wolfersdorff

Tag der mündlichen Prüfung: 28. Februar 2008

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2008

Mitteilung 57
des Instituts für Geotechnik
Universität Stuttgart, Deutschland, 2008

Herausgeber:

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

©Josef Hintner
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten.
Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in irgendeiner Form - durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren - reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werde.

Schlagwörter: Klassische Setzungsermittlung, horizontale Verschiebungen, Grundbruch, Small-Strain-Stiffness

Druck: e.kurz + co, Stuttgart, Deutschland, 2008

ISBN 978-3-921837-57-3
(D93 - Dissertation, Universität Stuttgart)

Vorwort der Berichter

Die Untersuchung des Trag- und Verschiebungsverhaltens von Fundamenten ist eine der klassischen bodenmechanischen Aufgabenstellungen. Vielfältige Berechnungsansätze gibt es insbesondere zur Ermittlung der Fundamentsetzungen infolge vertikaler Belastung. Die meisten in der Praxis gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Setzungen orientieren sich an der Elastizitätstheorie und berücksichtigen das tatsächliche Bodenverhalten nur sehr stark vereinfacht. Für die Analyse der Fundamentverschiebung unter geneigter Belastung gibt es demzufolge nach wie vor Forschungsbedarf. Das Thema der Arbeit ist außerdem auch von hohem praktischem Interesse.

Herr Hintner hat den zielführenden Weg gewählt, das Trag- und Verschiebungsverhalten von Fundamenten auf der Grundlage modernster bodenmechanischer Stoffmodelle unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode voranzubringen. Mit dieser Vorgehensweise konnten in jüngster Zeit sowohl neue bodenmechanische Erkenntnisse als auch wichtige neue Erkenntnisse auf dem Gebiet des Erd- und Grundbaus gewonnen werden.

Für die von Herrn Hintner durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen wurden insbesondere zwei neuartige konstitutive Stoffmodelle für den Boden verwendet. Die Theorien dieser beiden Stoffmodelle (HSS-Modell und hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung) sind grundlegend unterschiedlich. Sie berücksichtigen jedoch beide den Effekt hoher Steifigkeiten bei sehr kleinen Dehnungen.

In der Arbeit kann überzeugend gezeigt werden, dass auf der Grundlage der beiden Stoffmodelle, die im Rahmen grundlegend verschiedener Theorien entwickelt worden sind, sich sehr gut miteinander übereinstimmende Setzungsbeträge ergeben. Außerdem stimmen im Gebrauchszustand, d.h. etwa halbe Fundamentbruchlast, die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit denen der klassischen Berechnungsverfahren tendenziell ebenfalls gut überein. Das wichtigste Ergebnis dieses Kapitels sind jedoch die Aussagen zur Grenztiefe, die bei den klassischen Setzungsberechnungen vorgegeben werden muss. Herr Hintner hat sehr gut dargestellt, dass mit den beiden neuartigen Stoffmodellen durch die Berücksichtigung der hohen Steifigkeiten bei sehr kleinen Dehnungen die Setzungsanteile mit der Tiefe viel stärker abnehmen als mit herkömmlichen Stoffmodellen. Im Bereich der empirisch festgelegten Grenztiefe sind die Setzungen der numerischen Berechnungen mit den beiden Stoffmodellen bereits weitgehend abgeklungen. Demzufolge hat bei Verwendung der neuartigen Stoffmodelle die Größe des Berechnungsausschnittes einen viel geringeren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse als bei der Verwendung von Stoffmodellen ohne small-strain-Effekt. Diese Erkenntnis ist für die Anwendung der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik von grundlegender Bedeutung.

Bei den Untersuchungen der Verschiebungen von Streifenfundamenten unter geneigter Belastung wird deutlich, dass sich der Lastpfad maßgeblich auf das Verschiebungsverhalten von Flachgründungen auswirkt. Die Berechnungsergebnisse nach beiden Stoffmodellen stimmen im Bereich der Gebrauchslast gut miteinander überein. Sie wurden anhand von Ergebnissen großmaßstäblicher und kleinmaßstäblicher Modellversuche ausreichend und sorgfältig überprüft.

In weiteren Kapiteln wird das Trag- und Verschiebungsverhalten von Flachfundamenten unter verschiedenen Gesichtspunkten untersucht. Demzufolge sind die einzelnen Kapitel der Arbeit weitgehend in sich abgeschlossen. Herrn Hintner ist es mit der vorgelegten Arbeit also wirklich gelungen, einige wichtige neue Erkenntnisse zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Fundamenten erlangt zu haben.

Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer
Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle
Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Peter-A. von Wolffersdorff

Stuttgart, April 2008

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart von 2003 bis 2007.

Bereits während der Erstellung der Diplomarbeit wurde mir die Möglichkeit zur Promotion angeboten. Schon damals hatte mich die Herausforderung einer solchen Aufgabe sehr gereizt. Ich entschied mich jedoch zunächst für den Weg in die freie Wirtschaft, um das an der Universität erlernte Wissen anzuwenden. Nach mehr als vier Jahren im Technischen Büro beschloss ich, den Weg zurück an die Universität zu gehen, um tiefer in die spannenden Fragestellungen der Geotechnik einzutauchen. Dieser Schritt hat mich menschlich bereichert und mir auch neue Berufsmöglichkeiten offenbart.

Mein Dank geht daher an erster Stelle an Herrn Professor Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer für das Angebot der wissenschaftlichen Mitarbeit an der Universität Stuttgart mit der Möglichkeit zur Promotion, für die Richtungsweisung zu Beginn der wissenschaftlichen Orientierungsphase und für die Übernahme des Hauptberichts. Herzlich gedankt sei auch Herrn Privatdozent Dr.-Ing. habil. Peter-A. von Wolffersdorff für die Unterstützung bei der Handhabung des hypoplastischen Stoffgesetzes, für die Anregungen im Verlauf der Arbeit und die Übernahme des Mitberichts. Außerdem danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. habil. Ivo Herle für die Übernahme des Mitberichts. Dem Hauptberichter und den Mitberichtern gilt mein Dank für die kritischen Anregungen, die die Arbeit nur besser gemacht haben.

Allen Kollegen und Diplomanden sowie wissenschaftlichen Hilfskräften am Institut für Geotechnik möchte ich für die angenehme Arbeitsatmosphäre, den offenen zwischenmenschlichen Umgang und die interessanten Diskussionen fachlicher und auch nicht fachlicher Natur danken. Herrn Dr.-Ing. Thomas Benz gilt besonderer Dank für die Unterstützung bei der Anwendung des HS-Small Modells und der Interpretation der Berechnungsergebnisse. Die am Institut für Geotechnik geschlossenen Freundschaften und Bekanntschaften werden auch in Zukunft etwas Wertvolles sein.

Durch meine Eltern habe ich erst die Möglichkeit bekommen, eine akademische Laufbahn einschlagen zu können. Meinen Eltern danke ich dafür, dass sie mich diesen Weg gehen ließen. Ich danke einigen meiner Freunde, die mich bestärkt haben, den Schritt zurück an die Universität zu wagen. Von Herzen danke ich meiner Frau Christiane Stumpf, die mir auf diesem Wege immer beigestanden ist und mir allzeit Kraft und Zuversicht gegeben hat, und dadurch wesentlich zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat. Meinen Söhnen Maximilian und Sebastian danke ich für die Freude, die ich mit ihnen erfahren durfte.

Josef Hintner
Stuttgart, Mai 2008

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Aufgabenstellung	2
1.3	Gliederung der Arbeit	2
2	Finite-Elemente-Analyse im Vergleich mit der klassischen Setzungsbe-	
	rechnung	5
2.1	Einleitung	5
2.2	Klassische Setzungsrechnung	5
2.2.1	Verwendete klassische Bemessungsverfahren	5
2.2.2	Kritische Beurteilung der klassischen Methoden	8
2.3	FE versus klassische Setzungsermittlung im Sand	11
2.3.1	Parameter des Hostun-Sandes	11
2.3.2	Ergebnisse der klassischen Methoden	15
2.3.3	Numerische Simulation und Vergleich der Ergebnisse	18
2.4	FE versus klassische Setzungsermittlung im Ton	21
2.4.1	Parameter des NC-Kaolin	21
2.4.2	Berechnungen mit den klassischen Methoden	24
2.4.3	Numerische Simulation und Vergleich der Ergebnisse	25
2.5	Grenztiefe	27
2.6	Vergleich der beiden Stoffmodelle	30
2.7	Schlussfolgerungen	34
3	Analyse von Flachgründungen unter geneigten Lasten	37
3.1	Einleitung	37
3.2	Tragfähigkeit von Flachgründungen unter geneigten Lasten	37
3.2.1	Grundbruch nach DIN 4017	37
3.2.2	Grundbruch mit der Finite-Elemente-Methode	38
3.2.2.1	Tragfähigkeitsbeiwerte mit FEM nach Potts und Zdravković [93]	38
3.2.2.2	Grundbruch von Streifenfundamenten mit geneigter Belastung	40
3.2.3	Vergleich der FE-Bruchlasten mit DIN 4017	43
3.2.4	Spannungsniveau-Effekte	46
3.3	Verschiebungen von Flachgründungen unter geneigten Lasten	47
3.3.1	Einfluss des Lastpfades	47
3.3.2	Verschiebungsinkremente bei Bruch	48

3.3.3	Verschiebungswinkel beim I-C Lastpfad	53
3.3.4	Zusatzsetzung beim I-C Lastpfad	55
3.4	Vergleich der Ergebnisse aus numerischen Berechnungen und aus Modellversuchen	57
3.4.1	Übersicht der verwendeten experimentellen Modellversuche	57
3.4.2	Vergleich für die I-C Versuche	61
3.4.3	Vergleich für die V-H Versuche	65
3.5	Schlussfolgerungen	67
4	Elastische Lösung für horizontale Verschiebungen infolge horizontaler Lasten	71
4.1	Einleitung	71
4.2	Existierende elastische Lösungen	71
4.2.1	Barkan [8] für starre Fundamente auf dem Halbraum	71
4.2.2	Giroud [41] für schlaffe Fundamente auf dem Halbraum	73
4.2.3	Milovic u.a. [75] für starre Streifenfundamente auf begrenzter Schicht	74
4.2.4	Bewertung der Verfahren	75
4.3	Horizontalverschiebungen im elastischen Material mit begrenzter Schichtdicke	75
4.3.1	Spannungsausbreitung infolge horizontaler Belastung	76
4.3.2	Verschiebungen infolge horizontaler Belastung	79
4.4	Herleitung der Einflussfaktoren f_h	85
5	Anwendung der elastischen Methode zur Ermittlung von Horizontalverschiebungen	89
5.1	Einleitung	89
5.2	Anwendung bei linear-elastischem Verhalten	89
5.3	Anwendung beim I-C Lastpfad	92
5.4	Anwendung beim V-H Lastpfad	94
5.5	Schlussfolgerungen	96
6	Nachrechnung von Fundamentversuchen	99
6.1	Einleitung	99
6.2	Fundamentversuch von Hochstetten	99
6.2.1	Beschreibung des Versuchs	101
6.2.2	Ermittlung der Bodenparameter aus den Drucksondierungen	103
6.2.3	FE-Modellierung	107
6.2.4	Ergebnisse der Nachrechnung	108
6.3	Kleinmaßstäblicher 1g-Versuch von Montrasio und Nova [78]	110
6.3.1	Beschreibung des Versuchs	110
6.3.2	Ermittlung der Bodenparameter aus den Laboruntersuchungen	111
6.3.3	FE-Modellierung	115
6.3.4	Ergebnisse der Nachrechnung	116
6.4	Schlussfolgerungen	117

7 Zusammenfassung und Ausblick	121
7.1 Abgeschlossene Arbeiten	121
7.2 Zusammenfassung der Schlussfolgerungen	122
7.3 Ausblick	125
A Verwendete Stoffmodelle	127
A.1 Einleitung	127
A.2 Das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)	127
A.3 Das Hardening-Soil Modell (HS-Modell)	129
A.4 Das HS-Small Modell	134
A.5 Das hypoplastische Modell	136
A.5.1 Darstellung des hypoplastischen Modells	136
A.5.2 Die Stoffparameter des hypoplastischen Modells	138
A.6 Das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung	143
Literaturverzeichnis	148

Summary

Horizontally loaded foundations can be found as piers of bridges, as foundations of frame structures or as a weir of a river barrage. According to the German code of practice DIN 4019 horizontal loads generate settlements and rotations of footings that in general can be neglected. The DIN 4019 provides no recommendations for the prediction of horizontal displacements. The recommendation „Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen (EVB)“ [38], an appendix to the code, states, that up till now there is no method available to predict horizontal displacements due to horizontal loads. This shows the need to do research on this topic in order to close the knowledge gap.

It is well-known that soil does not behave as a linear-elastic material. It is characterized by irreversible strains due to loading and nearly elastic behaviour during unloading and reloading. Nevertheless elastic analysis is widely used in geotechnical engineering practice. So it is state of the art to predict settlements using elasticity theory adopting stiffness moduli as estimated from oedometer tests. Another possibility is the use of analytical solutions based on elasticity theory.

When applying these methods it is important to recognize that the accuracy of settlement prediction depends on the selection of the appropriate elastic parameters - these are the Young's Modulus E and the Poisson's ratio ν or the constraint modulus E_S - and also on the extent of the soil investigations.

According to Poulos [95] elastic solutions „provide a quick and convenient means of obtaining preliminary estimates of foundation settlements without the need for a computer.“ Therefore an approach to predict horizontal displacements due to horizontal loads should also be available for the practising engineer.

One objective of this thesis is to investigate the displacements of a footing due to horizontal loads using numerical methods and comparing them to experimental model tests. Another aim is to propose an elastic solution for the prediction of horizontal displacements due to horizontal loads. Numerical simulations have been performed with two completely different constitutive models based on high quality laboratory tests to investigate the application limits of this method. To get into the subject the elasticity based settlement analysis is compared to numerical methods at the beginning of this thesis.

This thesis is organized thematically in following parts:

Chapter 2 compares the classical settlement analysis based on elasticity theory to the numerical methods in case of a strip footing and a circular footing founded on sand as well as on weak clay. The numerical computations are carried out with two completely different

constitutive models, namely the elastoplastic Hardening-Soil model developed at the University of Stuttgart and the hypoplastic model developed at the University of Karlsruhe. Both models are recently extended to include small-strain stiffness effects. Both models have been calibrated on the basis of high quality experimental data from oedometer and triaxial tests. The calculations for the sand are performed considering the loose and the dense Hostun-sand. The computations for the weak clay are performed considering test data of the NC-Kaolin.

Within this study it is shown that the two soil models give a good agreement regarding the displacement behaviour of the footing. The importance of considering the small-strain stiffness for simulating the real behaviour of the soil is discussed. It is also shown that numerical results no longer depend on the mesh sizes when taking high stiffnesses at low strain level into account, at least for plane strain problems. Finally it is found that the limit depth in classical settlement analysis is correct.

In **Chapter 3** the ultimate load envelope for inclined loads using the above-mentioned soil models are presented. For these calculations the loose and the dense Hostun-sand are considered. In this chapter only strip footing problems are considered. The computed ultimate loads are compared to conventional geotechnical design for the bearing capacity problem such the German code of practice DIN 4017. Good agreement is achieved between conventional geotechnical design and numerical results as based on a Mohr-Coulomb failure criterion. Differences between the HS-Small model and the hypoplastic model arise at failure as they are based on different failure criterions.

Numerical computations of footings exposed to vertical and horizontal loads are performed to investigate the displacements. It comes out that the two completely different soil models give fairly similar results for working load levels. The numerical results are then compared to results of small scale model tests, large scale model test and centrifuge tests with respect to the tangent of the displacement angle u/s , where u is the horizontal displacement and s is the settlement.

It is shown that small scale model tests and large scale model tests behave differently with respect to u/s . Furthermore it seems that the HS-Small model and the large scale model tests are in good agreement for working load levels and also for load levels close to failure concerning the tangent of the displacement angle u/s .

Chapter 4 presents the elastic solution for the prediction of horizontal displacements of a rectangular footing of any dimension. This method was described by Giroud [41] for the elastic halfspace. Now this method is extended to cover finite layers and rigid footings via FE-computations.

In **Chapter 5** the application of the elastic solution is discussed. No doubt, the difficulty is to assess an appropriate Young's Modulus to be used in such a formula, as also discussed in the thesis. Numerical calculations have been performed for two different load paths, namely an inclined loading and a horizontal loading after applying the vertical force. No eccentricity is considered. The results are then compared to the results of the elastic solution. It seems that the elastic method is useful in geotechnical engineering practice for

easy loading conditions

Chapter 6 includes the back-analysis of a full scale footing test under in-situ conditions and a small scale model test under laboratory conditions. The loads in both cases are inclined. The soil parameters for the field test are derived using correlations applied to cone penetration test data. The parameters of the model test are based on laboratory tests. For these computations only the HS-Small model is used. It arises that CPT correlations are very useful for the prediction of footing behaviour.

Chapter 7 gives a summary of the objectives of this thesis and a summary of the conclusions. Further research topics are mentioned in the outlook.

Appendix A describes the soil models used within this thesis. These are the Mohr-Coulomb model, the Hardening-Soil model, the HS-Small model and the hypoplastic model with intergranular strains.

Kapitel 1

Einführung

1.1 Motivation

Horizontal beanspruchte Flachgründungen kommen im Bauwesen als Pfeiler von Brücken, als Fundamente von Rahmenbauwerken, als Fundamente von Hallenstützen und als Wehrkörper von Staustufen vor. Ausgewählte Anwendungen sind in Abbildung 1.1 dargestellt.

Laut DIN 4019-2 [34] rufen horizontale Lasten Setzungen und Verkantungen hervor, die im Allgemeinen vernachlässigt werden können; über die resultierenden Horizontalverschiebungen gibt die DIN 4019-2 keine Auskunft. Selbst das Grundbautaschenbuch [116], [117], das Standardwerk des Tiefbaus, nimmt hierzu keine Stellung. Die Empfehlungen „Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen (EVB)“ [38], eine Ergänzung zur DIN 4019, empfiehlt zwar, dass bei allen Bauvorhaben zu prüfen ist, ob waagrechte Verschiebungen zu erwarten sind, stellt aber gleichzeitig fest, dass für die Ermittlung von waagrechten Verschiebungen bisher noch keine allgemein anwendbaren Verfahren entwickelt worden sind. Es kann demnach festgestellt werden, dass auf dem Gebiet der Horizontalverschiebungen von Flachgründungen Forschungsbedarf besteht und dass diese Lücke geschlossen werden muss, was auch ein Bestreben des Arbeitskreises „Berechnungsverfahren“ des DIN-Normenausschusses ist.

Der Boden verhält sich erfahrungsgemäß nicht linear-elastisch. Er zeichnet sich durch irreversible bleibende Verformungen bei Belastung und nahezu elastisches Verhalten bei kleiner Ent- und Wiederbelastung aus. Dennoch haben sich in der Grundbaupraxis Methoden etabliert, die auf der linearen Elastizitätstheorie aufbauen und deren Anwendung auch durch die normativen Regelungen wie DIN 4019-1 [33] oder Eurocode 7 [37] abgesichert ist. So ist derzeit Stand der Technik, Setzungen mit Hilfe der vertikalen Spannungen im

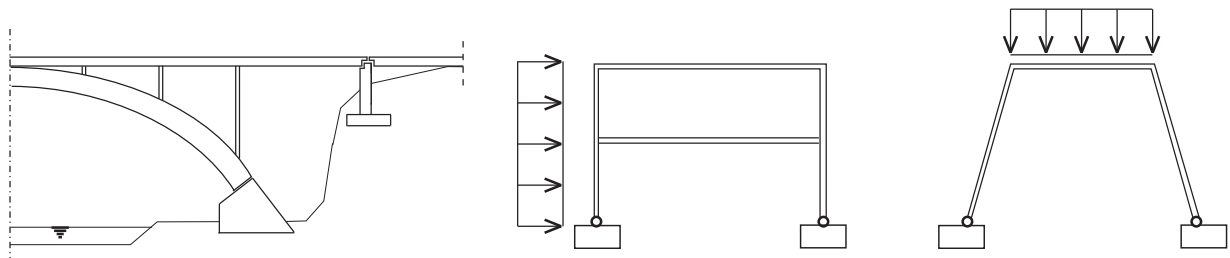


Abbildung 1.1: Beispiele horizontal belasteter Flachgründungen: Widerlager einer Bogenbrücke, Prinzipskizze eines horizontal und eines vertikal belasteten Rahmenbauwerks

Boden auf Basis des Steifemoduls E_S oder unmittelbar aus der Spannungs-Dehnungskurve des Ödometerversuchs oder mit Setzungsgleichungen basierend auf der Elastizitätstheorie zu ermitteln. Der Erfolg bei der Anwendung dieser Methoden hängt entscheidend von der Erkundung des Baugrunds und der Wahl der richtigen elastischen Parameter (Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl ν bzw. Steifemodul E_S) ab.

Die Vorzüge der Elastizitätstheorie liegen auf der Hand, denn sie stellt ein schnelles und komfortables Mittel zur Abschätzung der Fundamentsetzungen ohne Computer-Einsatz zur Verfügung. Zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen von Flachgründungen sollte dem praktizierenden Ingenieur ebenfalls ein Werkzeug zur Verfügung stehen, das eine schnelle Vorbemessung für einfache Anwendungsfälle ermöglicht.

1.2 Aufgabenstellung

Das Ziel dieser Arbeit ist es, die Fundamentverschiebungen infolge horizontaler Kräfte zu untersuchen und eine für baupraktische Problemstellungen zutreffende elastische Lösung zur Abschätzung der Horizontalverschiebungen infolge von Horizontalkräften herzuleiten und deren Anwendungsmöglichkeiten zu überprüfen.

Zu diesem Zweck werden numerische Berechnungen mit zwei unterschiedlich formulierten Stoffmodellen für Böden¹ durchgeführt, nämlich mit dem an der Universität Stuttgart entwickelten HS-Small Modell und mit dem an der Universität Karlsruhe entwickelten hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung. Beide Bodenmodelle werden auf Basis derselben Laborversuche auch im Bereich der sehr kleinen Dehnungen kalibriert, um die Objektivität der Ergebnisse zu gewährleisten.

Zudem werden die verwendeten Bodenmodelle mit experimentellen Modellversuchen verglichen, um zu klären, inwieweit Ergebnisse aus numerischen Modellversuchen auf die „Wirklichkeit“ übertragbar sind.

Als Auftakt zur Untersuchung der Anwendungsgrenzen der elastischen Lösung zur Ermittlung von Horizontalverschiebungen werden die klassischen Methoden der Setzungsrechnung, die - wie bereits erwähnt - Stand der Technik sind, mit numerischen Berechnungen der zuvor erwähnten Bodenmodelle verglichen. Diese umfangreichen Untersuchungen mit vertikalen Lasten werden deshalb auch im Wortlaut des Titels dieser Dissertation entsprechend berücksichtigt.

1.3 Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich unter Berücksichtigung der einführenden Bemerkungen wie folgt:

Kapitel 2 beinhaltet den Vergleich der klassischen Methoden der Setzungsermittlung basierend auf der Elastizitätstheorie mit numerischen Berechnungen mit zwei komplett unterschiedlichen Bodenmodellen, nämlich dem elastoplastischen HS-Small Modell und dem

¹Die „Stoffmodelle für Böden“ werden im weiteren Verlauf als „Bodenmodelle“ bezeichnet.

hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung. Der Vergleich erfolgt für ein Streifenfundament und ein Kreisfundament auf Sand bzw. auf Ton. Die Grenztiefe² nach DIN 4019-1 wird ebenfalls mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen verglichen.

In **Kapitel 3** werden die Bruchlasten von Flachgründungen infolge geneigter Lasten mit dem Mohr-Coulomb Modell und dem hypoplastischen Modell ermittelt und deren Ergebnisse mit der konventionellen Methode nach DIN 4017 verglichen.

Mit Hilfe numerischer Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung werden die Verschiebungen von Flachgründungen infolge von Horizontallasten analysiert. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse werden mit klein- und großmaßstäblichen Fundamentversuchen verglichen. Alle Untersuchungen dieses Kapitels werden an Streifenfundamenten im Sand durchgeführt.

In **Kapitel 4** werden die bisherigen Ansätze zur Berechnung von horizontalen Verschiebungen infolge von Horizontallasten bewertet. In diesem Kapitel wird auch die Herleitung einer erweiterten elastischen Lösung mit Hilfe der Finiten-Elemente Methode vorgestellt.

Kapitel 5 befasst sich mit den Anwendungsmöglichkeiten der elastischen Lösung zur Ermittlung von Horizontalverschiebungen. Zu diesem Zwecke werden numerische Berechnungen für ein Streifenfundament im Sand ausgeführt und mit den Ergebnissen der elastischen Lösung verglichen. Der Einfluss des Lastpfades bei Anwendung der elastischen Lösung wird diskutiert. Über die Wahl einer Grenztiefe und die Ermittlung der elastischen Parameter E und ν wird eingegangen.

In **Kapitel 6** wird die Nachrechnung eines großmaßstäblichen Fundamentversuchs im gewachsenen Boden und eines kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchs unter Laborbedingungen vorgestellt. Die Ermittlung der Parameter erfolgt für den Feldversuch auf Basis der Spitzenwiderstände aus Drucksondierungen. Die Parameter des Modellversuchs werden auf Grundlage von vorliegenden Laboruntersuchungen ermittelt.

In **Kapitel 7** werden die Schlussfolgerungen zusammengefasst und Vorschläge für zukünftige Forschungsmöglichkeiten gegeben.

Anhang A beinhaltet die Beschreibung der in dieser Arbeit verwendeten Bodenmodelle. Das sind das Mohr-Coulomb Modell, das Hardening-Soil Modell bzw. das HS-Small Modell als dessen Erweiterung und das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung.

²Die Grenztiefe wird in der Neufassung der DIN 4019 Setzungseinflusstiefe heißen.

Kapitel 2

Finite-Elemente-Analyse im Vergleich mit der klassischen Setzungsberechnung

2.1 Einleitung

Im Rahmen dieser Studie wird der Begriff der klassischen Setzungsberechnung für jene zwei Berechnungsmethoden verwendet, die Einzug in die DIN 4019-1 [33] gefunden haben. Das sind die „direkte Setzungsermittlung“ und die „indirekte Setzungsermittlung“. Beide Methoden haben die lineare Elastizitätstheorie als Grundlage und sind auch im Eurocode 7 [37] als anerkannte Verfahren mit aufgenommen. Die zwei Verfahren werden im ersten Abschnitt dieses Kapitels beschrieben.

Jedoch stehen heutzutage numerische Methoden zur Verfügung, und die Frage kommt auf, inwieweit solche Ergebnisse mit den klassischen Methoden übereinstimmen. Zur Beantwortung dieser Frage werden numerische Analysen für ein Streifen- und ein Kreisfundament sowohl im Sand als auch im Ton durchgeführt. Die numerischen Berechnungen werden mit zwei komplett unterschiedlichen konstitutiven Bodenmodellen durchgeführt, nämlich mit dem an der Universität Stuttgart entwickelten elastoplastischen Hardening-Soil Modell und dem an der Universität Karlsruhe entwickelten hypoplastischen Modell. Beide Modelle sind mittlerweile um den Effekt der sehr hohen Steifigkeiten bei den kleinen Dehnungen („Small-Strain-Stiffness“) erweitert worden. Die nähere Beschreibung der verwendeten Bodenmodelle erfolgt im Anhang A dieser Arbeit.

Für die Analysen werden Daten von Hostun-Sand und von einem nahezu normalkonsolidierten weichen Ton verwendet, da für diese Böden hochwertige Daten aus Laborversuchen vorliegen. In Kapitel 2.3 wird der Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen der Finite-Elemente-Methode und der klassischen Setzungsermittlung im Sand gezogen. Anschließend erfolgt der Vergleich für den Ton. In Kapitel 2.5 wird die Grenztiefe bei der Setzungsermittlung diskutiert.

2.2 Klassische Setzungsberechnung

2.2.1 Verwendete klassische Bemessungsverfahren

Indirekte Setzungsermittlung: Bei der indirekten Setzungsermittlung, die in der DIN 4019-1 [33] auch als „Setzungsermittlung mit Hilfe der vertikalen Spannungen im Boden“ bezeichnet wird, werden die Setzungen unter unmittelbarer Verwendung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus dem Ödometerversuch ermittelt. Es wird also von einer reinen

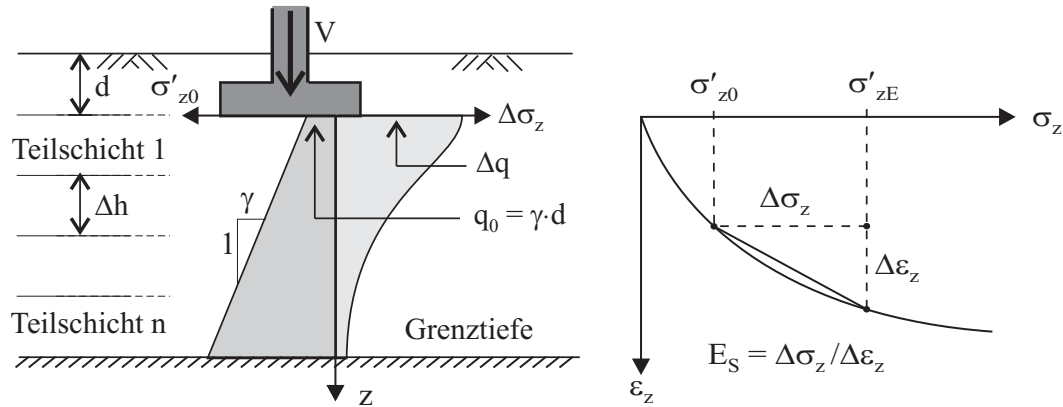


Abbildung 2.1: Initial- und Zusatzspannungen (links); Ermittlung der Dehnung aus dem Ödometerversuch (rechts)

eindimensionalen Kompressionssetzung ausgegangen. Die setzungserzeugende Belastung Δq ergibt sich aus der mittleren Sohlspannung q , die um die seitliche Auflast q_0 verringert wird. Die Zusatzspannungen $\Delta\sigma_z$ infolge Δq ergeben sich mit Gleichung 2.1:

$$\Delta\sigma_z = I \cdot \Delta q \quad (2.1)$$

Die zugehörigen Einflussfaktoren I können aus Tabellen z.B. von Steinbrenner [121] für den Eckpunkt einer Rechtecklast oder von Kany [59] für den Kennzeichnenden Punkt einer Rechtecklastfläche - wie im Rahmen dieser Arbeit (Abbildung 2.1 links) - bestimmt werden. Es muss betont werden, dass die Werte für die Einflussfaktoren dabei aufgrund des linear-elastischen und homogen-isotropen Halbraums bestimmt wurden. Die Verwendung ist strenggenommen unbegründet, denn die Voraussetzung eines linear-elastischen Verhaltens trifft für den Boden nicht zu.

Die setzungsrelevante Schicht wird durch die Grenztiefe festgelegt. Wenn keine natürliche Grenzschicht vorhanden ist, liegt diese laut DIN 4019-1 dort, wo folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \sigma'_{z0} \quad (2.2)$$

wobei σ'_{z0} die vorhandene effektive Vertikalspannung ist. Die Formänderungen unterhalb dieser Tiefe werden als vernachlässigbar klein angenommen.

Die für die Setzung zu berücksichtigende Schicht wird dann in n Teilschichten unterteilt. Für die Setzung einer Teilschicht ist der Spannungszuwachs $\Delta\sigma_z$ maßgebend, der sich aus der Differenz zwischen der vertikalen Initialspannung σ'_{z0} in der Mitte der Teilschicht, z.B. vor Baubeginn, und der vertikalen Spannung σ'_{zE} , z.B. nach Abschluss einer Baumaßnahme, ergibt. Abbildung 2.1 rechts zeigt die Ermittlung der Dehnung $\Delta\varepsilon_z$ der Teilschicht aus dem Ödometerversuch mit Hilfe der vertikalen Spannungen σ'_{z0} und σ'_{zE} . Über diesen Spannungsbereich lässt sich auch der Steifemodul E_S mit der Beziehung $E_S = \Delta\sigma_z / \Delta\varepsilon_z$ als Sekantenmodul ermitteln. Das Produkt aus Dehnung $\Delta\varepsilon_z$ und Höhe der Teilschicht Δh ergibt die Setzung der Teilschicht. Durch das Aufsummieren aller Setzungen der Teilschichten bis zur Grenztiefe erhält man die rechnerische Gesamtsetzung.

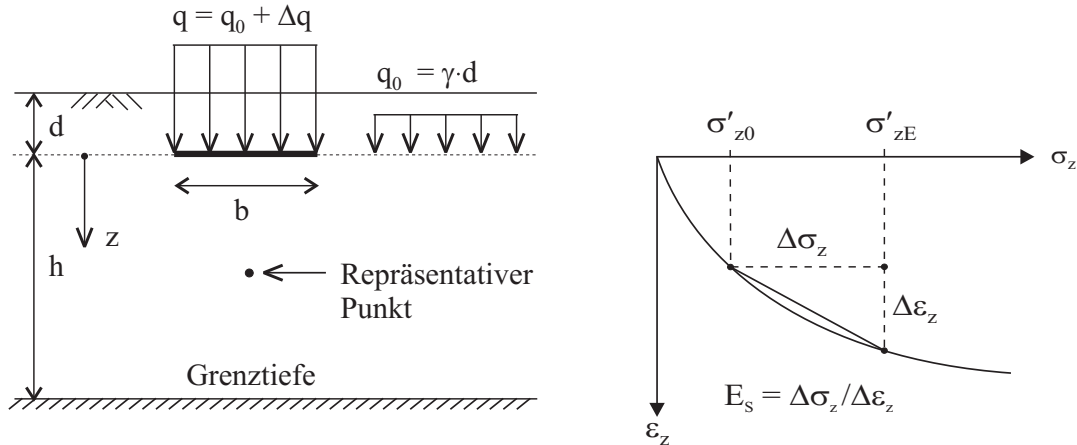


Abbildung 2.2: Repräsentativer Punkt (links); Ermittlung des Steifemoduls aus Ödometer-versuch (rechts)

Direkte Setzungsermittlung: Die direkte Setzungsermittlung basiert auf der Berechnung der Setzungen mit folgender Gleichung:

$$s = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot \Delta q \cdot b \cdot f \quad \text{und} \quad E = \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{1 - \nu} \cdot E_S \quad (2.3)$$

wobei E der Elastizitätsmodul, ν die Querdehnzahl, Δq die setzungserzeugende Last, b die Breite des Fundaments und f der Einflussfaktor ist. Die zugehörigen f -Werte können u.a. aus Giroud [42] entnommen werden. Der in der Berechnung gewählte E-Modul sollte dabei das nichtlineare Verhalten des Bodens und die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls berücksichtigen. In dieser Studie wird der E-Modul aus dem Ödometerversuch für das in einem repräsentativen Punkt vorliegende Spannungsintervall gewonnen (siehe Abbildung 2.2). Der Steifemodul wird über die Querdehnzahl ν in den E-Modul umgerechnet. Für einen normalkonsolidierten Boden gilt $\nu \approx 0,3$. Die setzungsrelevante Schichtdicke h wird über die künstliche Grenztiefe festgelegt, sofern keine natürliche Grenztiefe vorliegt.

Die DIN 4019-1 [33] verwendet eine etwas andere Schreibweise von Gleichung 2.3 und andere Tabellenwerte für den Einflussfaktor f . Die wohl am häufigsten verwendeten Tabellenwerte für f gehen auf Kany [59] zurück. Kany [59] unterstellt dabei eine Querdehnzahl $\nu = 0$ bzw. die daraus resultierende Beziehung $E = E_S$.

Es ist allgemein bekannt, dass sich Böden nicht linear-elastisch verhalten. Die lineare Elastizitätstheorie wird dennoch herangezogen, um Verformungen im Baugrund zu berechnen; bei der indirekten Methode über die Spannungen und bei der direkten Methode über die Setzungsformel mit zugehörigen Einflussfaktoren. Bei den hier verwendeten klassischen Verfahren wird das nichtlineare Bodenverhalten über den maßgeblichen Spannungsbereich linearisiert. Das bedeutet, dass die verwendeten elastischen Moduln E bzw. E_S keine Bodenkonstanten sind, sondern dass sich die Moduln z.B. für eine Flachgründung eines unterkellerten Hochbaus von denen eines nicht unterkellerten Flachbaus unterscheiden können, da die Anfangsspannungszustände und die Belastung aus dem Bauwerk unterschiedlich sind.

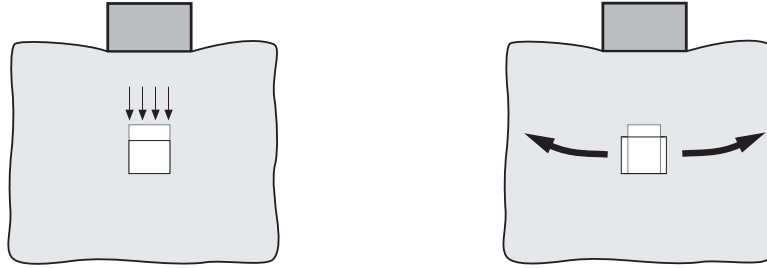


Abbildung 2.3: Kompressionssetzung (links); Verdrängungsetzung (rechts)

2.2.2 Kritische Beurteilung der klassischen Methoden

Die Endsetzung eines Gebäudes setzt sich aus folgenden Setzungskomponenten zusammen:

- **Sofortsetzung:** Unter Sofortsetzung versteht man die unverzügliche Setzung während der Belastung des Baugrunds. In nichtbindigen Böden sind fast alle Setzungen Sofortsetzungen. In gesättigten bindigen Böden resultiert sie aus einer volumentreuen Verformung des Bodens, wobei kein Auspressen des Porenwassers stattfindet.
- **Konsolidationssetzung:** Diese Art von Setzung tritt bei Auspressen des Porenwassers ein und ist deswegen zeitabhängig. Die Summe von Sofortsetzung und Konsolidationssetzung wird häufig als Primärsetzung bezeichnet.
- **Kriechsetzung:** Kriechsetzungen sind Zeitsetzungen unter unveränderlichen effektiven Spannungen. Sie werden auch als Sekundärsetzungen bezeichnet. Es ist hervorzuheben, dass in kriechempfindlichen Böden die Konsolidationssetzung und die Kriechsetzung gleichzeitig beginnen. Sie sind bei der Beobachtung nicht voneinander zu trennen (z.B. EVB [38]).

Die indirekte Setzungsmethode beruht auf der Annäherung, dass sich der Boden nur in eindimensionaler Richtung zusammendrückt. Wie die DIN 4019-1 [33] richtig erwähnt, treten eindimensionale Verhältnisse nur unter im Vergleich zur setzungsrelevanten Schichtdicke weit ausgedehnten Belastungsflächen auf, und dies impliziert einen beschränkten Anwendungsbereich des genannten Berechnungsverfahrens. Die direkte Methode, wie sie im Rahmen dieser Studie verwendet wird, bezieht die Querdehnung des Bodens mit ein. Abbildung 2.3 verdeutlicht den Unterschied zwischen Kompressions- und Verdrängungsetzung.

Nach DIN 4019-1 [33] ist die zuverlässigste Art der Setzungsberechnung durch die Auswertung von Setzungsbeobachtungen möglich. Durch Rückrechnung mit Gleichung 2.3 kann der rechnerische E-Modul berechnet werden. Dieser kann dann wieder für vergleichbare Bauwerke bei übereinstimmenden Last- und Baugrundverhältnissen verwendet werden. Dieser rückgerechnete E-Modul beinhaltet alle Einflüsse aus den Bodeneigenschaften, der Schichtung, der Vorbelastungsgeschichte und den Spannungsabhängigkeiten.

Eine andere Möglichkeit der Parameterbestimmung erfolgt im Labor z.B. mit Hilfe des Ödometerversuchs. Dieses Verfahren ist nach DIN 4019-1 [33] allerdings für nichtbindige Böden wegen der unvermeidlichen Störung bei Entnahme und Einbau der Proben wenig geeignet.

Durch zahlreiche Auswertungen von Setzungsmessungen ist belegt, dass die tatsächlichen Setzungen im allgemeinen kleiner ausfallen als die mit der indirekten Setzungsmethode berechneten Setzungen¹. Daher hat die DIN 4019-1 [33] Korrekturfaktoren κ eingeführt. Eine verbesserte Setzungsprognose ergibt sich dann mit Hilfe folgender Gleichung:

$$s = \kappa \cdot s_{oed} \quad (2.4)$$

Darin ist s_{oed} die eindimensionale Setzung, die sich mit Hilfe der indirekten Setzungsmethode unter Verwendung des Ödometerversuchs ergibt. Für Sand und Schluff beträgt der Korrekturfaktor $\kappa = 2/3$; für einen einfach und leicht überverdichteten Ton beträgt $\kappa = 1$ und für einen stark überverdichteten Ton liegt κ zwischen 0,5 und 1. Die genannten Korrekturfaktoren κ sind aus den Veröffentlichungen von Leussink [66] und Janbu u.a. [56] gewonnene Mittelwerte. Das Beiblatt 1 zu DIN 4019-1 [11] weist daraufhin, dass bei einfach verdichteten Tonen und Lehmen sowie gestörten Böden die tatsächliche Setzung sogar größer ausfallen kann als die berechnete, wenn diese Bodenarten zu größeren Sofortsetzungen neigen, die im Ödometerversuch nicht erfassbar sind.

Neuere wissenschaftliche Untersuchungen liefert Soumaya [119] an normalkonsolidierten weichen bindigen Böden. In dessen Dissertation hat er das Setzungsverhalten an 9 ausgeführten Projekten auf See- und Beckenton im süddeutschen Raum statistisch, experimentell und analytisch untersucht. Davon ausgehend konnte ein mittlerer Korrekturbeiwert von $\kappa = 0,7$ für Steifemoduln abgeleitet werden, die aus Standardkompressionsversuchen (Probengröße: $d = 7,14$ und $h = 1,4$ cm) bestimmt werden. In der Setzungsberechnung wurden dabei auch die Anteile aus der Wiederbelastung berücksichtigt, die 10 bis 67 % (im Mittel 24%) der Setzungen aus der Erstbelastung betragen.

Skempton und Bjerrum [114] haben nach Auswertung von Setzungsmessungen festgestellt, dass die berechnete Setzung s_{oed} auf Basis des Ödometerversuchs (\equiv indirekte Setzungsmethode) dazu neigt, die tatsächliche Endsetzung bei normalkonsolidierten Tonen zu unterschätzen, hingegen bei überkonsolidierten Tonen eher zu überschätzen. Skempton und Bjerrum [114] berücksichtigten deshalb die Sofortsetzung s_0 bei der Ermittlung der Endsetzung mit folgender Gleichung 2.5:

$$s = s_0 + \mu \cdot s_{oed} \quad (2.5)$$

Darin berücksichtigt der Faktor μ wiederum die Diskrepanz zwischen der tatsächlichen Konsolidationssetzung und der berechneten Konsolidationssetzung s_{oed} basierend auf dem Ödometerversuch. Diese Methode ist weit verbreitet, z.B. in Tomlinson [126], und die Werte für μ sind in Tabelle 2.1 gegeben. Die Sofortsetzung s_0 kann in Anlehnung an Tomlinson [126] mit Gleichung 2.3 unter Verwendung des undrännierten E-Moduls E_u und der undrännierten Poisson-Zahl ν_u ermittelt werden. Bei Vollsättigung des Bodens beträgt $\nu_u = 0,5$. Die Schwierigkeit besteht wiederum bei der Bestimmung von E_u . Vorzugsweise kann deshalb die Sofortsetzung mit etablierten Beziehungen bestimmt werden, die

¹Nach EVB [38] können Setzungsberechnungen mit Hilfe von Steifemoduln E_S „wegen der Ungenauigkeit, die durch die Entnahme, den Transport und die Lagerung der Proben sowie die Versuchsdurchführung besonders bei überkonsolidierten Böden bedingt ist, bis zu 50% über den später gemessenen Beträgen, liegen.“

Tabelle 2.1: Korrekturbeiwerte für die Konsolidationssetzung nach Skempton und Bjerrum [114]

Bodenart	μ
sehr strukturempfindlicher Ton	1,0 bis 1,2
normalkonsolidierter Ton	0,7 bis 1,0
überkonsolidierter Ton	0,5 bis 0,7
stark überkonsolidierter Ton	0,2 bis 0,5

auf Burland u.a. [21] zurückgehen: $s_0 \leq 0,1$ bis $0,15$ der Gesamtsetzung s für weiche normalkonsolidierte Tone; $s_0 = 1/3$ bis $2/3$ der Gesamtsetzung für steife überkonsolidierte Tone.

Die Güte von herkömmlichen Setzungsberechnungen wurde anhand einer Fallstudie von Moore und Spencer [79] untersucht. Diese Fallstudie umfasst ein zweistöckiges Haus auf weichem bis breiigem Ton-/Schluffboden, teilweise mit organischen Bestandteilen. Hier zeigte sich, dass die Endsetzung unter Anwendung der Methode von Skempton und Bjerrum um ca. 30% unterschätzt wurde. Einen Grund sieht Poulos [94] u.a. in der Vernachlässigung der Plastizierung des Bodens. Nach Poulos liegt der Einfluss der Plastizierung hauptsächlich bei den Sofortsetzungen. Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung der Plastizierung wurden von D'Appolonia u.a. [27] hergeleitet.

Schlussendlich bleibt in Anlehnung an Burland u.a. [21] festzustellen, dass die Fehler der Setzungsberechnung mit den klassischen Methoden klein sind im Vergleich zu den Fehlern, die im Zuge der Probeentnahme und der Durchführung des Laborversuchs entstehen können. Es ist deshalb wichtig zu erkennen, dass „letztendlich der Erfolg einer Setzungsberechnung ebenso sehr (wenn nicht mehr) von der sachgerechten Modellbildung und Bestimmung der Parameter wie auch von der verwendeten Berechnungsmethode abhängt,“ (Poulos [94]).

Wie schon festgestellt wurde, eignen sich Ödometerversuche nicht zur Setzungsprognose in Sanden und Kiesen. In der internationalen Literatur, z.B. Poulos [94], Tomlinson [126] und Lancellotta [64], wird wohl aus diesem Grunde zwischen Setzungsermittlung im Ton unter Verwendung des Ödometerversuchs und der Setzungsermittlung im Sand und Kies unter Verwendung von Feldversuchen unterschieden.

Für Sande und Kiese wurde eine Vielzahl von semi-empirischen Methoden entwickelt, die sich auf die Auswertung von Ramm- oder Drucksondierungen (CPT), Dilatometer-(DMT) oder Pressuremeter-Versuchen stützen. In der internationalen Ingenieurpraxis, z.B. Kulhawy und Mayne [63], Lunne u.a. [69], sind diese Methoden weit verbreitet. Jedoch haben diese Methoden in Deutschland nicht Einzug in die Normen, z.B. DIN 4019-1 [33], und in die Fachliteratur, z.B. Grundbautaschenbuch [116], gefunden.

In der Vergangenheit gab es mehrere Studien zur Untersuchung der Zuverlässigkeit solcher Methoden. Die Studie von Jeyapalan und Boehm [94] umfasst die statistische Auswertung von 71 betrachteten Fällen auf Sand und die Bewertung von 9 Methoden zur Setzungser-

mittlung. Die Methode von Schultze und Sherif [110], basierend auf SPT-Aufschlüssen und die Methode von Schmertmann [58], aufgrund von CPT-Aufschlüssen, zeigten sich als die zuverlässigsten Methoden.

Eine andere Studie von Tan und Duncan [123] beinhaltet die Untersuchung von 76 Fällen auf Sand mit 12 unterschiedlichen Methoden. Die Genauigkeit der Methoden, basierend auf SPT Aufschlüssen, streute von ca. 100 % (Berechnung stimmt mit Messung überein) für die Methoden nach Alpan [1] und Schultze und Sherif [110] bis 320 % (Berechnung überschätzt die Messung deutlich) für die empirische Methode nach Terzaghi und Peck [125].

Im Rahmen eines Prognosewettbewerbes von Fundamenten auf Sand - ausgeführt durch die Texas A&M University (Briaud und Gibbons [16]) - hat eine Vielzahl von Autoren eine Vorhersage der Setzungen mit einer Vielzahl von unterschiedlichen Methoden durchgeführt. Die besten Methoden waren jene von Schmertmann [108] auf Basis von Dilatometer-Versuchen und Peck and Bazaraa [91] auf Grundlage von SPT-Versuchen, wobei diese beiden Methoden die Setzungen unterschätzten. Die besten konservativen Methoden waren jene von Briaud [15] auf Basis von Pressuremeter-Versuchen und von Burland und Burbidge [22]. Nähere Informationen zur Bewertung der klassischen Methoden zur Setzungsermittlung auf Sand sind in Poulos [94] gegeben.

2.3 FE versus klassische Setzungsermittlung im Sand

Im Folgenden erfolgt der Vergleich der Setzungen, die mit den vorher beschriebenen klassischen Methoden ermittelt werden, mit den Setzungen, die sich aus Finite Elemente Berechnungen unter Anwendung von zwei hochwertigen Bodenmodellen mit komplett unterschiedlicher mathematischer Formulierung ergeben.

Für die Studie wird ein starres Streifenfundament mit einer Breite von 1 m bzw. ein Kreisfundament mit einem Durchmesser von 1 m betrachtet. Die Belastung ist vertikal und mittig. Die starren Fundamente binden 1 m in einen homogenen Sandboden mit theoretisch unendlicher Schichtmächtigkeit ein (siehe auch Abbildung 2.8).

Der verwendete Sandboden liegt in lockerer und dichter Lagerung vor. Die Materialdaten für die numerischen Berechnungen werden durch Kalibrierung an vorliegenden Ödometer- und Triaxialversuchen gewonnen. Im ersten Teil dieses Abschnitts werden die Materialdaten des verwendeten Sandes beschrieben. Im zweiten Teil werden die Ergebnisse der klassischen Methoden diskutiert und im dritten Teil erfolgt der Vergleich der klassischen Methoden mit den numerischen Methoden.

2.3.1 Parameter des Hostun-Sandes

Für die Berechnungen im Sand werden die Materialdaten des Hostun-RF-Sandes verwendet, da die Datenbasis dieses Sandes ausgesprochen umfangreich und von Biarez und Hicher [13] und Desrues u.a. [28] gut dokumentiert ist. Der Hostun-RF-Sand ist ein enggestufter Feinsand (Abbildung 2.4), der für die kommerzielle Nutzung einer vordefinierten Siebung unterzogen wurde und an verschiedensten Forschungsinstitutionen für wissenschaftliche Zwecke verwendet wird. Nach der chemischen Analyse ist der Hostun-Sand ein nahezu reiner Quarz-

Tabelle 2.2: Kennwerte von Hostun-RF-Sand

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

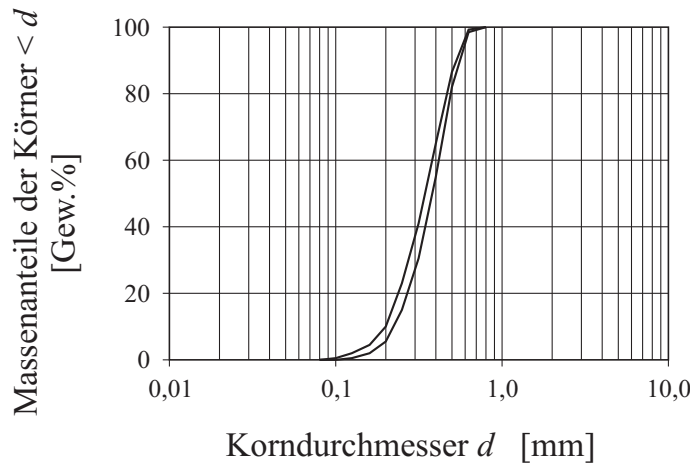


Abbildung 2.4: Sieblinie von Hostun-RF-Sand

sand. Seine Kornform kann als eckig eingestuft werden. Tabelle 2.2 gibt einen Überblick über die wichtigsten bodenphysikalischen Kennwerte.

Die Bestimmung der Parameter für das HS-Small Modell und das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung erfolgt durch Kalibrierung an den vorliegenden Laborversuchen von Biarez und Hicher [13] und Desrues u.a. [28]. Aus den Versuchen von Desrues u.a. [28] resultiert ein sogenannter „lockerer“ Hostun-Sand mit einer Anfangsporenzahl e zwischen 0,85 - 0,92 und einer mittleren Lagerungsdichte $D = 0,27$ und ein „dichter“ Hostun-Sand mit einer Anfangsporenzahl e zwischen 0,63 - 0,68 und $D = 0,97$.

Die Parameter des HS-Modells wurden von Marcher u.a. [71] entnommen. Lediglich die Parameter φ' und ψ des dichten Sandes wurden etwas abgeändert, um eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erzielen. Die Ermittlung der Parameter E_0 und $\gamma_{0,7}$ für die „Small-Strain-Stiffness“ Erweiterung erfolgt auf Grundlage der Versuche von Biarez und Hicher [13]. Die ausführliche Herleitung ist in der Arbeit von Baun [10] beschrieben. Der vollständige Parametersatz des HS-Small Modells ist in Tabelle 2.3 für eine Referenzspannung $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ gegeben. Es wird ersichtlich, dass das HS-Small Modell zwei unterschiedliche Datensätze benötigt, um die Eigenschaften des lockeren und des dichten Sandes zu beschreiben.

Herle [50] stellt hypoplastische Parameter für den Hostun-Sand zur Verfügung. Da die

Tabelle 2.3: Parameter des Hostun-Sandes für das HS-Small Modell

Parameter des HS-Modells		locker	dicht
φ'	[°]	34	42
c'	[kN/m ²]	0,0	0,0
ψ	[°]	0,0	16,0
E_S^{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
m	[–]	0,75	0,55
ν_{ur}	[–]	0,25	0,25
Parameter für die Small-Strain-Stiffness			
E_0^{ref}	[MN/m ²]	170,0	270,0
$\gamma_{0,7}$	[–]	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 2.4: Parameter des Hostun-Sandes für das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung

Parameter des hypoplastischen Basismodells		
φ_C	[°]	32
h_S	[MN/m ²]	3800
e_{c0}	[–]	0,91
e_{d0}	[–]	0,61
e_{i0}	[–]	1,09
n	[–]	0,029
α	[–]	0,134
β	[–]	1,35
Parameter der intergranularen Dehnung		
R	[–]	$6 \cdot 10^{-5}$
m_R	[–]	5
m_T	[–]	2
β_r	[–]	0,5
χ	[–]	2

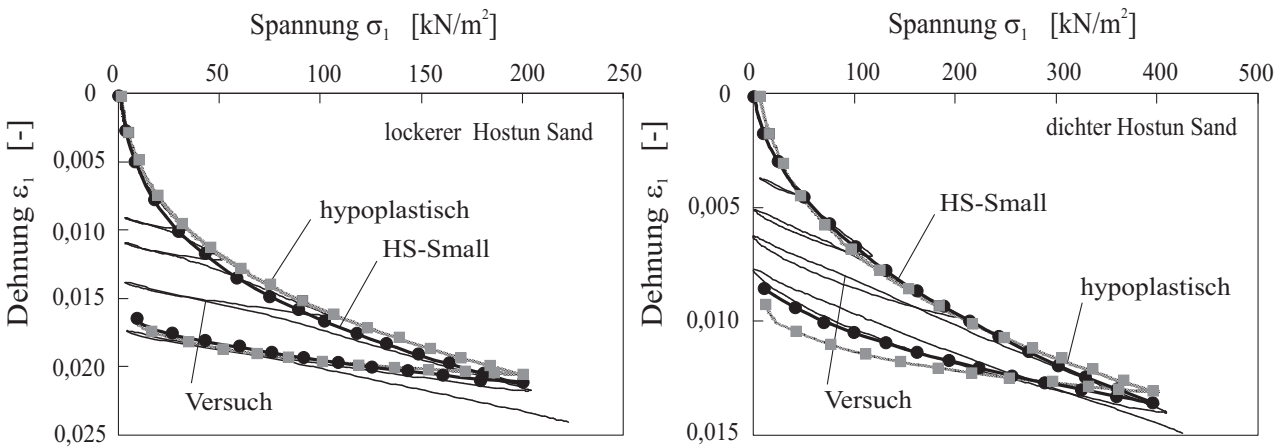


Abbildung 2.5: Ödometerversuch: Vergleich der experimentellen und der numerischen Ergebnisse

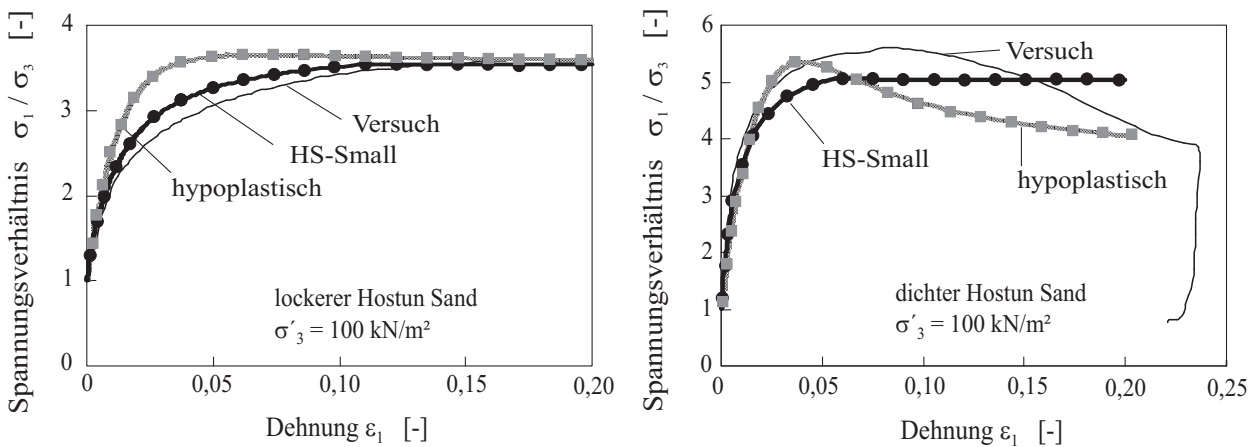


Abbildung 2.6: Dränierter Triaxialversuch: Vergleich der experimentellen und der numerischen Ergebnisse

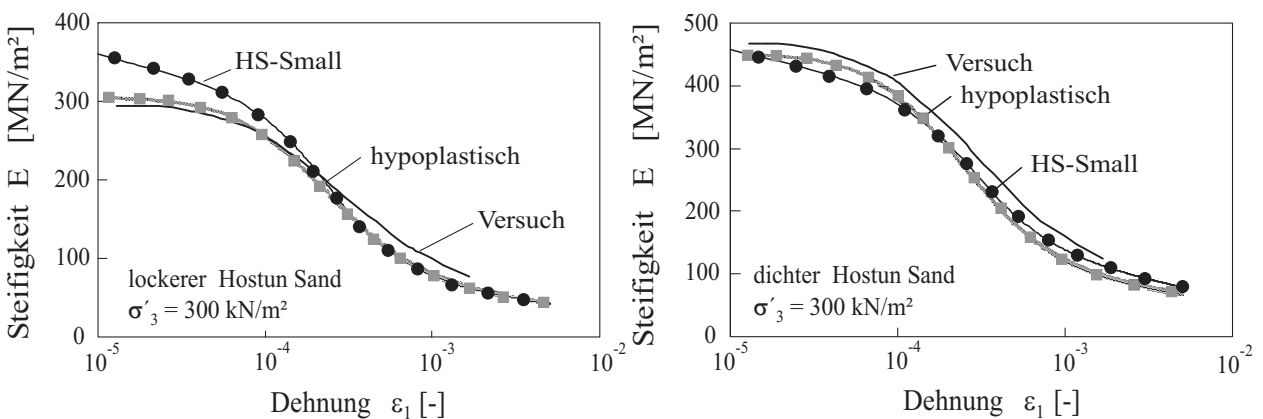


Abbildung 2.7: Verlauf der Steifigkeit im Bereich der kleinen Dehnungen

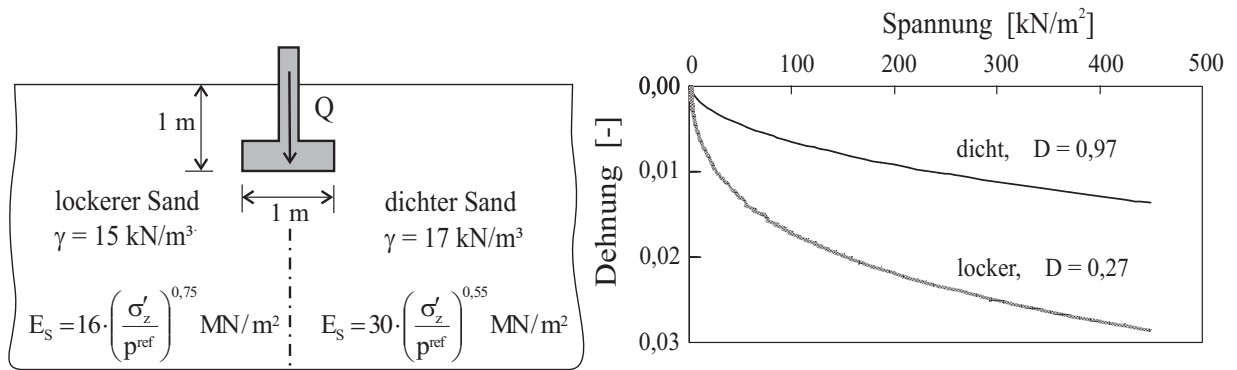


Abbildung 2.8: Geometrie des Streifenfundaments und Bodenparameter für die klassische Setzungsberechnung (links); Ödometerkurven des dichten und des lockeren Sandes (rechts)

zur Kalibrierung verwendeten Laborversuche z.T. zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführt worden sind, werden einige Parameter abgeändert, um eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erzielen. Der kritische Reibungswinkel φ_c stammt aus Marcher u.a. [71]. Die Exponenten α und β werden aus Maier [70] entnommen. Die Granulathärte h_S und der Kompressionsexponent n werden anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse (Desrues u.a. [28]) ermittelt. Eine ausführliche Beschreibung hierzu ist der Arbeit von Baun [10] zu entnehmen.

Für die intergranulare Dehnung liegt durch Niemunis und Herle [87] ein häufig verwendeter Parametersatz vor. Zur Kalibrierung an den Versuchsergebnissen werden lediglich die Parameter R und χ abgeändert. Tabelle 2.4 beinhaltet den vollständigen Parametersatz des hypoplastischen Modells inklusive der intergranularen Dehnung. Dabei wird deutlich, dass das hypoplastische Modell im Unterschied zum HS-Small Modell nur einen Datensatz erfordert. Von besonderer Bedeutung ist aber die Modellierung des Ausgangszustandes. Hierzu muss die Anfangsporenzahl e_0 vorgegeben werden. Die Anfangsporenzahl beträgt für den dichten Sand $e_0 = 0,655$ und für den lockeren Sand $e_0 = 0,885$. Beide Werte stellen dabei den Mittelwert aus den Laborversuchen dar.

Die Abbildungen 2.5, 2.6 und 2.7 zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Laborversuche und der numerischen Nachrechnungen. Aus den Abbildungen wird die sehr gute Übereinstimmung zwischen den numerischen Berechnungen und den Laborversuchen deutlich. Lediglich das hypoplastische Modell weist im Triaxialversuch des lockeren Sandes ein zu steifes Verhalten gegenüber dem Versuch und dem HS-Small Modell auf.

2.3.2 Ergebnisse der klassischen Methoden

Zum besseren Verstehen der Ergebnisse der Setzungsberechnung mit den klassischen Methoden werden hier die Randbedingungen eingehender erklärt. Darüber hinaus wird die Vorgehensweise bei der Bestimmung der relevanten Moduln E und E_S beschrieben. Im Rahmen dieser Arbeit wird nur auf das Streifenfundament eingegangen. Wie aus Abbildung 2.8 hervorgeht, wird der Sandboden in lockerer und dichter Lagerung in Betracht

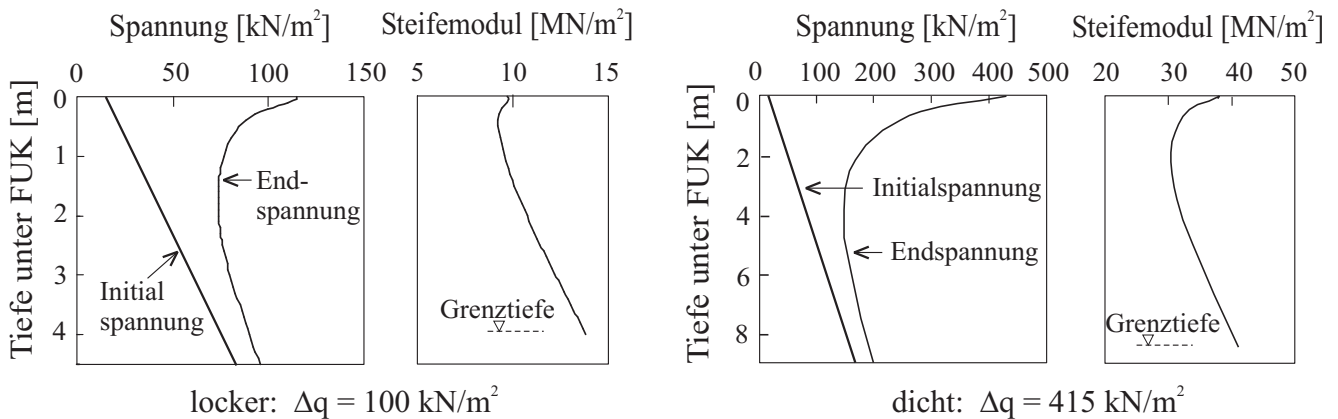


Abbildung 2.9: Verlauf der Spannungen und des Steifemoduls E_S über die Tiefe für den lockeren (links) und des dichten Sand (rechts)

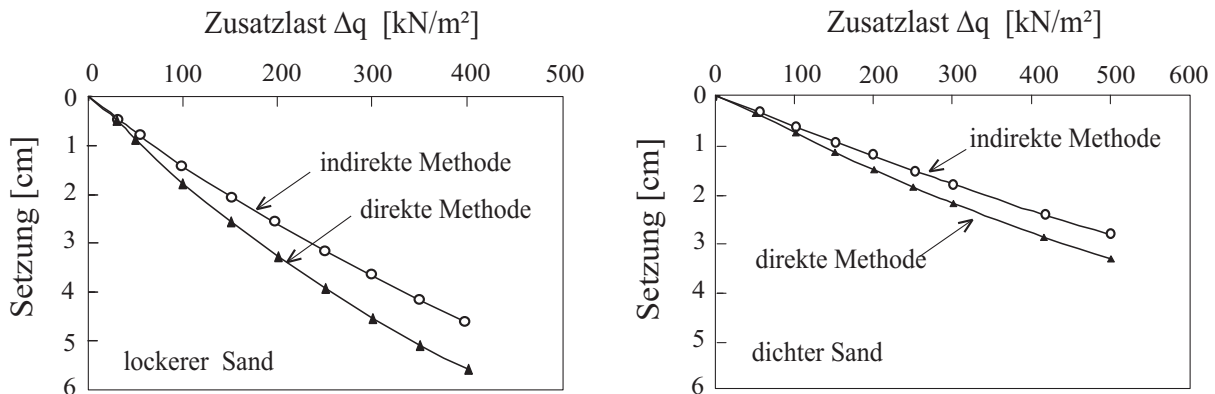


Abbildung 2.10: Last-Setzungskurven mit den klassischen Methoden

gezogen. Es wird angenommen, dass kein Grundwasser ansteht und dass der Boden normalkonsolidiert ist, d.h. der Boden war zu keiner Zeit einer Vorbelastung ausgesetzt. Für den Sandboden liegen die Ödometerkurven in Abbildung 2.8 vor. In Anlehnung an den empirischen Ansatz nach Ohde [89] lässt sich die Ödometerkurve durch den spannungsabhängigen Tangentensteifemodul E_S mit Gleichung 2.6 beschreiben:

$$E_S = E_S^{ref} \left(\frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{mit} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (2.6)$$

Hierbei bezeichnet E_S^{ref} den Referenzsteifemodul bei einer Referenzspannung p^{ref} , σ'_z die effektive vertikale Spannung und m den Steifigkeitsexponenten. Die Spannungsabhängigkeit in Gleichung 2.6 ist ebenfalls im HS-Modell implementiert. In Abbildung 2.8 links sind die Werte für die normalisierte Steifigkeit E_S^{ref} und den Exponenten m gegeben.

Für den lockeren und den dichten Sand wird je eine Belastungssituation mit $\Delta q = 100 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\Delta q = 415 \text{ kN/m}^2$ aber mit gleichem Mobilisierungsverhältnis q/q_f näher betrachtet. Dabei ist Δq die setzungsrelevante Belastung, q ist die mittlere Sohlpressung

und q_f die Bruchspannung nach DIN 4017 [32]. Abbildung 2.9 zeigt den Verlauf der Initial- und Endspannungen über die Tiefe und die aus diesen beiden Spannungen ermittelten Steifemoduln.

Bei der indirekten Setzungsermittlung wird die Gesamtsetzung durch Integration der Dehnungen über die setzungsrelevante Tiefe bestimmt. Die Dehnungen ergeben sich dabei aus der gegebenen Ödometerkurve. Der Verlauf der Dehnungen über die Tiefe ist in Vermeer u.a. [132] gegeben. Da der Steifemodul E_S über die Tiefe bekanntlich nicht konstant ist (Abbildung 2.9), wird bei der direkten Methode die Spannungsabhängigkeit durch die Wahl eines repräsentativen Steifemoduls berücksichtigt. Aus diesem Steifemodul wird dann der repräsentative E-Modul über die Querdehnzahl $\nu = 0,3$ berechnet. Mit Gleichung 2.3 werden anschließend die Setzungen berechnet.

Im Rahmen dieser Studie wird der repräsentative Steifemodul in einer Tiefe von 1 m unter Fundamentunterkante gewählt. Diese Vorgehensweise scheint aus wissenschaftlichen Gesichtspunkten ungenau, aber aus praktischen Gesichtspunkten ist diese Annahme wiederum gerechtfertigt. Denn tiefer liegende repräsentative Punkte ergeben z.T. höhere Steifemoduln (siehe Abbildung 2.9), während der Großteil der Dehnungen bzw. der Setzungen aber unmittelbar unter dem Fundament auftreten ².

Abbildung 2.10 enthält die Last-Setzungskurven des Streifenfundaments mit den beiden klassischen Methoden. Mit den gewählten Belastungen Δq liegen wir weit bzw. beim dichten Sand sehr weit weg von der Bruchspannung. Die Bruchspannung wird nach DIN 4017 [32] (siehe Kapitel 3.2.1) berechnet und beträgt beim dichten Sand $q_f = 2743 \text{ kN/m}^2$ und beim lockeren Sand $q_f = 729 \text{ kN/m}^2$. Alle Last-Setzungskurven in Abbildung 2.10 zeigen, dass die Setzung bei zunehmender Belastung unterproportional ansteigt. Dies entspricht auch dem Verhalten des Bodens im Ödometerversuch (Abbildung 2.8). Hier kommt noch hinzu, dass mit steigender Belastung auch die setzungsrelevante Schichtdicke zunimmt. Der unterlineare Kurvenverlauf ist deshalb nicht so ausgeprägt wie im Ödometerversuch.

Aus den Last-Setzungskurven wird ebenfalls ersichtlich, dass die direkte Methode ca. 20 bis 25 % größere Setzungen liefert als die indirekte Methode. Dies liegt daran, dass die indirekte Methode bekanntlich nur eindimensionale Setzungen ermittelt, hingegen die

²Die eindimensionale Setzung läßt sich auch mit Gleichung 2.3 für eine Querdehnzahl $\nu = 0$ ermitteln.

Wird die Setzung $s_{indir.}$, die sich aus der indirekten Methode ergibt, in Gleichung 2.3 mit $\nu = 0$ eingesetzt, kann der repräsentative Steifemodul E_S^{rep} wie folgt bestimmt werden:

$$E_S^{rep} = \frac{1}{s_{indir.}} \cdot \Delta q \cdot b \cdot f \quad (2.7)$$

Unter der Annahme, dass die Querdehnzahl ν vernachlässigbaren Einfluss auf den Faktor f hat - dies gilt näherungsweise für quadratische Grundrissflächen und sehr dicke kompressible Schichten (siehe Giroud [42]) -, kann mit Gleichung 2.3, $\nu = 0,3$ und den aus E_S^{rep} berechneten E-Modul E die direkte Setzung $s_{dir.}$ bestimmt werden. Da sich E , Δq , b und f rauskürzen, vereinfacht sich Gleichung 2.3 zu:

$$s_{dir.} = \frac{(1 - \nu)^2}{1 - 2\nu} \cdot s_{indir.} \quad \longrightarrow \quad s_{dir.} = 1,23 \cdot s_{indir.} \quad (2.8)$$

Die direkte Setzung liegt 23% über der indirekten Setzung. Aus den Last-Setzungskurven (Abbildung 2.10) ergibt sich ein Unterschied von ca. 20 bis 25 %. Die Wahl des repräsentativen Punktes in einer Tiefe von 1 m unter dem Fundament ist deshalb gerechtfertigt.

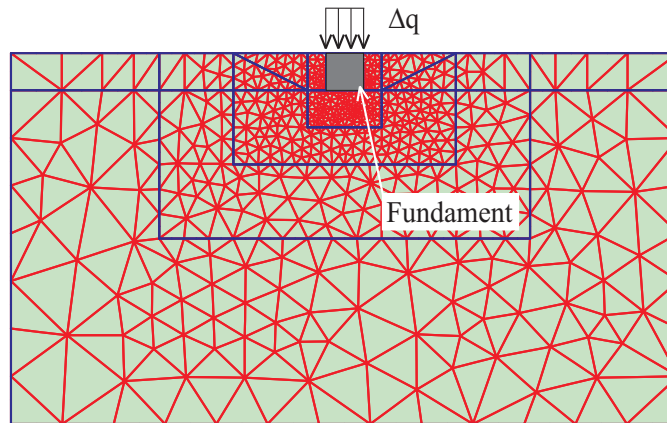


Abbildung 2.11: Verwendetes FE-Netz für das Streifenfundament

direkte Methode das seitliche Ausweichen des Bodens bei Belastung berücksichtigt.

2.3.3 Numerische Simulation und Vergleich der Ergebnisse

Die numerischen Berechnungen für das Streifenfundament werden mit einem zwei-dimensionalen Netz mit ebenem Verformungszustand (Abbildung 2.11) berechnet. Die Berechnungen für das Kreisfundament werden mit einem axialsymmetrischen Netz durchgeführt. Der Boden wird durch 6-knotige Dreieckselemente repräsentiert. Die Randbedingungen sind folgende: Der obere Rand ist verschieblich, die seitlichen Ränder sind vertikal verschieblich, der untere Rand ist unverschieblich. Für die numerische Simulation wird ein möglicher baupraktischer Bauablauf berücksichtigt. Die Simulation erfolgt in drei Berechnungsschritten:

- Aushub einer geböschten Baugrube bis auf UK Fundament
- Herstellung des Fundaments und seitliches Verfüllen
- Belastung des Fundaments mit der setzungserzeugenden Belastung Δq

Die Feinheit des FE-Netzes ist im Bereich des Fundaments am größten und nimmt nach außen hin ab. Die Größe des FE-Netzes wird so gewählt, dass die Auswirkung der Modellränder vernachlässigt werden kann. Zwischen Fundament und Boden wird voller Verbund angenommen. Damit liegt man bei den vertikalen Fundamenträndern auf der leicht unsicheren Seite. Die Berechnungen werden sowohl mit dem HS-Small Modell als auch dem hypoplastischen Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung durchgeführt.

Die Abbildungen 2.12 und 2.13 zeigen die Last-Setzungskurven, die sich mit den klassischen Methoden und den FE-Berechnungen sowohl für das Streifen- als auch Kreisfundament im lockeren und im dichten Sand ergeben. Es ist ersichtlich, dass der Setzungsgradient bei den klassischen Methoden mit steigender Belastung abnimmt. Im Gegensatz dazu nimmt die Setzung bei den numerischen Berechnungen überlinear zu. Die klassischen Methoden ermitteln nur elastische Setzungen, während die numerischen Methoden auch

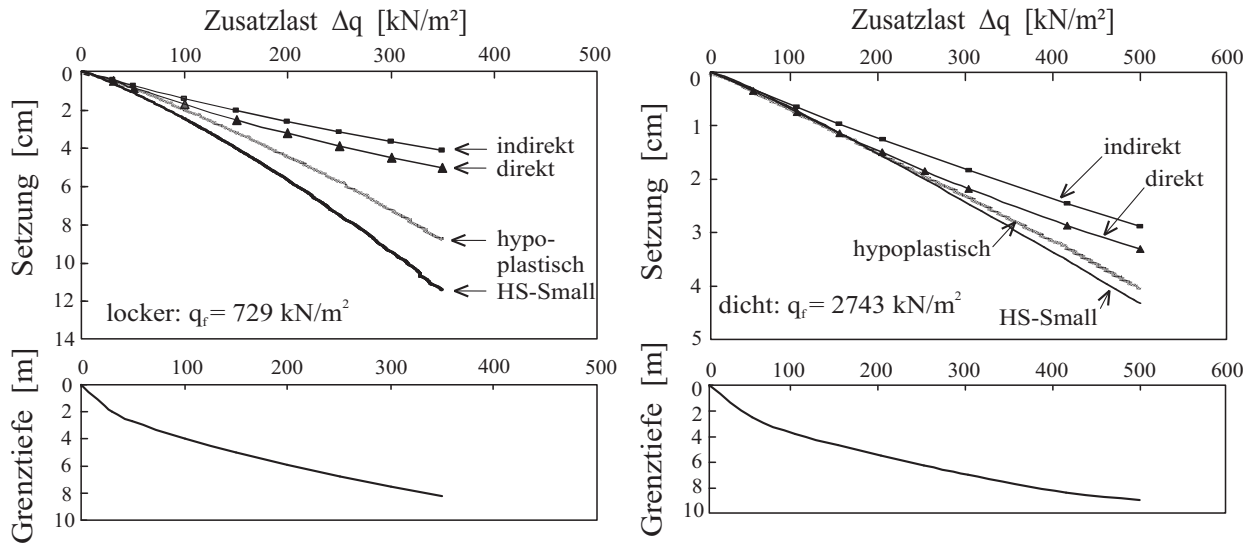


Abbildung 2.12: Last-Setzungskurven und Grenztiefe für das Streifenfundament im lockeren (links) und im dichten Sand (rechts)

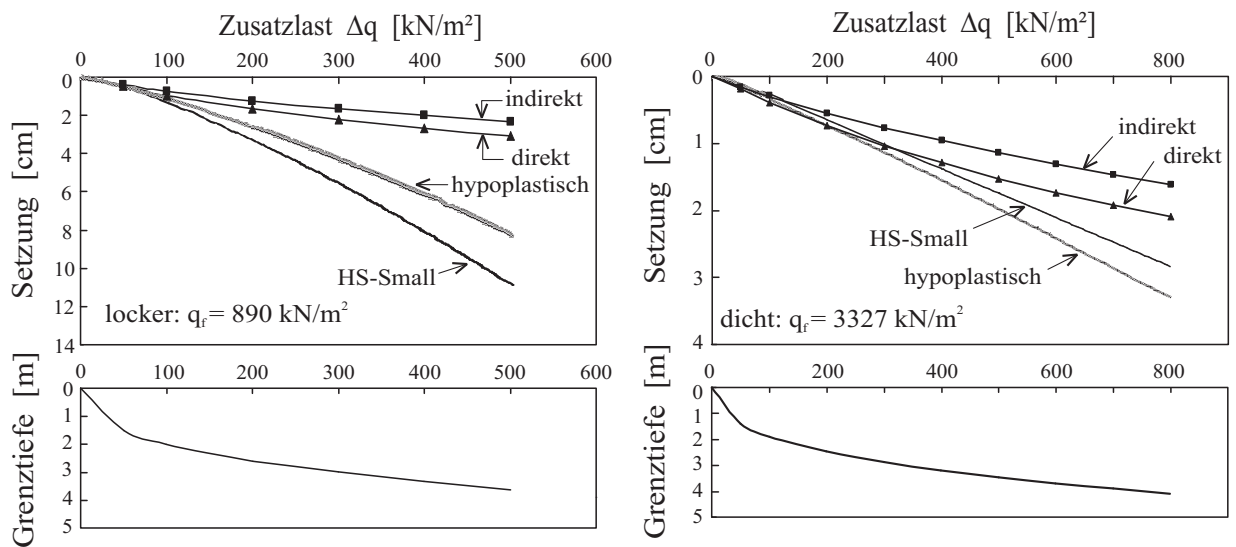


Abbildung 2.13: Last-Setzungskurven und Grenztiefe für das Kreisfundament im lockeren (links) und im dichten Sand (rechts)

Tabelle 2.5: Grenzen der Anwendbarkeit der klassischen Methoden im Sand

Steifenfundament		locker	dicht
indirekte Setzungsmethode	h_{grenz}	$< 2,0 b$	$< 2,5 b$
direkte Setzungsmethode	h_{grenz}	$< 2,5 b$	$< 4,5 b$
Kreisfundament			
indirekte Setzungsmethode	h_{grenz}	$< 1,0 b$	$< 2,0 b$
direkte Setzungsmethode	h_{grenz}	$< 1,5 b$	$< 3,0 b$

das plastische Verhalten des Bodens berücksichtigen. Mit steigender Belastung weichen die beiden Methoden deshalb zunehmend voneinander ab.

Die Unterschiede zwischen der Numerik und den klassischen Methoden scheinen für den lockeren Sand größer. Betrachtet man die Setzungen des Streifenfundaments bei einem Mobilisierungsverhältnis $q/q_f = 19\%$ - dies entspricht einer Belastung $\Delta q = 500 \text{ kN/m}^2$ für den dichten Sand und $\Delta q = 123 \text{ kN/m}^2$ für den lockeren Sand -, so lässt sich feststellen, dass das Verhältnis der Setzungen zwischen der FEM und den klassischen Methoden in etwa gleich groß ist. Die zugehörigen Bruchspannungen q_f können den Abbildungen 2.12 und 2.13 entnommen werden.

Beim Vergleich der Last-Setzungskurven des Streifenfundaments und des Kreisfundaments im lockeren Sand ist erkennbar, dass die Unterschiede zwischen der Numerik und den klassischen Methoden beim Kreisfundament signifikanter sind. Wird das Mobilisierungsverhältnis $q/q_f = 50\%$ betrachtet - dies entspricht einer Belastung $\Delta q = 350 \text{ kN/m}^2$ beim Streifenfundament und $\Delta q = 430 \text{ kN/m}^2$ beim Kreisfundament -, ergibt sich ein Faktor von ca. 2 zwischen den klassischen und den numerischen Methoden beim Streifenfundament. Beim Kreisfundament liegt sogar ein Faktor von ca. 3 dazwischen. Dieser deutliche Unterschied ergibt sich aus der dreidimensionalen Problemstellung beim Kreisfundaments im Gegensatz zum zweidimensionalen Problem beim Streifenfundament.

In den Abbildungen 2.12 und 2.13 sind ebenfalls die spannungsabhängigen Grenztiefen nach DIN 4019-1 [33] eingetragen. Es wird ersichtlich, dass die klassischen Methoden mit den numerischen Berechnungen bis zu einem bestimmten Lastniveau übereinstimmen bzw. dass die Anwendbarkeit der klassischen Methoden bis zu diesem Lastniveau möglich ist. Allerdings sind diese entsprechend niedrig. So liegt das Mobilisierungsverhältnis q/q_f z.B. beim Streifenfundament auf dichtem Sand bei ca. 2,5% mit der indirekten Methode bzw. ca. 6% mit der direkten Methode. Beim Kreisfundament auf dichtem Sand liegt das Lastniveau etwas höher mit $q/q_f \approx 3,5\%$ mit der indirekten Methode und $q/q_f \approx 10\%$ mit der direkten Methode. Beim lockeren Sand liegt q/q_f bei ca. 5% für die indirekte Methode und bei ca. 8% für die direkte Methode sowohl für das Kreis- als auch Streifenfundament.

Da eine Setzungsberechnung mit den klassischen Methoden keine Kenntnis des Grundbruchverhaltens erfordert, kann es aus praktischen Gesichtspunkten von Vorteil sein, die Anwendbarkeit der klassischen Methoden in Abhängigkeit von der Grenztiefe h_{grenz} darzustellen. Tabelle 2.5 beinhaltet die Begrenzungen der klassischen Methoden, die sich im

Tabelle 2.6: Parameter des NC-Kaolin für das HS-Small Modell

Parameter des HS-Modells	NC-Kaolin
φ' [°]	21,0
c' [kN/m ²]	0,0
ψ [°]	0,0
E_S^{ref} [MN/m ²]	0,75
E_{50}^{ref} [MN/m ²]	1,5
E_{ur}^{ref} [MN/m ²]	8,0
m [–]	1,0
ν_{ur} [–]	0,2
Parameter für die Small-Strain-Stiffness	
E_0^{ref} [MN/m ²]	80,0
$\gamma_{0,7}$ [–]	$2 \cdot 10^{-4}$

Rahmen dieser Studie ergeben haben.

Beim Vergleich der beiden Bodenmodelle lässt sich feststellen, dass die Setzungen vor allem beim dichten Sand sehr gut übereinstimmen. Beim lockeren Sand verhält sich das hypoplastische Modell etwas steifer als das HS-Small Modell. Aber das steifere Verhalten des hypoplastischen Modells wurde schon bei der Nachrechnung der dränierten Triaxialversuche festgestellt. Daraus kann geschlossen werden, dass Bodenmodelle trotz der unterschiedlichen konstitutiven Formulierung mehr oder weniger dieselben Ergebnisse liefern, sofern die Kalibrierung der Bodenparameter auf Basis derselben Laborversuche erfolgt ist.

2.4 FE versus klassische Setzungsermittlung im Ton

2.4.1 Parameter des NC-Kaolin

Zur Setzungsanalyse des Streifen- bzw. Kreisfundaments auf weichem Ton werden die Daten des NC-Kaolins aus Biarez und Hicher [13] und Bard [7] entnommen. Die Fließgrenze dieses aufbereiteten Tons liegt bei $w_L = 70\%$ und die Plastizitätszahl liegt bei $I_P = 30\%$. Die numerischen Berechnungen werden nur mit dem HS-Small Modell durchgeführt, da das für den Sand verwendete hypoplastische Modell nur für grobkörnige Böden geeignet ist. Die Kalibrierung des HS-Small Modells erfolgt an einem isotropen Kompressionsversuch (Abbildung 2.14), an einem dränierten Triaxialversuch (Abbildung 2.15) und an einem Triaxialversuch für den Bereich der kleinen Dehnungen (Abbildung 2.16). Die vollständigen Parameter für das HS-Small Modell sind in Tabelle 2.6 gegeben.

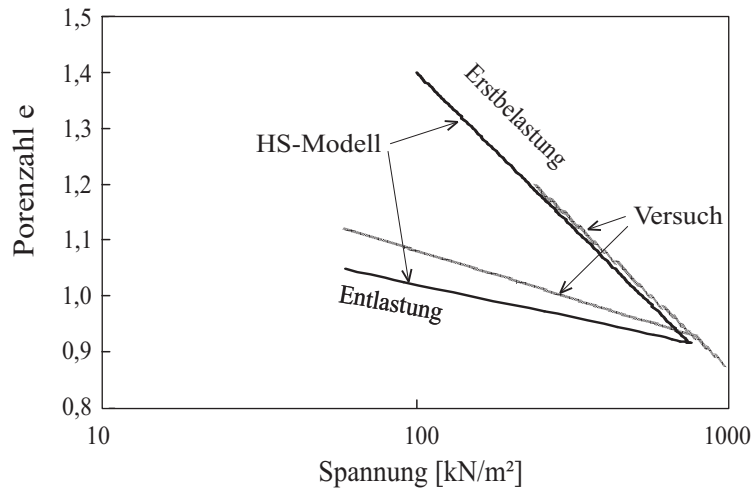


Abbildung 2.14: Isotroper Kompressionsversuch: Vergleich der experimentellen und der numerischen Ergebnisse

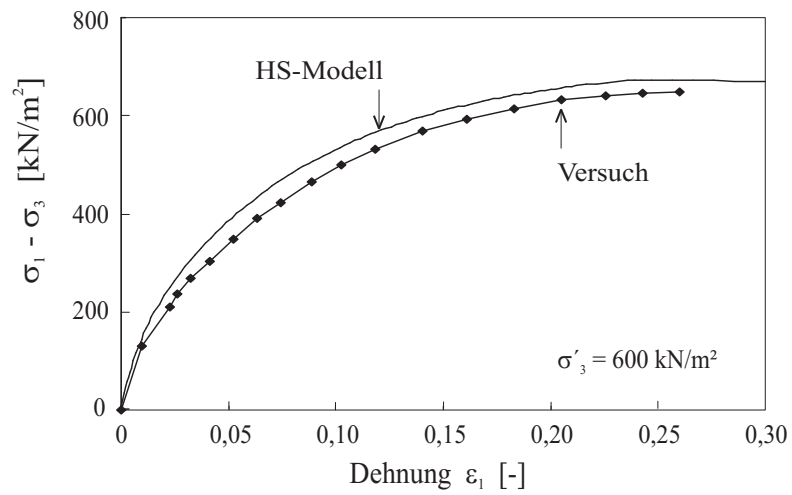


Abbildung 2.15: Dräniertes Triaxialversuch: Vergleich der experimentellen und der numerischen Ergebnisse

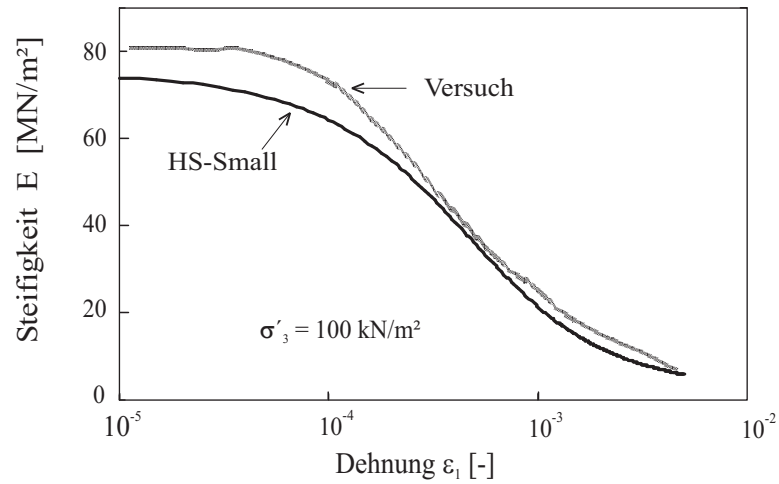


Abbildung 2.16: Verlauf der Steifigkeit für kleine Dehnungen

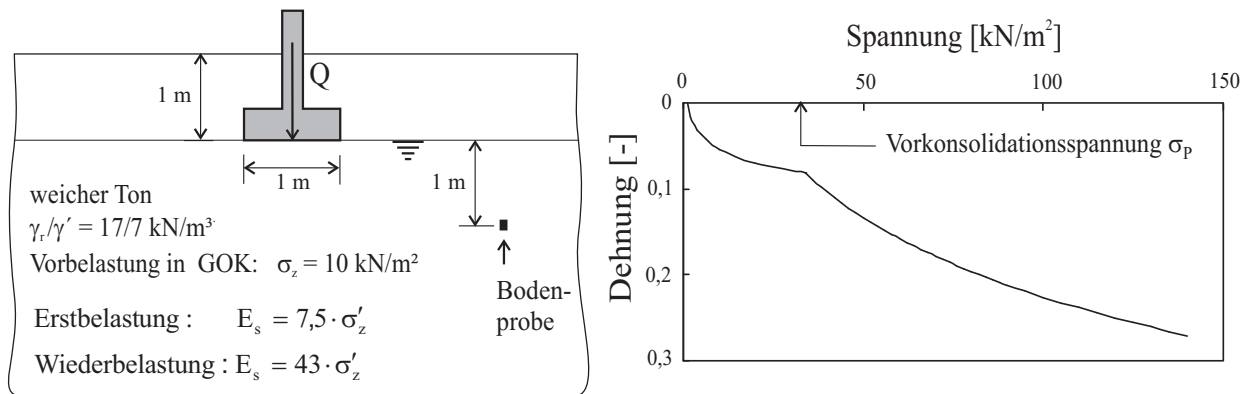


Abbildung 2.17: Fundamentgeometrie (links); Ödometerversuch für eine Tonprobe in einer Tiefe von 2 m (rechts)

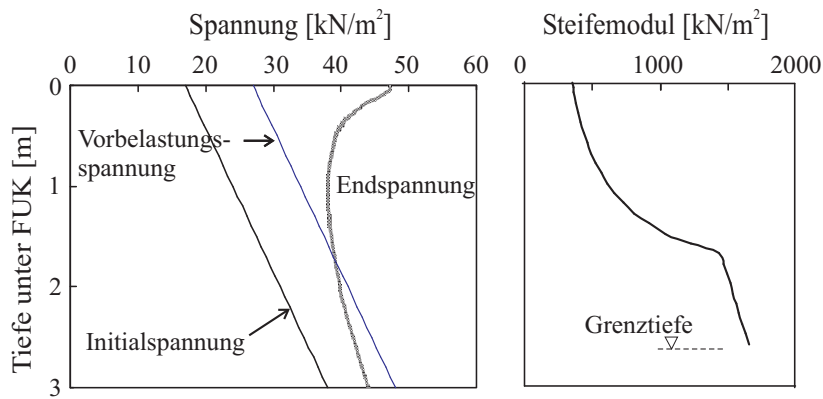


Abbildung 2.18: Verlauf der Spannungen (links) und des Steifemoduls (rechts) über die Tiefe für das Streifenfundament

2.4.2 Berechnungen mit den klassischen Methoden

Für die Analyse im weichen Tonboden ist der Boden nahezu normalkonsolidiert. Die Vorbelastung erfolgt durch eine großflächige Auflast von $\sigma_z = 10 \text{ kN/m}^2$ in der Geländeoberkante. Der Grundwasserspiegel liegt an der Fundamentunterkante (Abbildung 2.17 links), der Ton ist bis an die Geländeoberkante wassergesättigt. Im Unterschied zu grobkörnigen Böden entstehen in feinkörnigen Böden oberhalb des Grundwasserspiegels Saugspannungen (Zugspannungen) infolge von Kapillarkräften. Zur Ermittlung der seitlichen Auflast q_0 wird die gesättigte Wichte herangezogen, da die effektiven vertikalen Spannungen an der Fundamentunterkante gleich den totalen Spannungen sind.

Abbildung 2.17 rechts zeigt exemplarisch den Ödometerversuch einer Bodenprobe, die in einer Tiefe von 2 m entnommen wurde. Die maximale vertikale Vorbelastungsspannung σ_P in einer Tiefe von 2 m beträgt 34 kN/m^2 . Dieser Wert ergibt sich aus der Summe aus aktueller Überlagerungsspannung und $\sigma_z = 10 \text{ kN/m}^2$. Die vorliegende Ödometerkurve zeigt deutlich das überkonsolidierte Verhalten des Tons bei Spannungen, die kleiner als die Vorbelastungsspannung σ_P sind. Für Spannungen $\sigma > \sigma_P$ verhält sich der Boden weicher, und für diesen Bereich ergibt sich die Erstbelastungskurve des normalkonsolidierten Bodens.

Da für Tonböden $m = 1$ angenommen werden kann, vereinfacht sich die Gleichung 2.6 und man erhält eine lineare Beziehung für den Tangentensteifemodul:

$$E_S = \alpha \cdot \sigma'_z \quad \text{mit} \quad \alpha = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} / p^{\text{ref}} \quad \text{und} \quad p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (2.9)$$

Dabei ergibt sich die Proportionalitätskonstante α aus Division des Referenzsteifemoduls E_S^{ref} durch die Referenzspannung p^{ref} .

Auch für den Tonboden soll eine Belastungssituation für das Streifenfundament näher betrachtet werden. Abbildung 2.18 zeigt den Verlauf der Spannungen und des Steifemoduls über die Tiefe für $\Delta q = 30 \text{ kN/m}^2$. Darin wird der Einfluss der Vorbelastungsspannung auf den Verlauf des Steifemoduls deutlich erkennbar. Im Bereich unmittelbar unter dem Fundament liegt die Endspannung über der Vorbelastungsspannung und der Boden reagiert dementsprechend weich. Der Verlauf des Steifemoduls nimmt relativ schnell zu bis zu einer

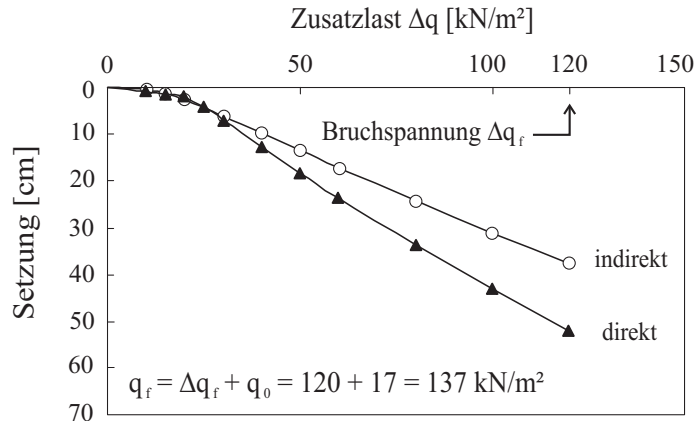


Abbildung 2.19: Last-Setzungskurven mit den klassischen Methoden im Ton

Tiefe, in der die Endspannung gleich der Vorbelastungsspannung ist. Unterhalb dieser Tiefe ist die Endspannung kleiner als die Vorbelastungsspannung. Der Böden verhält sich deshalb steifer. Mit der indirekten Setzungsmethode kann die Spannungsabhängigkeit von E_S in jedem Punkt unterhalb des Fundaments berücksichtigt werden. Bei der direkten Methode wird diese Spannungsabhängigkeit durch eine geeignete Wahl des repräsentativen Steifemoduls berücksichtigt. Wie schon beim Sand wird dieser im repräsentativen Punkt in einer Tiefe von 1 m unterhalb des Fundaments ermittelt.

In Abbildung 2.19 sind die Last-Setzungskurven dargestellt. Auch beim Ton liegen die Setzungen der direkten Methode über jenen der indirekten Methode, die bekanntlich reines eindimensionales Verhalten voraussetzt. Im Unterschied zum Sand liegt jedoch ein annähernd bilinearer Verlauf vor. Der Einfluss der Vorbelastungsspannung ist deutlich erkennbar. Bis zu einer Belastung, die in der Nähe der Vorbelastungsspannung liegt, verhält sich der Boden wesentlich steifer als nach Überschreiten dieses Wertes. Mit zunehmender Belastung nimmt die Setzung bis zu einer Zusatzspannung von ca. $\Delta q = 50 \text{ kN/m}^2$ überproportional zu. Diese Spannung ist in etwa der Wendepunkt der Kurvensteigung. Wie aus Abbildung 2.19 hervorgeht, flachen die Kurven ab dieser Spannung leicht ab.

2.4.3 Numerische Simulation und Vergleich der Ergebnisse

Den numerischen Berechnungen im Ton liegen wie beim Sand ein zweidimensionales FE-Netz für das Streifenfundament bzw. ein axialsymmetrisches Netz für das Kreisfundament zugrunde. Die Abmessungen des Netzes werden aber infolge der wesentlich niedrigeren Belastung und der daraus resultierenden geringeren Tiefenwirkung der Zusatzspannungen kleiner gewählt als im Sand. Für diese Studie ist das FE-Netz 12 m breit und 6 m hoch. Für die numerische Simulation wird wie beim Sand ein möglicher baupraktischer Bauablauf berücksichtigt; zuerst erfolgt der Aushub einer geböschten Baugrube und anschließend wird das Fundament hergestellt. Setzungsrelevant ist die Sohlpressung abzüglich der seitlichen Auflast wie bei der klassischen Methode. Die Saugspannungen über dem Grundwasserspiegel werden wie bei der klassischen Methode nicht berücksichtigt, da die daraus

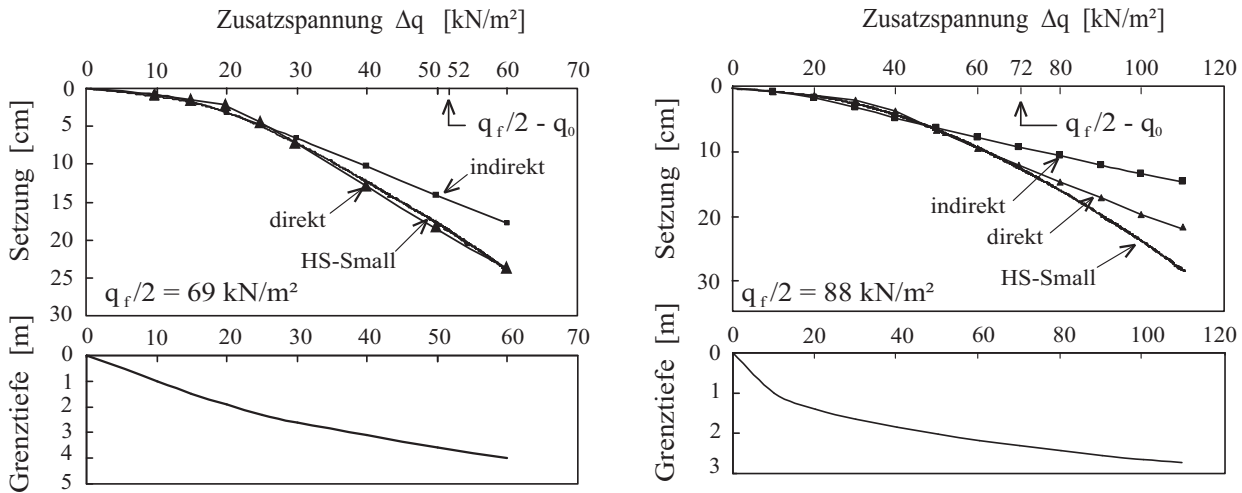


Abbildung 2.20: Last-Setzungskurven und Grenztiefen im Ton für das Streifen- (links) und das Kreisfundament (rechts)

resultierende Festigkeitszunahme in der FE-Berechnung nur wenig Einfluss hat. Das leicht überkonsolidierte Verhalten des Tons wird durch die Vorgabe einer Vorbelastungsspannung³ von 10 kN/m² bei der Initialisierung des Ausgangsspannungszustandes verwendet.

Abbildung 2.20 zeigt die Last-Setzungskurven der klassischen Methoden und des HS-Small Modells. Die Kurven umfassen den gesamten Gebrauchslastbereich⁴, der nach globalem Sicherheitskonzept mit $q \leq q_f/2$ definiert ist. Für das Streifenfundament gilt dabei $q_f = 137$ kN/m² und für das Kreisfundament $q_f = 175$ kN/m².

Die indirekte Methode stimmt mit den numerischen Berechnungen bis zu einer Grenztiefe von $2,5 b$ beim Streifenfundament und von $1,5 b$ beim Kreisfundament überein bzw. bis zu einer Belastung von $q \leq q_f/3$. Die direkte Methode passt sowohl für das Streifen- als auch das Kreisfundament für den gesamten Gebrauchslastbereich.

Dass die Setzungen beim weichen Ton mit der indirekten Methode relativ gut prognostiziert werden können, liegt an der hohen Kompressibilität des weichen Tons. Während im Sandboden (mit Ausnahme des sehr lockeren Sandes) die Scherverformungen bei Belastung dominieren, so überwiegen in den weichen Tonböden die volumetrischen Verformungen infolge des hohen Porenanteils. Das kompressiblere Verhalten des weichen Tons im Vergleich zum Sand ist auch am Verhältnis der Ödometersteifigkeit E_S zu den anderen Steifigkeiten ersichtlich:

³Eine Möglichkeit zur Generierung des Ausgangsspannungszustandes von überkonsolidierten Böden besteht beim FE-Programm PLAXIS 2D in der Vorgabe einer Vorbelastungsspannung (Pre-Overburden Pressure). Dies entspricht der Vorbelastung infolge einer großflächigen Auflast (Brinkgreve [18]).

⁴Die maximalen Gebrauchslasten werden im Rahmen dieser Arbeit aus darstellerischen Gründen nach DIN 1054:1976-11 [29] mit dem globalem Sicherheitskonzept mit $\eta = 2$ für den Lastfall 1 definiert. Die Bemessung nach DIN 1054:2005-01 [30] erfolgt mit dem Teilsicherheitskonzept. Da die ständigen und die veränderlichen Einwirkungen mit unterschiedlichen Teilsicherheitsfaktoren beaufschlagt werden, ist das Sicherheitsniveau nach DIN 1054:2005-01 nur dann mit jenem nach DIN 1054:1976-11 vergleichbar, wenn die ständigen Lasten 50% der Gesamtlast betragen.

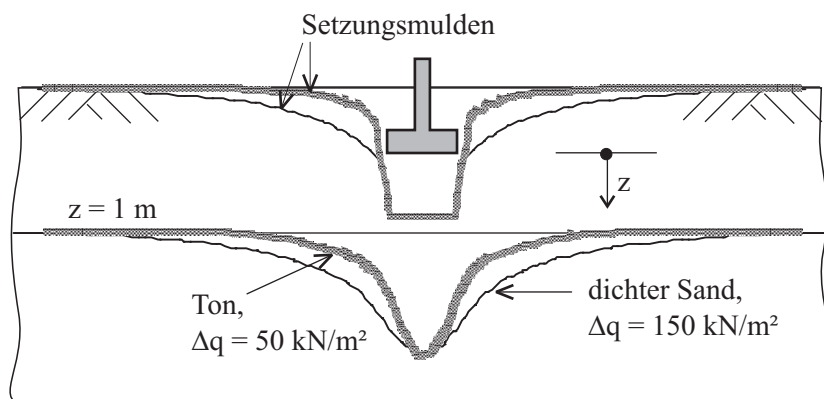


Abbildung 2.21: Verlauf der vertikalen Verschiebungen für das Streifenfundament

$$\begin{array}{l} \text{Ton:} \\ \text{dichter Sand:} \end{array} \quad \begin{array}{l} E_S^{ref} / E_{50}^{ref} / E_{ur}^{ref} / E_0^{ref} \propto 1 / 2 / 10 / 100 \\ E_S^{ref} / E_{50}^{ref} / E_{ur}^{ref} / E_0^{ref} \propto 1 / 1 / 3 / 9 \end{array}$$

Abbildung 2.21 zeigt die normierten vertikalen Verschiebungen an der Geländeoberkante und in einer Tiefe von 1 m unter Fundamentunterkante. Daraus geht hervor, dass die Setzungen im Ton der eindimensionalen Setzung nahe kommen, während die Setzungsmulden im Sand um einiges ausgeprägter sind.

Die Ergebnisse für den weichen Ton stimmen sehr gut mit kleinmaßstäblichen Modellversuchen auf normalkonsolidiertem Boden von Burland [20] überein. Die Abweichung der indirekten Methode von den gemessenen Werten lag dort bei 10% für eine Belastung $q = q_f/3$. In diesen Modellversuchen wurde außerdem beobachtet, dass die gemessenen Horizontalverschiebungen im Boden weniger als ein Zehntel der Vertikalverschiebungen betragen und dies sogar bei Bodenpressungen, die den berechneten Gruchbruchspannungen entsprachen. Nach Burland [20] kann deshalb der Erfolg der indirekten Methode selbst bei dicken kompressiblen Schichten aus normalkonsolidiertem Ton dem nahezu eindimensionalen Verhalten zugeschrieben werden.

2.5 Grenztiefe

Die Begrenzung einer kompressiblen Schichtdicke für die Setzungsberechnung wird in verschiedenen Ländern unterschiedlich behandelt. Laut DIN 4019-1 und Tomlinson [126] liegt die Grenztiefe dort, wo $\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \sigma'_{z0}$ gilt. Die Formänderungen unterhalb dieser Tiefe werden als vernachlässigbar klein angenommen. In der Schweizer Ingenieurpraxis wird nach Lang u.a. [65] empfohlen, die künstliche Grenztiefe dort einzuführen, wo die Zusatzspannungen $\Delta\sigma_z = 0,05$ (oder 0,1) $\cdot \Delta q$ betragen.

Zur Untersuchung der Grenztiefe hat Altes [3] z.T. in der Literatur veröffentlichte Ergebnisse verwendet und z.T. selbst Versuche im Labor durchgeführt. Nach deren Auswertung konnte er zeigen, dass die Grenztiefe nach DIN 4019-1 [33] für Kreis- und Quadratfundamente bis zu einer Fläche von 1 m² zu klein und darüber hinaus zu groß angegeben wird.

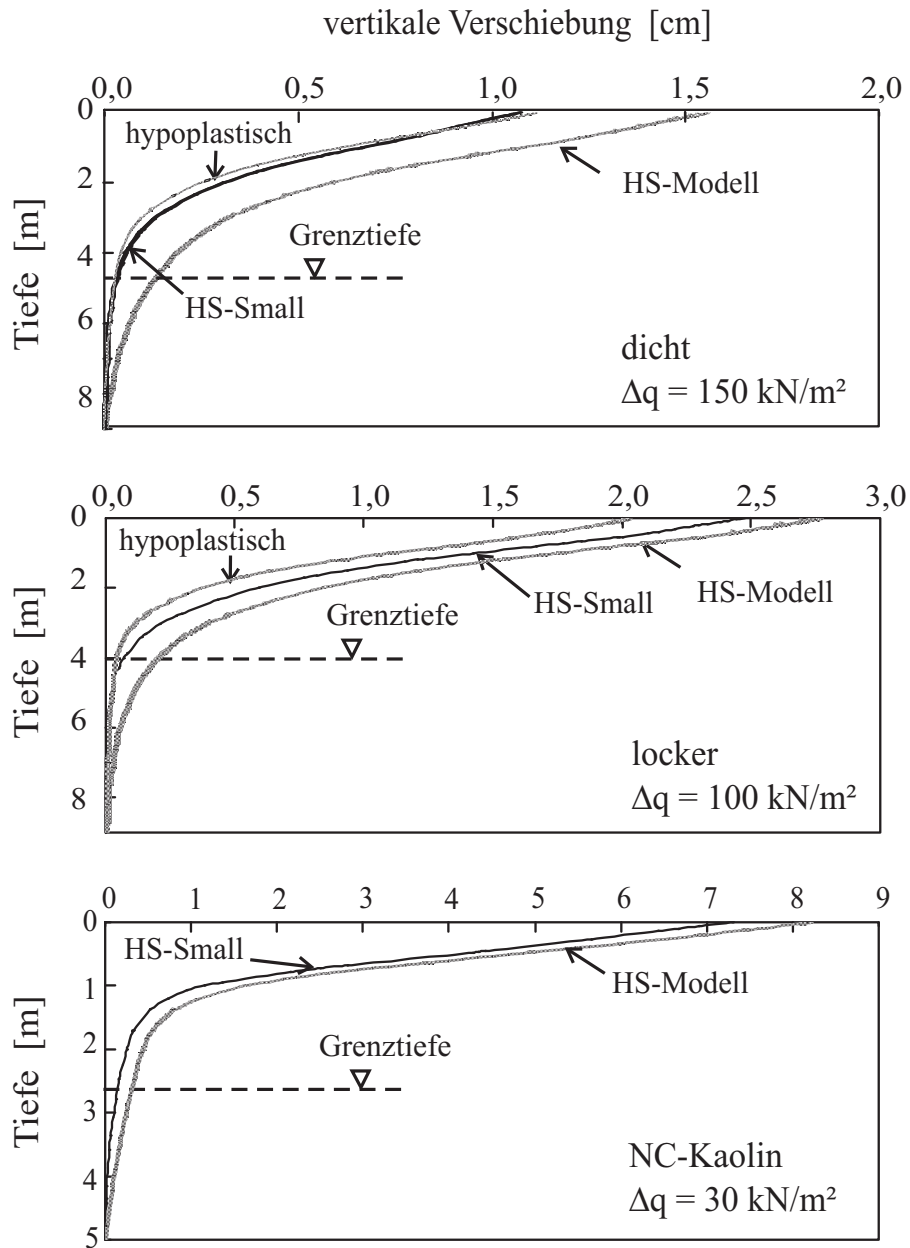


Abbildung 2.22: Verlauf der vertikalen Verschiebungen über die Tiefe beim Streifenfundament für den dichten Sand (oben), lockeren Sand (Mitte) und den Tonboden (unten)

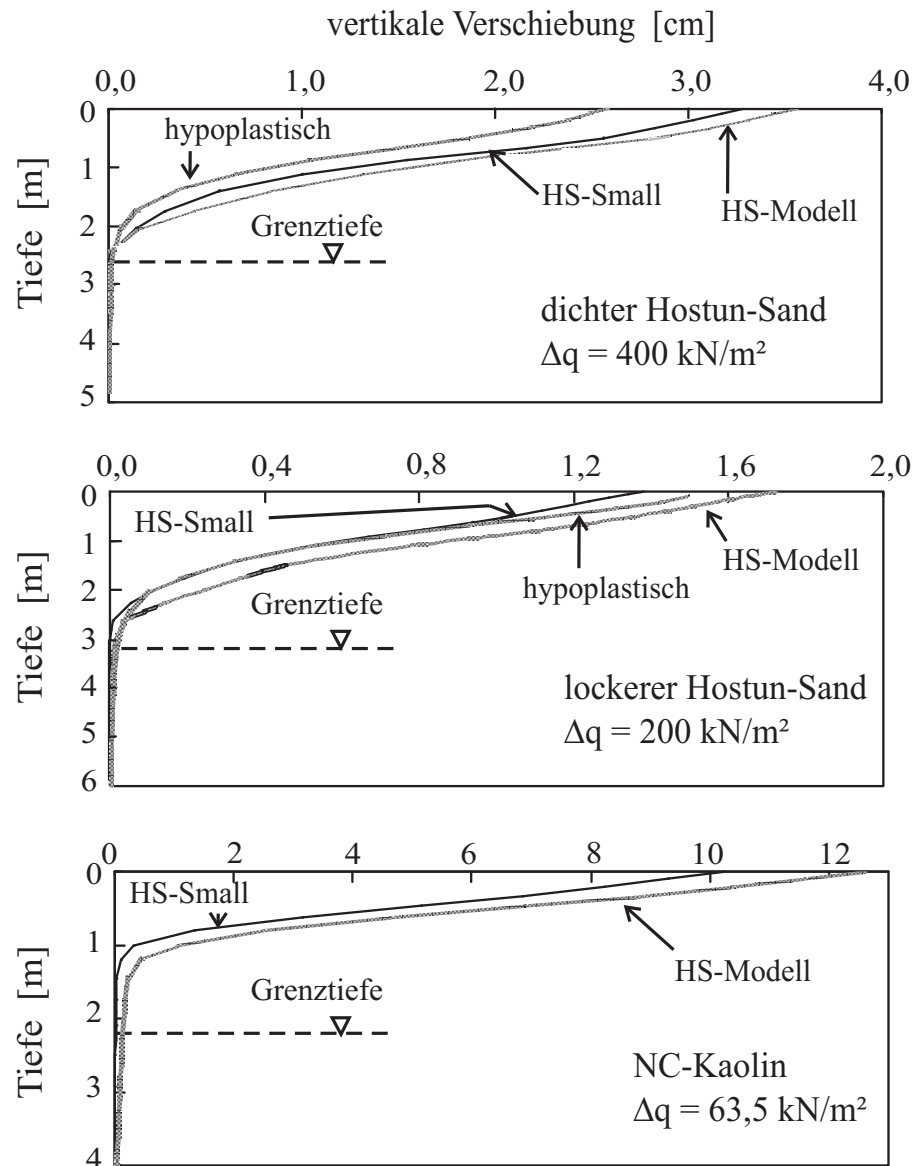


Abbildung 2.23: Verlauf der vertikalen Verschiebungen über die Tiefe beim Kreisfundament für den dichten Sand (oben), lockeren Sand (Mitte) und den Tonboden (unten)

Bei Streifenfundamenten wird sie in allen Fällen zu groß angegeben. Von Interesse ist deshalb, inwieweit numerischen Berechnungen mit den normativen Regelungen der DIN 4019-1 übereinstimmen.

Abbildungen 2.22 und 2.23 zeigen den Verlauf der vertikalen Verschiebungen über die Tiefe, die sich aus den Berechnungen mit dem HS-Modell, dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung ergeben. Beim Streifenfundament (Abbildung 2.22) wird die Auswirkung der Small-Strain-Stiffness auf die Größe der Verschiebungen und auf die Kurvenform ersichtlich. Beim HS-Small Modell und beim hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung sind die vertikalen Verschiebungen vernachlässigbar klein ab einer bestimmten Tiefe. Diese Tiefe stimmt sehr gut mit der Grenztiefe aus der Setzungsberechnung nach DIN 4019-1 überein. Die Ergebnisse beim HS-Modell hingegen sind abhängig von der Netzgröße und zeigen keine Grenztiefe.

Beim Kreisfundament (Abbildung 2.23) sind die Unterschiede zwischen dem HS-Small und dem HS-Modell bei der Gesamtsetzung des Fundaments ersichtlich. Die vertikalen Verschiebungen werden für beide Bodenmodelle ab derselben Tiefe vernachlässigbar klein. Dies ist ein signifikanter Unterschied zum Streifenfundament. Der Grund hierfür liegt in der Gradienten der Zusatzspannungen, die beim Kreisfundament deutlich größer ist als beim Streifenfundament. Bei einer kreisförmigen Lastfläche sind 20% der Zusatzspannungen unter dem Lastmittelpunkt in einer Tiefe von $z = 2,5$ m erreicht. Bei einer unendlich ausgedehnten Gleichlast wird dieser Wert in einer Tiefe von $z = 6,2$ m erreicht. Der Effekt der räumlichen Spannungsausbreitung fällt beim Kreisfundament stärker ins Gewicht als die Berücksichtigung der sehr hohen Steifigkeiten bei den kleinen Dehnungen. Wie beim Streifenfundament wird aber auch beim Kreisfundament eine Grenztiefe deutlich, die in guter Übereinstimmung mit DIN 4019-1 ist.

2.6 Vergleich der beiden Stoffmodelle

Die Bestimmung der Parameter für das HS-Small Modell und das hypoplastische Modell erfolgt auf Basis von hochwertigen Laborversuchen. Aus Kapitel 2.3.1 ergibt sich eine gute Übereinstimmung beider Stoffmodelle mit den Laborversuchen. Eine Ausnahme stellt der Triaxialversuch des lockeren Sandes dar. Aus den Last-Setzungskurven in Kapitel 2.3.3 resultiert eine sehr gute Überstimmung für den dichten Sand. Leichte Unterschiede sind beim lockeren Sand festzustellen. Des Weiteren zeigen beide Bodenmodelle anhand des Verlaufs der Vertikalverschiebungen über die Tiefe in Kapitel 2.5, dass die Verschiebungen in der gleichen Tiefe vernachlässigbar klein werden.

Da für den dichten Sand bisher eine sehr gute Übereinstimmung zwischen beiden Bodenmodellen erzielt wurde, erfolgt der weitere Vergleich anhand des Streifenfundaments im dichten Sand. Die daraus resultierenden Schlussfolgerungen können aber auch auf den lockeren Sand übertragen werden. Für alle folgenden Vergleiche beträgt $\Delta q = 150 \text{ kN/m}^2$.

In Abbildung 2.24 ist der Verlauf der vertikalen Verschiebungen in horizontalen Schnitten für mehrere Tiefen dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Setzungsmulde des hypoplastischen Modells in etwa dieselbe Ausdehnung aufweist wie das HS-Small Modell. Dasselbe trifft auch für die anderen horizontalen Schnitte zu.

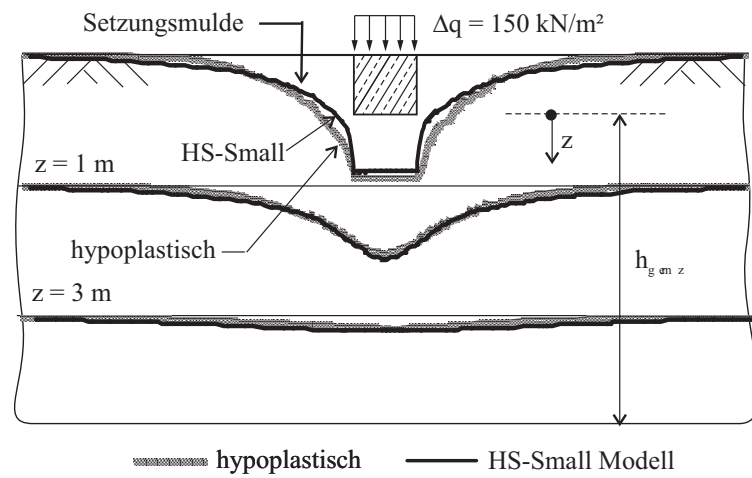


Abbildung 2.24: Vertikalverschiebungen in unterschiedlichen Tiefen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung für das Streifenfundament im dichten Sand

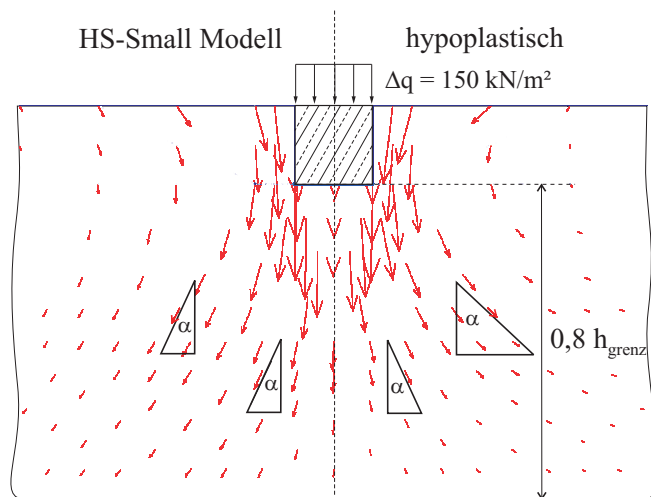


Abbildung 2.25: Verschiebungspfeile für das Streifenfundament im dichten Sand

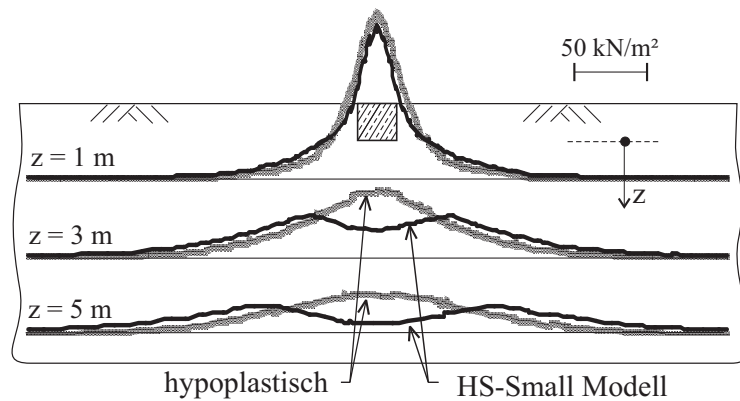


Abbildung 2.26: Ausbreitung der Zusatzspannungen in unterschiedlichen Tiefen für das Streifenfundament im dichten Sand bei einer Belastung $\Delta q = 150 \text{ kN/m}^2$

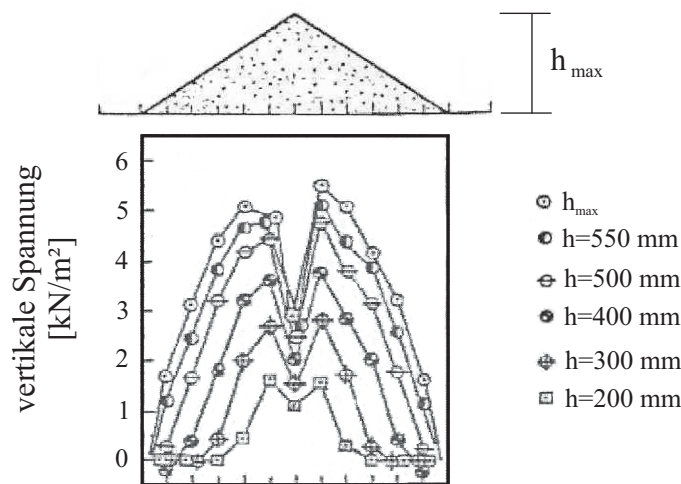


Abbildung 2.27: Experimentell bestimmte Spannungsverteilung in der Aufstandsfläche eines Sandkegels

Abbildung 2.25 zeigt die Verschiebungspfeile beider Bodenmodelle. Aus der Richtung der Pfeile ist klar erkennbar, dass im Boden neben den Kompressionssetzungen, wie sie ausschließlich im Ödometerversuch auftreten, auch Verdrängungsetzungen auftreten. Aus der Neigung der Verschiebungspfeile kann man schließen, dass mit zunehmendem Abstand von der Fundamentmittellachse die seitliche Verdrängung beim hypoplastischen Modell ausgeprägter ist als beim HS-Small Modell. So beträgt der Winkel des gekennzeichneten Verschiebungspfeils in einem Abstand von ca. 2 m von der Mittellachse beim hypoplastischen Modell ca. 45° zur Vertikalen, während der Winkel beim HS-Small Modell mit ca. 25° deutlich geringer ausfällt.

Abbildung 2.26 zeigt die Ausbreitung der vertikalen Zusatzspannungen $\Delta\sigma_z$ für mehrere Tiefen auf Grund der numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung. Die Kurven des hypoplastischen Modells zeigen die typische Glockenform, die sich auch aus der Spannungsausbreitung einer

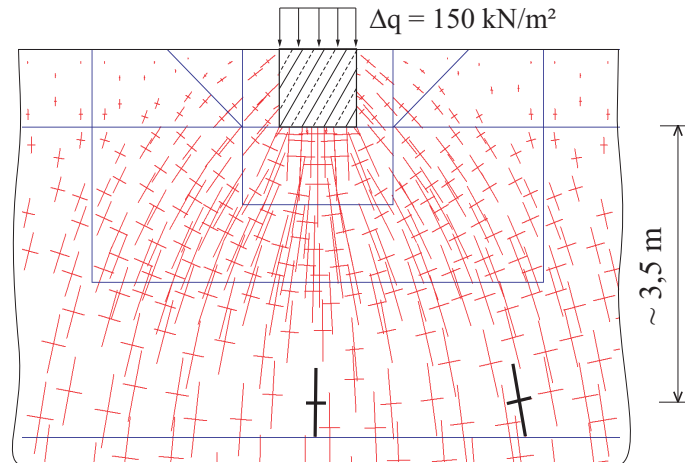


Abbildung 2.28: Darstellung der Hauptspannungen für das Streifenfundament im dichten Sand bei einer Belastung $\Delta q = 150 \text{ kN/m}^2$ nach dem HS-Small Modell

Lastfläche mit konstanter Belastung auf dem elastisch-isotropen Halbraum ergibt. Mit dem HS-Small Modell ergibt sich jedoch ab einer gewissen Tiefe ein davon abweichender Verlauf. Das Maximum der vertikalen Zusatzspannungen tritt nicht in der Achse des Streifenfundaments auf, sondern es bildet sich eine Senke mit zwei Maxima beidseits der Achse. Dieses Bild wurde auch für den lockeren Sand und bei Verwendung des HS-Modells festgestellt.

Das Phänomen der Senke wurde bereits 1981 von Šmíd und Novosad [135] experimentell in der Aufstandsfläche eines geschütteten Sandkegels nachgewiesen. Abbildung 2.27 zeigt die gemessene Verteilung der vertikalen Spannungen bei unterschiedlichen Schütthöhen eines Sandkegels mit einem maximalen Durchmesser von 180 cm. Dies könnte auf eine physikalische Ursache der Senke in Abbildung 2.26 hindeuten, aber bereits Šmíd und Novosad [135] haben darauf hingewiesen, dass die Ausbildung der Senke von der Art und der Geschwindigkeit des Schüttens abhängt.

Eine weitere mögliche Ursache für die Ausbildung der Senke kann anhand der Definition des Sekantenmoduls E_{50} (für $c' = 0 \text{ kN/m}^2$) des HS-Modells gegeben werden⁵:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad (2.10)$$

Darin ist E_{50}^{ref} ein Referenzwert für eine Referenzspannung $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$, σ'_3 ist die kleinere Hauptspannung und m ist der Steifigkeitsexponent.

Abbildung 2.28 zeigt die Hauptspannungen, die sich aus den Berechnungen mit dem HS-Small Modell ergeben. Daraus geht hervor, dass die Hauptspannung σ'_3 im gekennzeichneten Spannungskreuz in Fundamentachse - um ca. 20% - kleiner ist als an der Stelle des Maximums der Zusatzspannungen nach dem HS-Small Modell. Berechnungen mit dem hypoplastischen Modell ergeben ebenfalls, dass σ'_3 im gekennzeichneten Spannungskreuz in

⁵Eine ausführliche Beschreibung des Sekantenmoduls E_{50} erfolgt in der Anlage dieser Dissertation.

Fundamentachse - um ca. 10% - kleiner ist als am Ort des Maximums der Zusatzspannungen.

Aus Gleichung 2.10 ergibt sich, dass E_{50} unmittelbar von σ'_3 abhängt. Demnach hat der Boden im Spannungskreuz in Fundamentachse eine geringere Steifigkeit E_{50} als z.B. an den Stellen mit den Maxima der Senke. Diese Steifigkeitsunterschiede führen zu einer „Gewölbebildung“ unter dem Fundament. Der Boden in Fundamentachse wird entlastet und dies führt zu einer Umlagerung der Vertikalspannungen an Stellen mit höheren Steifigkeiten.

Inwieweit dies dem tatsächlichen Verhalten entspricht, könnte durch zusätzliche Berechnungen mit dem HS-Small Modell mit einer modifizierten Spannungsabhängigkeit von E_{50} , z.B. von der mittleren Hauptspannung p' , geklärt werden.

2.7 Schlussfolgerungen

Im Rahmen dieser Studie werden klassischen Methoden zur Setzungsermittlung mit numerischen Berechnungen unter Verwendung von zwei hochwertigen Bodenmodellen für einen Sandboden und einen weichen Tonboden verglichen⁶. Die verwendeten Bodenmodelle berücksichtigen die Effekte der hohen Steifigkeiten bei den kleinen Dehnungen („Small-Strain-Stiffness“). Um einen objektiven Vergleich der beiden Bodenmodelle zu gewährleisten, erfolgt die Ermittlung der Bodenparameter durch Kalibrierung an Laborversuchen. Die Setzungsberechnung mit den klassischen Methoden erfolgt ebenfalls in Übereinstimmung mit den Laboruntersuchungen. Folgende Schlussfolgerungen können aus den Berechnungen gezogen werden:

- Die Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeiten bei den kleinen Dehnungen verbessert sichtlich die Ergebnisse von numerischen Untersuchungen sowohl absolut gesehen als auch beim Verlauf der vertikalen Verschiebungen über die Tiefe.
- Die Idee der Grenztiefe bei der klassischen Setzungsberechnung kann auf Grundlage der Small-Strain-Stiffness erklärt werden. Die Bodenmodelle mit implementierter Small-Strain-Stiffness ergeben automatisch eine Grenztiefe. Die Ergebnisse sind deshalb nahezu unabhängig von der Netztiefe. Berechnungen mit Bodenmodellen ohne Small-Strain-Stiffness sind vor allem bei Streifenfundamenten abhängig von der Netzgröße. Deshalb ist eine Begrenzung der Netzhöhe notwendig, um Setzungen nicht zu überschätzen. Die Netzhöhe kann dabei in Anlehnung an die Grenztiefe nach DIN 4019-1 mit $\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \sigma'_{z0}$ gewählt werden.
- Die verwendeten Bodenmodelle (HS-Small und hypoplastisches Modell mit intergranularer Dehnung) liefern trotz der unterschiedlichen konstitutiven Formulierung nahezu die gleichen Setzungen. Unterschiede ergeben sich bei der Ausbreitung der Zusatzspannungen in der Tiefe. Beim HS-Small Modell bildet sich eine Senke unter

⁶Der Vergleich von klassischen Verfahren zur Setzungsermittlung auf Basis der Elastizitätstheorie erfolgte z.B. auch durch Naylor [84] für einen weichen Ton oder durch Jarzombek [57] für einen Sandboden. Jedoch wird auf die Ergebnisse dieser Untersuchungen nicht eingegangen.

der Fundamentmitte aus, beim hypoplastischen Modell bildet sich die typische Glockenform aus. Welche Ausbreitung der Wirklichkeit näher kommt, muss noch weiter untersucht werden.

- Die durchgeführten Setzungsberechnungen erfolgten sowohl für die klassischen als auch die numerischen Methoden auf Basis derselben Laborversuche. Die Anwendbarkeit der klassischen Verfahren kann daher ohne Einfluss von Probestörungen analysiert werden.
- Die indirekte Setzungsmethode liefert die geringsten Setzungen, da eindimensionale Verhältnisse angenommen werden. Die direkte Methode berücksichtigt Querdehnungen im Boden. Beide klassischen Verfahren ermitteln nur elastische Setzungen. Die numerischen Verfahren berücksichtigen auch plastische Verformungen im Boden. Dennoch zeigt sich, dass die klassischen Methoden beim Sand für Lasten weit weg von einem Bruchzustand anwendbar sind. Beim weichen Boden ergibt sich eine Übereinstimmung bis $q = q_f/3$ mit der indirekten Methode und für den gesamten Gebrauchslastbereich mit der direkten Methode. Der Grund dafür liegt in der viel größeren Kompressibilität des weichen Tons im Vergleich zum Sand.
- Die FE-Analyse im Ton und kleinmaßstäbliche Modellversuche von Burland [20] zeigen, dass normalkonsolidierte weiche Böden nahezu eindimensionales Setzungsverhalten aufweisen. In grobkörnigen Böden ist das Kompressionsverhalten infolge der Einzelkornstruktur begrenzt, bei steigender Belastung treten zunehmend Scherverformungen auf und im dichten Sand außerdem noch Dilatanz. Die seitliche Verdrängung ist deshalb ausgeprägter.
- Im konventionellen Ingenieurbau herrschen relativ niedrige Belastungsniveaus vor und daher sind auch die Mobilisierungsgrade q/q_f relativ niedrig. Die Dicke der kompressiblen Schicht beschränkt sich nach DIN 4019-1 [33] gewöhnlich auf eine Tiefe von b bis $2b$. Die Anwendung der klassischen Verfahren für den konventionellen Ingenieurbau ist deshalb auch für granulare Böden gerechtfertigt. Bei der Wahl des Berechnungsverfahrens ist die direkte Methode vorzuziehen. Entscheidend dabei ist aber die Wahl des richtigen E-Moduls.
- Der Erfolg einer Setzungsberechnung hängt entscheidend von der Wahl der richtigen Parameter ab. Probestörungen bei der Entnahme und auch Fehler bei der Durchführung von Laborversuchen beeinflussen die Ergebnisse. Für die Setzungsermittlung im Sand empfiehlt es sich auf in-situ Versuche, z.B. Drucksondierungen (Kulhawy und Mayne [63], Lunne u.a. [69]) oder Rammsondierungen (DIN 4094-3 [35]), zurückzugreifen. In Kapitel 6 wird gezeigt, dass solche Korrelationen z.B. zwischen den Spitzenwiderständen der Drucksondierung und dem Steifemodul E_S zielführend sein können.

Kapitel 3

Analyse von Flachgründungen unter geneigten Lasten

3.1 Einleitung

In diesem Kapitel wird das Verhalten von Flachgründungen unter geneigten Lasten betrachtet. Kapitel 3.2 befasst sich mit der Tragfähigkeit von Flachgründungen unter geneigten Lasten. Die Grenzlast wird mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode unter Verwendung von zwei unterschiedlich formulierten Bodenmodellen berechnet. Demgegenüber gibt es herkömmliche Bemessungsmethoden zur Ermittlung des Tragvermögens einer Flachgründung, z.B. die DIN 4017 [32]. Die Ergebnisse aus den FE-Berechnungen werden den Ergebnissen der klassischen Methode gegenübergestellt.

Kapitel 3.3 behandelt die Verschiebungen von Flachgründungen unter geneigten Lasten. Hierfür werden wiederum numerische Berechnungen durchgeführt, deren Ergebnisse in Kapitel 3.4 mit jenen von klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen verglichen werden.

3.2 Tragfähigkeit von Flachgründungen unter geneigten Lasten

3.2.1 Grundbruch nach DIN 4017

Zur rechnerischen Bestimmung der Tragfähigkeit eines Streifenfundaments unter geneigten Lasten wird nach DIN 4017 [32] folgende dreigliedrige *Grundbruchgleichung* verwendet:

$$q_f = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_d \cdot i_d + \gamma \cdot b \cdot N_b \cdot i_b \quad (3.1)$$

Darin sind N_c , N_d ¹ und N_b die vom Reibungswinkel φ' abhängigen Tragfähigkeitsbeiwerte, c' ist die effektive Kohäsion, q_0 ist die effektive Überlagerungsspannung in Fundamentunterkante, b ist die Breite des Fundaments, γ ist die Wichte des Bodens unter dem Fundament und i_c , i_d und i_γ sind die Neigungsbeiwerte. Gleichung 3.1 wird im EC 7 [37] und ebenso in der internationalen Literatur, z.B. Tomlinson [126], Lancellotta [64], verwendet. Allerdings findet man dort eine etwas andere Notation mit $N_b = 1/2 N_\gamma$.

¹In der internationalen Literatur wird anstelle von N_d die Bezeichnung N_q verwendet und anstelle von N_b die Bezeichnung $1/2 N_\gamma$.

Die Tragfähigkeitsbeiwerte N_c , N_d stammen von Prandtl [97] und gelten für den gewichtslosen Halbraum. Meyerhof [74] hat den Tragfähigkeitsbeiwert N_b hergeleitet. Dieser stimmt recht genau mit den Ergebnissen von umfangreichen großmaßstäblichen Fundamentversuchen der Degebo überein, z.B. Muhs und Weiß [81] und Muhs [80], und kann durch die empirische Gleichung 3.4 wiedergegeben werden. Die Tragfähigkeitswerte, die der DIN 4017 zugrunde liegen, lauten:

$$N_d = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \quad (3.2)$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \varphi' \quad (3.3)$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \varphi' \quad (3.4)$$

Die Neigungsbeiwerte, die der Norm zugrunde liegen, lauten:

$$i_d = (1 - \tan \delta)^m \quad (3.5)$$

$$i_c = \frac{i_d \cdot N_d - 1}{N_d - 1} \quad (3.6)$$

$$i_b = (1 - \tan \delta)^{m+1} \quad (3.7)$$

Die Neigungsbeiwerte sind somit im wesentlichen vom Lastneigungswinkel δ abhängig, wobei δ sich aus der Beziehung $\tan \delta = H/V$ ergibt. Dabei entspricht H der einwirkenden Horizontalkraft und V der einwirkenden Vertikalkraft. Der Exponent m ist vom Verhältnis der Kantenlängen zueinander und vom Winkel zwischen der langen Fundamentseite und der Kraft H abhängig. Für Streifenfundamente beträgt $m = 2$.

3.2.2 Grundbruch mit der Finite-Elemente-Methode

3.2.2.1 Tragfähigkeitsbeiwerte mit FEM nach Potts und Zdravković [93]

Potts und Zdravković [93] haben die Tragfähigkeitsbeiwerte N_c , N_d und N_γ mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode untersucht. Dabei wurde ein Streifenfundament unter vertikalen Lasten auf einem undrännierten Ton und einem drännierten Sand betrachtet. Der undrännierte Ton wurde mit einem linear-elastischen, ideal-plastischen Tresca Modell ($c_u = 100 \text{ kN/m}^2$) und der Sand mit einem linear-elastischen, ideal-plastischen Mohr-Coulomb Modell ($\varphi = 25^\circ$, $c' = 0 \text{ kN/m}^2$) simuliert. Die Ergebnisse dieser Berechnungen wurden mit den konventionellen Methoden verglichen.

Potts und Zdravković verwenden bei ihrem Vergleich der Tragfähigkeitsbeiwerte den Ansatz nach EC 7 mit $N_b = 1/2 N_\gamma$ in Gleichung 3.1. Der Beiwert N_γ wird darin nach Brinch-Hansen [17] mit $N_\gamma = 1,5 \cdot (N_d - 1) \cdot \tan \varphi'$ gewählt². Der Vergleich der Tragfähigkeitsbeiwerte mit den numerischen Berechnungen ist in Tabelle 3.1 gegeben. Folgende Schlussfolgerungen können gezogen werden:

²Der Term der Fundamentbreite beträgt im EC 7 somit das 0,75-fache des Wertes nach DIN 4017.

Tabelle 3.1: Vergleich der analytischen Tragfähigkeitsbeiwerte N_c , N_d und N_γ mit den Beiwerten ermittelt mit FEM nach Potts und Zdravković [93]

	analytisch	FE-Berechnungen			
		glatte Sohlfläche		rauhe Sohlfläche	
N_c	5,14	5,19		5,39	
		$\psi = 0$	$\psi = \varphi'$	$\psi = 0$	$\psi = \varphi'$
N_d	10,66	10,03	10,8	9,92	11,03
N_γ	6,76	3,59	3,74	6,74	6,72

- Für das Streifenfundament auf undräniertem Boden reduziert sich Gleichung 3.1 zu $q_f = c_u \cdot N_c$. Aus Tabelle 3.1 wird ersichtlich, dass die numerischen Berechnungen die analytischen Lösungen um 0,94% beim glatten bzw. 4,6% beim rauhen Fundament übertreffen. Der Unterschied zwischen der rauhen und glatten Sohlfläche resultiert aus den unterschiedlichen Randbedingungen. Beim glatten Fundament entstehen Horizontalbewegungen sofort unterhalb der Sohlfläche. Beim rauhen Fundament ist dies nicht möglich, sodass die Grundbruchfigur des rauhen Fundaments mehr in die Tiefe und in die Breite geht als jene des glatten Fundaments.
- Für das Streifenfundament auf dräniertem und gewichtslosem Reibungsboden mit seitlicher Auflast q_0 reduziert sich Gleichung 3.1 zu $q_f = q_0 \cdot N_d$. Für $\varphi' = 25^\circ$ ergibt sich aus Gleichung 3.2 $N_d = 10,66$. Gleichung 3.2 ist eine theoretisch exakte Lösung für einen Boden mit Dilatanzwinkel $\psi = \varphi'$ (Potts und Zdravković [92]). Die numerischen Berechnungen mit $\psi = 25^\circ$ können deshalb mit den analytischen Werten verglichen werden. Beim glatten Fundament werden diese um 0,9% und beim rauhen Fundament um 3% übertroffen. Die Berechnungen mit $\psi = 0^\circ$ liefern um ca. 7% geringere Werte als die analytischen Lösungen.
- Unter Berücksichtigung des Bodeneigengewichts vereinfacht sich Gleichung 3.1 mit $N_b = 1/2 N_\gamma$ für den kohäsionslosen Boden ohne seitliche Auflast zu $q_f = 1/2 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma$. Für $\varphi' = 25^\circ$ ergibt sich $N_\gamma = 6,76$. Die Berechnungen mit dem rauhen Fundament stimmen viel besser mit den analytischen Lösungen überein als jene mit dem glatten Fundament wie aus Tabelle 3.1 hervorgeht. Für einen Vergleich mit DIN 4017 müssen die N_γ -Werte mit $2N_b = 9,02$ verglichen werden. Dieser Wert übertrifft den EC 7 und die numerischen Berechnungen beim rauhen Fundament um ca. 34%.
- Es zeigt sich also, dass die Tragfähigkeitsbeiwerte N_c , N_d und N_γ sehr gut mit den numerischen Untersuchungen übereinstimmen, solange die Bruchmechanismen nur in Verbindung mit dem jeweiligen Tragfähigkeitsbeiwert betrachtet werden. Für den Fall eines Reibungsbodens mit Eigengewicht und mit seitlicher Auflast unterstellt Gleichung 3.1 die Superposition der zwei Anteile aus Einbindetiefe und Fundamentbreite. Numerische Berechnungen von Potts und Zdravković [93] ergaben jedoch, dass die Superposition auf Basis von $N_d = 11,03$ und $N_\gamma = 6,76$ aus Tabelle 3.1 konserva-

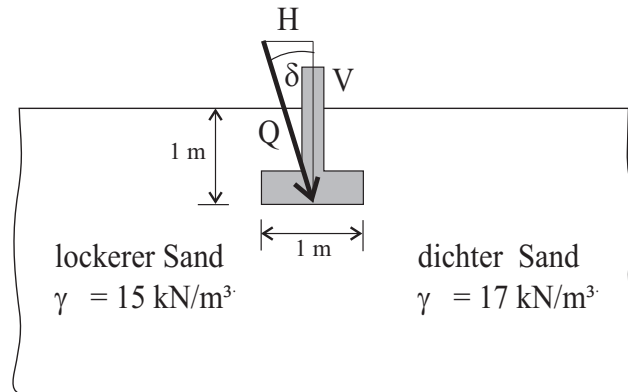


Abbildung 3.1: Fundamentgeometrie und erforderliche Parameter für die klassischen Verfahren zur Ermittlung der Bruchlasten

Tabelle 3.2: Parameter des Hostun-Sandes für das Mohr-Coulomb Modell

Parameter	locker	dicht
φ' [°]	34	42
c' [kN/m ²]	0,0	0,0
ψ [°]	0,0	16,0
E [MN/m ²]	60	90
ν [–]	0,3	0,3

tiv im Vergleich zur Berechnung mit $\varphi' = \psi = 25^\circ$ und $q_0 = 10 \text{ kN/m}^2$ ist. Für den betrachteten Fall betrug die Abweichung 17%. Der EC 7 liegt also auf der sicheren Seite im Vergleich zu den Berechnungen mit dem Mohr-Coulomb Modell.

Ein Grund, warum die Superposition nicht gültig ist, liegt in den unterschiedlichen Bruchmechanismen in Verbindung mit N_d und N_γ . Ein weiterer Grund liegt in den unterschiedlichen Fundamentsetzungen zur vollen Mobilisierung von N_d und N_γ . Für weitere Einzelheiten wird auf Potts und Zdravković [93] verwiesen.

3.2.2.2 Grundbruch von Streifenfundamenten mit geneigter Belastung

Im Rahmen dieser Studie werden die Grundbruchlasten eines Streifenfundaments unter senkrechter und geneigter Belastung für einen kohäsionslosen Boden bestimmt. Als Boden wird wie in Kapitel 2 der Hostun-Sand in lockerer und dichter Lagerung verwendet. Die Geometrie des Streifenfundaments und die Scherparameter zur Bestimmung der Grundbruchlasten nach DIN 4017 [32] sind in Abbildung 3.1 dargestellt.

Wie in Kapitel 2 kommen wieder zwei unterschiedliche Bodenmodelle zum Einsatz. Numerische Berechnungen zur Bestimmung der Grundbruchlasten benötigen Bodenmodelle, die die Scherfestigkeit des Bodens hinreichend beschreiben können. Da das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell) und das HS-Small Modell auf demselben Bruchkriterium basieren,

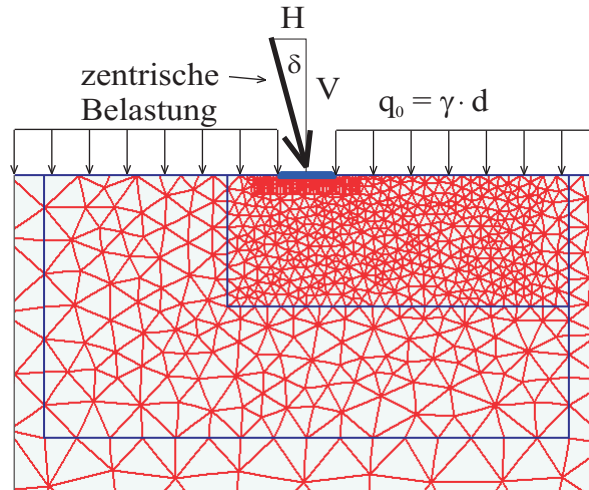


Abbildung 3.2: Ausschnitt aus dem FE-Netz für das Streifenfundament mit geneigter Belastung

werden die Berechnungen mit dem einfachen MC-Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung (i.D.) durchgeführt.

Die Parameter des MC-Modells sind in Tabelle 3.2 gegeben. Dabei haben die gewählten elastischen Parameter E und ν keine physikalische Bedeutung und werden in Anlehnung an die E_{ur}^{ref} Werte des HS-Modells gewählt. Die Parameter des hypoplastischen Modells mit i.D. sind in Tabelle 2.4 in Kapitel 2 gegeben.

FE-Modellierung: Die numerischen Berechnungen für das 1 m breite Streifenfundament werden mit einem zwei-dimensionalen Netz mit ebenem Verformungszustand (Abbildung 3.2) durchgeführt. Der Boden wird durch 6-knotige Dreieckselemente repräsentiert. Die Randbedingungen sind folgende: Der obere Rand ist verschieblich, die seitlichen Ränder sind vertikal verschieblich, der untere Rand ist unverschieblich. Die Einbindetiefe von 1 m wird mit der seitlichen Auflast q_0 simuliert, da auch die klassischen Methoden die Scherfestigkeit im Bereich der Einbindetiefe vernachlässigen. Das Fundament wird durch eine Platte mit sehr großer Biegesteifigkeit wiedergegeben, sodass von einem starren Verhalten ausgegangen werden kann. Zwischen Boden und Fundament werden Interface-Elemente angeordnet. Der Reibungswinkel der Interface-Elemente entspricht dem Reibungswinkel des Bodens. Die Belastung erfolgt kraftgesteuert. Die Kraft hat einen konstanten Neigungswinkel δ . Die Simulation erfolgt in drei Berechnungsschritten:

- Eingabe der großflächigen Auflast q_0
- Aktivieren der Platte und der Interface-Elemente
- Belastung des Fundaments mit einer unter dem Winkel δ geneigten zentralen Kraft bis zum Bruch

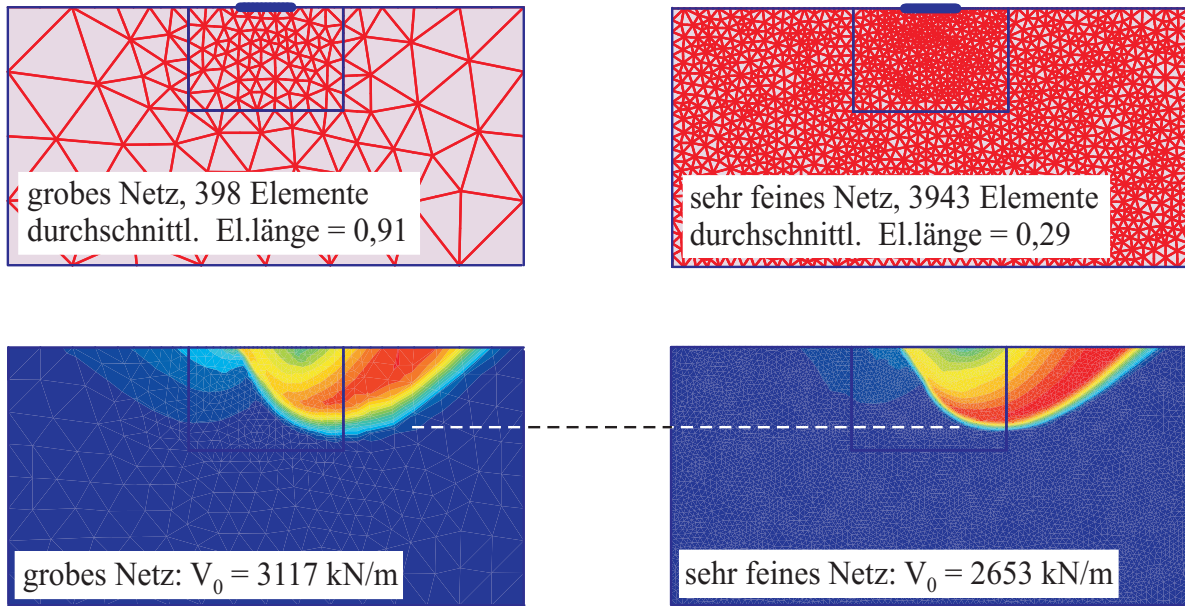


Abbildung 3.3: oben: Ausschnitt aus einem groben und sehr feinen Netz; unten: Bruchmechanismen (inkrementellen Verschiebungen)

Der Grundbruch im Sinne einer FE-Berechnung ist bei einer kraftgesteuerten Belastung dann eingetreten, wenn die Verschiebungen des Fundaments weiter ansteigen, während die Bruchlast konstant bleibt. Es bildet sich ein klar ausgebildetes Plateau aus (siehe Abbildung 3.5).

Einfluss der Netzfeinheit: Zur Bestimmung des Einflusses der Feinheit des FE-Netzes wurden im Vorfeld numerische Berechnungen für das Streifenfundament unter vertikaler Last durchgeführt. Der Boden wurde mit dem Mohr-Coulomb Modell simuliert. Die Berechnungen wurden für den dichten Sand ausgeführt. Abbildung 3.3 zeigt ein grobes und ein sehr feines Netz und den dazugehörigen Bruchmechanismus. Die Bruchfigur des groben

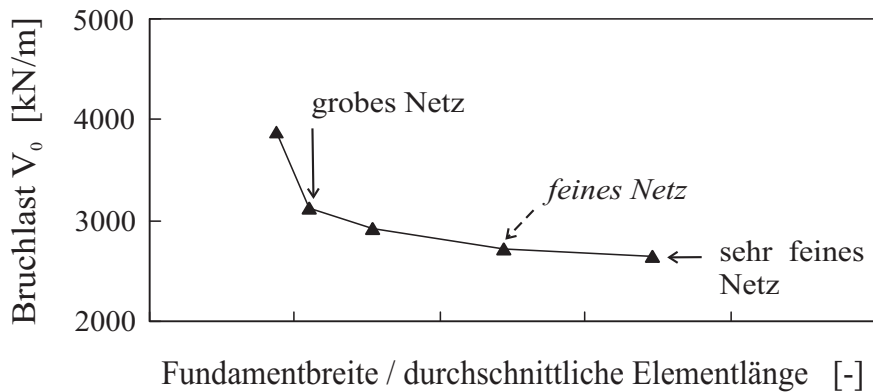


Abbildung 3.4: Einfluss der Netzfeinheit auf die Bruchlast

Tabelle 3.3: Vergleich der FE-Bruchlasten mit DIN 4017 und EC 7 bei vertikaler Belastung

	dicht		locker	
	[kN/m ²]	[%]	[kN/m ²]	[%]
DIN 4017	2743	103	729	108
EC 7	2420	91	657	97
Mohr-Coulomb	2653	100	677	100
hypoplastisch + i.D.	3265	123	895	132

Netzes dringt etwas tiefer in den Boden ein. Dadurch wird mehr Boden bei der Lastabtragung mobilisiert. Die Bruchlast V_0 des groben Netzes ist deshalb höher.

Abbildung 3.4 zeigt den Einfluss der Netzfeinheit auf die berechnete Bruchlast für unterschiedliche Netzfeinheiten. Der Grad der Diskretisierung wird hier dimensionslos als „Fundamentbreite / Durchschnittliche Elementlänge“ angegeben. Mit zunehmender Feinheit des Netzes nähert sich die Kurve einer horizontalen Aymptote. Der Einfluss der Netzfeinheit ist beträchtlich. Für die numerischen Berechnungen unter geneigten Lasten wurde das Netz in Abbildung 3.2 verwendet; dieses Netz besitzt in der Umgebung des Fundaments diesselbe Feinheit wie das *feine* Netz in Abbildung 3.4.

3.2.3 Vergleich der FE-Bruchlasten mit DIN 4017

Die Grundbruchlasten unter vertikaler Belastung, die sich aus den konventionellen Methoden nach DIN 4017 und EC 7 und den numerischen Methoden mit dem MC-Modell und dem hypoplastischem Modell mit i.D. ergeben, werden in Tabelle 3.3 miteinander verglichen. Der Vergleich wird für den lockeren und dichten Sand durchgeführt. Die Ergebnisse des MC-Modells werden beim Vergleich als Referenzwert herangezogen.

Der EC 7 ist für beide Böden konservativer als Mohr-Coulomb. Dies ist in Übereinstimmung mit den Berechnungen von Potts und Zdravković [93] für rauhe Fundamente. Wie vorher schon erwähnt, ist die Bruchlast nach DIN 4017 größer die nach EC 7 berechnete. Der Unterschied beträgt 13% für den dichten und 11% für den lockeren Sand.

Abbildung 3.5 zeigt die Last-Setzungskurven des dichten Sandes resultierend aus dem MC-Modell, dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell bei einer Lastneigung $\delta = 15^\circ$. Die Berechnungen mit Mohr-Coulomb erweisen sich als stabiler und deutlich schneller als die HS-Small Berechnungen. Die Schwierigkeiten des HS-Small Modells bzw. des HS-Modells in der Nähe des Bruchs sind auch der Arbeit von Türk [127] zu entnehmen. Aus Abbildung 3.5 ist auch ersichtlich, dass Mohr-Coulomb und HS-Small praktisch die gleichen Bruchlasten ergeben. Das hypoplastische Modell liefert eine signifikant höhere Bruchlast.

Die Abbildungen 3.6 und 3.7 zeigen die Bruchlastumhüllenden, die sich mit dem MC-Modell, dem hypoplastischen Modell und nach DIN 4017 [32] ergeben. In den Abbildungen sind die Ergebnisse der Berechnungen mit Lastneigungswinkeln von $\delta = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$ und 30° eingetragen. Die Bruchlastumhüllenden haben sowohl für die analytischen

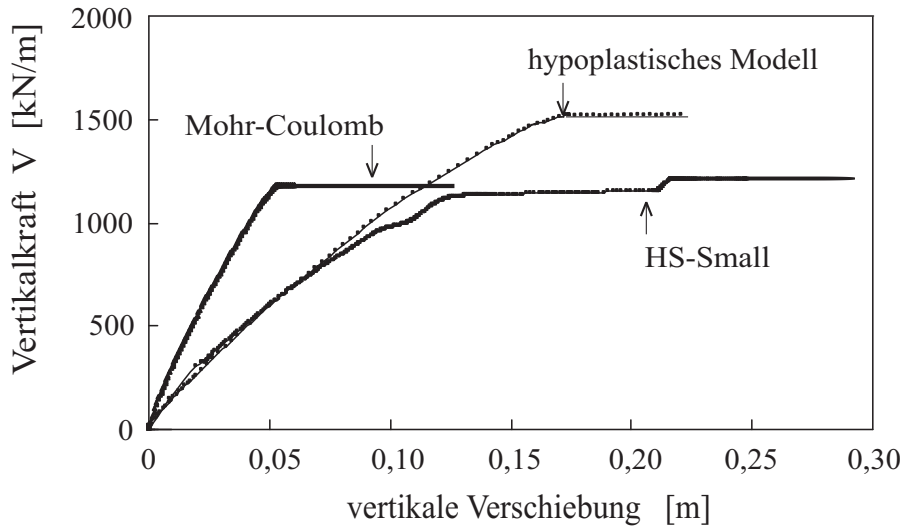


Abbildung 3.5: Last-Setzungskurven im dichten Sand mit geneigter Belastung ($\delta = 15^\circ$)

Berechnungen als auch für die numerischen Berechnungen einen parabelförmigen Verlauf. Die Parabelform der Bruchlastumhüllenden ist z.B. bei Muhs und Weiss [82] nach Auswertung von großmaßstäblichen Versuchen mit geneigter Belastung und bei Butterfield und Ticof [23], Nova und Montrasio [88], Gottardi und Butterfield [44] nach Auswertung von kleinmaßstäblichen Modellversuchen zu finden.

Die Ergebnisse der Berechnungen zeigen, dass das MC-Modell gut mit den analytischen Lösungen überein stimmt, wobei Mohr-Coulomb etwas geringere Werte liefert. Das hypoplastische Modell ergibt signifikant höhere Bruchlasten, ca. 20% für den dichten Sand und ca. 30% für den lockeren Sand.

Der Unterschied zwischen den beiden Modellen resultiert vor allem aus den unterschiedlichen Fließflächen, da das hypoplastische Modell auf der Fließfläche nach Matsuoka-Nakai [73] basiert (weitere Erklärungen siehe Kapitel 3.2.4). Nur unter triaxialen Bedingungen sind die Scherfestigkeiten der beiden Fließflächen identisch. Für alle anderen Spannungspfade liefert die Fließfläche nach Mohr-Coulomb geringere Scherfestigkeiten (siehe Abbildung A.7 im Anhang A). Demzufolge sind Berechnungen für einen ebenen Verformungszustand unter Verwendung von Mohr-Coulomb auf der sicheren Seite. Dies stimmt auch mit Wroth [146] überein, der zur Durchführung von 2-D Analysen mit ebenem Verformungszustand folgende lineare Beziehung $8 \varphi'_{ps} \approx 9 \varphi'_{tc}$ vorschlug, wobei φ'_{ps} der Reibungswinkel im ebenen Verformungszustand und φ'_{tc} der Reibungswinkel unter triaxialer Kompression ist.

Die Abbildungen 3.6 und 3.7 zeigen ferner die normalisierte Darstellung der Bruchlastumhüllenden, wobei V_0 die Bruchlast unter vertikaler Belastung ist. Daraus wird ersichtlich, dass die numerischen Methoden und die analytische Methode diesselbe Form der Bruchlastumhüllenden aufweisen.

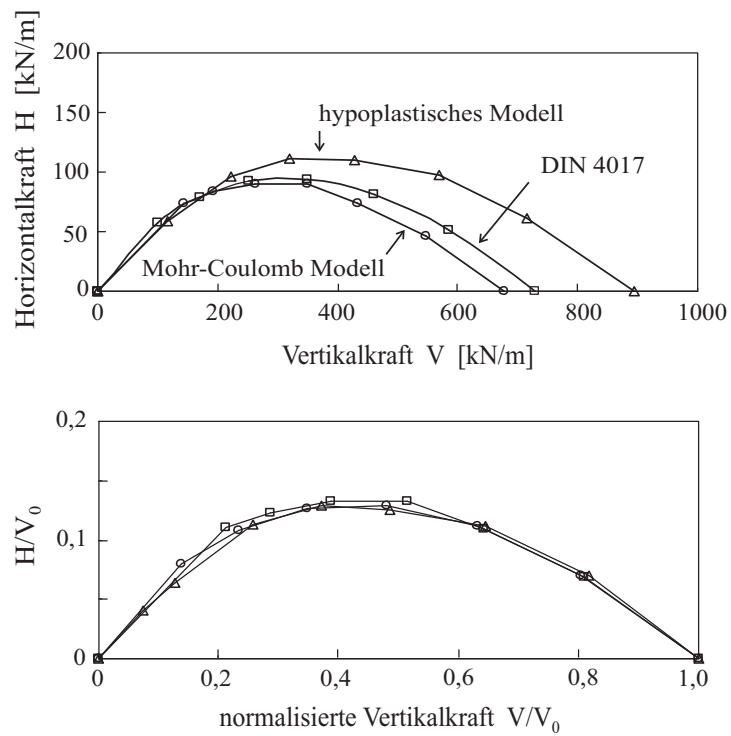


Abbildung 3.6: Bruchlastumhüllende für das Streifenfundament im lockeren Sand

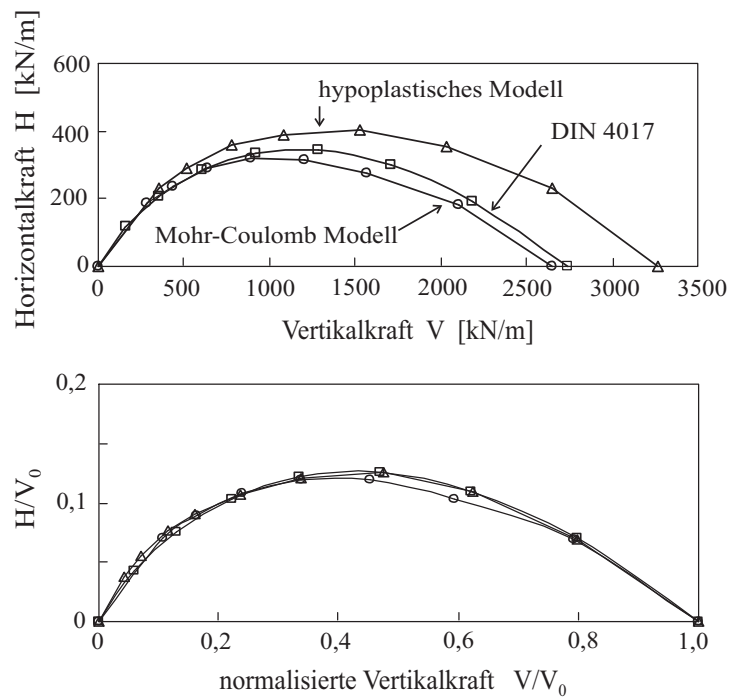


Abbildung 3.7: Bruchlastumhüllende für das Streifenfundament im dichten Sand

3.2.4 Spannungsniveau-Effekte

Eine objektivere Interpretation der Ergebnisse aus dem Vergleich der Bruchlasten nach DIN 4017 mit den Bruchlasten aus den numerischen Berechnungen in Kapitel 3.2.3 muss unter Einbeziehung der Effekte aus dem Spannungsniveau³ erfolgen.

Die Grundbruchgleichung 3.1 geht vom Superpositionsprinzip der Tragfähigkeitsbeiwerte aus. In der dimensionslosen Form lautet diese ohne Berücksichtigung der Neigungsbeiwerte:

$$\frac{q_f}{\gamma \cdot b} = \frac{c'}{\gamma \cdot b} \cdot N_c + \frac{t}{b} \cdot N_d + N_b \quad (3.8)$$

Daraus ist abzuleiten, dass ein linearer Zusammenhang zwischen q_f und der Fundamentbreite b existiert, sofern die Kohäsion c' und die Einbindetiefe t entsprechend der Fundamentbreite skaliert werden.

Bei der Bestimmung der einzelnen Tragfähigkeitsfaktoren mit experimentellen Fundamentversuchen zeigt sich, dass z.B. die N_b -Werte bei Zunahme der Fundamentbreite abnehmen (Tatsuoka u.a. [124] für 1g-Versuche mit $b \geq 10$ cm). Die Ursache dafür sind Spannungsniveau-Effekte⁴, die aus dem Einfluss des Druckniveaus auf den Reibungswinkel und den Dilatanzwinkel resultieren.

Bei numerischen Berechnungen mit elasto-plastischen Bodenmodellen wie dem Mohr-Coulomb Modell oder dem höherwertigen HS-Small Modell werden keine Spannungsniveau-Effekte einbezogen, da der Reibungswinkel als konstanter Wert eingegeben wird. Die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels kann jedoch durch die entsprechende Berücksichtigung bei der Eingabe gesteuert werden. So sollte für Grenzlastberechnungen im dichten Sand ein breites Fundament einen niedrigeren Reibungswinkel aufweisen als ein weniger breites Fundament bei einem Boden mit derselben Dichte.

Beim hypoplastischen Modell wird die Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Druckniveau berücksichtigt. Aus dränierten Triaxialversuchen, z.B. von Desrues u.a. [28], ist bekannt, dass der Peak-Reibungswinkel eines dichten Sandes bei niedrigen Seitendrücken höher ausfällt als bei größeren Seitendrücken, sofern die Dichte konstant bleibt. Beim dichten Sand sind die in Kapitel 3.2.3 dargestellten Ergebnisse nach dem hypoplastischen Modell deshalb genau genommen nur für eine Fundamentbreite von $b = 1$ m gültig. Die Tragfähigkeit q_f wird bei kleineren Fundamentbreiten tendenziell größer; bei größeren Fundamentbreiten wird die Tragfähigkeit q_f tendenziell kleiner bei gleicher Dichte. Beim lockeren Sand hingegen dürfte der Einfluss des Spannungsniveaus vernachlässigbar sein, da der maximale Reibungswinkel in der Regel dem kritischen Reibungswinkel entspricht.

³Bei vielen Autoren (z.B. Hettler [52], Herle und Tejchman [51], Tatsuoka u.a. [124]) wird die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Fundamentbreite allgemein auf Maßstabseffekte zurückgeführt. Die Maßstabseffekte resultieren dort aus dem Spannungsniveau und der Korngröße. Der Einfluss der Korngröße auf die Tragfähigkeitsbeiwerte kann beträchtlich werden, wenn das Verhältnis aus Fundamentbreite/mittlerer Korndurchmesser b/d_{50} sehr gering ist (Steenfelt [120]). Dieser Einfluss wird im Rahmen dieser Dissertation nicht berücksichtigt, da a) für solche Fälle der Boden nicht mehr als Kontinuum betrachtet werden kann und b) für übliche kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche mit $b \geq 10$ cm der Einfluss des Maßstabeffekts infolge der Korngröße nach Fedá [39] verschwindet.

⁴Bei entsprechend großem Verhältnis b/d_{50} ist der Einfluss der Korngröße auf die Tragfähigkeit nicht mehr gegeben.

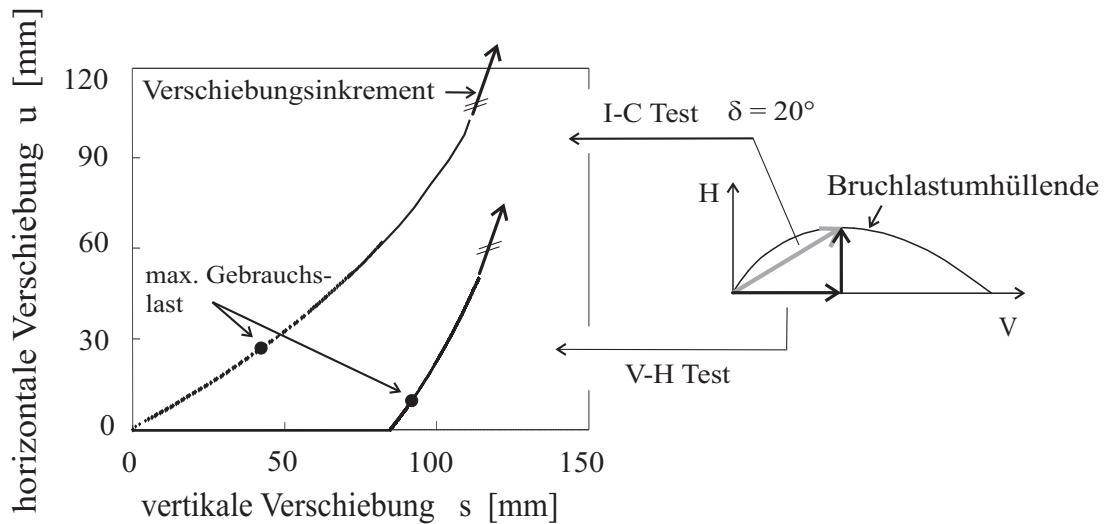


Abbildung 3.8: Trajektorien für zwei unterschiedliche Lastpfade mit dem HS-Small Modell

3.3 Verschiebungen von Flachgründungen unter geneigten Lasten

Im Folgenden erfolgt die Analyse der Verschiebungen von Streifundamenten, die sowohl mit Vertikal- als auch mit Horizontalkräften belastet werden. Die Belastung ist immer mittig. Zu Beginn wird der Einfluss des Lastpfades auf die Verschiebungen untersucht. Dann wird die Richtung des Verschiebungsincrements beim Bruch betrachtet. Hierzu werden Berechnungen mit dem HS-Small Modell und mit dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung sowie die Ergebnisse von kleinmaßstäblichen Modellversuchen miteinander verglichen. In Kapitel 3.3.3 wird der Einfluss des Lastneigungswinkels δ auf das Verhältnis der horizontalen Verschiebung zur Setzung analysiert. In Kapitel 3.3.4 wird der Einfluss der Horizontalbelastung auf die Setzung untersucht.

3.3.1 Einfluss des Lastpfades

Numerische Berechnungen werden zur Untersuchung des Einflusses des Lastpfades auf die Verschiebungen eines Streifenfundaments infolge geneigter Lasten durchgeführt. Die Berechnungen erfolgen mit dem HS-Small Modell im dichten Sand. Die zugehörige Geometrie ist in Abbildung 3.2 gegeben. Abbildung 3.8 zeigt die berechneten Trajektorien für eine geneigte Belastung mit konstantem Neigungswinkel und für eine horizontale Belastung, die im Anschluss an eine vertikale Belastung erfolgt. Die Belastung ist für beide Pfade mittig. Der erste Pfad wird in der internationalen Literatur, z.B. Gottardi und Butterfield [44], als „Inclined-Loading“ Test (I-C Test) und der zweite Pfad als „Vertical-Horizontal Loading“ Test (V-H Test) bezeichnet. Diese Bezeichnungen werden auch für diese Arbeit verwendet. Beide Lastpfade werden so gewählt, dass sich beim Bruch ein gemeinsamer Punkt auf der Bruchlastumhüllenden ergibt. Die Lastneigung beim Bruch beträgt $\delta = 20^\circ$.

Aus Abbildung 3.8 ist erkennbar, dass die vertikalen Verschiebungen beim Bruch für beide

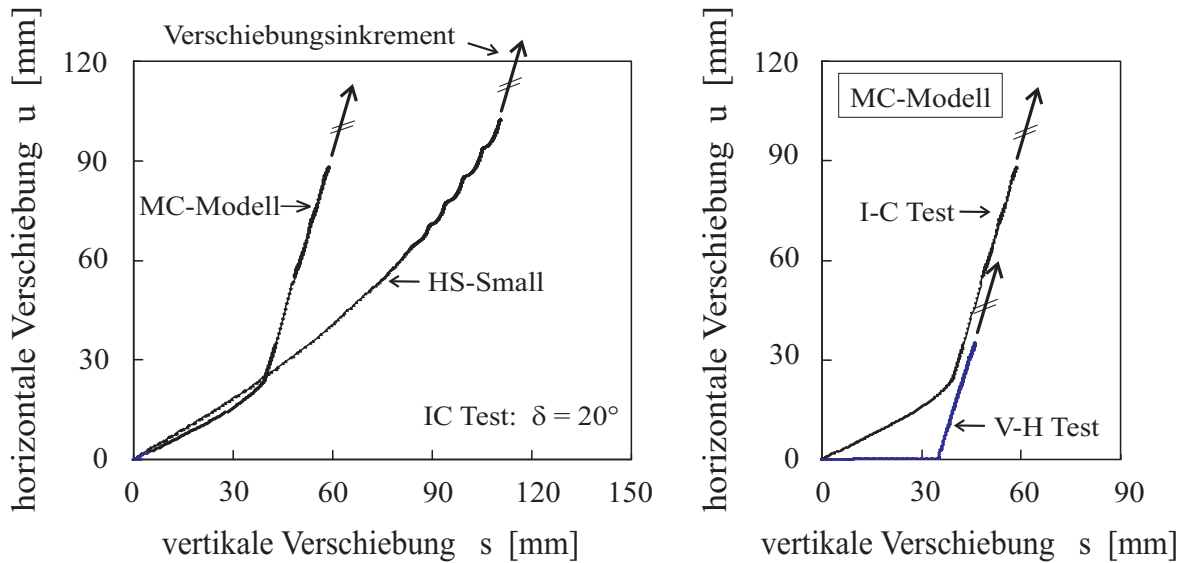


Abbildung 3.9: I-C Test mit HS-Small und MC-Modell (links), I-C und V-H Test mit MC-Modell (rechts)

Lastpfade ungefähr gleich groß ist, während die horizontalen Verschiebungen um ca. einen Faktor 2 voneinander abweichen. Der Unterschied resultiert aus der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit. Beim I-C Test entstehen horizontale Verschiebungen schon ab Beginn der Belastung. Beim V-H Test hingegen besitzt der Boden nach der vertikalen Belastung eine erhöhte Steifigkeit und deshalb ist die horizontale Verschiebung deutlich kleiner als beim I-C Test.

Die Trajektorien der beiden Lastpfade zeigen, dass die horizontalen Verschiebungen überlinear mit den Setzungen zunehmen. Ferner wird ersichtlich, dass die Horizontalkraft H auch vertikale Verschiebungen hervorruft. In Abbildung 3.8 sind außerdem die Verschiebungen für die maximalen Gebrauchslasten eingetragen. Im Rahmen dieser Arbeit ergibt sich die maximale Gebrauchslast aus der Division der Bruchlast durch den globalen Sicherheitsfaktor $\eta = 2$. Es ist erkennbar, dass sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Verschiebungen der beiden Lastpfade bei maximaler Gebrauchslast auch deutlich voneinander abweichen.

In Abbildung 3.8 sind weiterhin die Verschiebungsinkremente beim Bruch eingetragen. Die Richtung ist für beide Lastpfade identisch. Daraus lässt sich folgern, dass die Verschiebungsinkremente beim Bruch lastpfadunabhängig sind. Weitere Ausführungen zur den Verschiebungsinkrementen können Kapitel 3.3.2 entnommen werden.

3.3.2 Verschiebungsinkremente bei Bruch

Verschiebungsinkrement bei Bruch mit dem HS-Small bzw. dem MC-Modell: Zur Untersuchung der Lastpfadunabhängigkeit der Verschiebungsinkremente werden Berechnungen auch mit dem Mohr-Coulomb Modell durchgeführt, da diese Berechnungen beim Bruch ein eindeutiges Plateau in der Last-Setzungskurve aufweisen, während das HS-Small

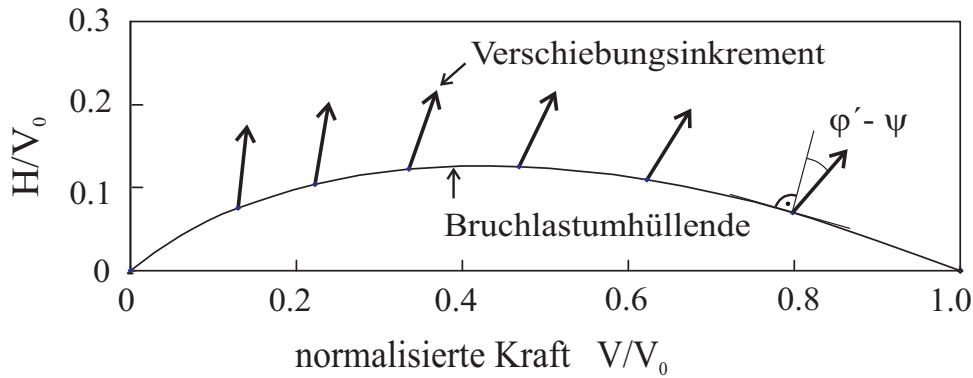


Abbildung 3.10: Verschiebungsincremente beim Bruch

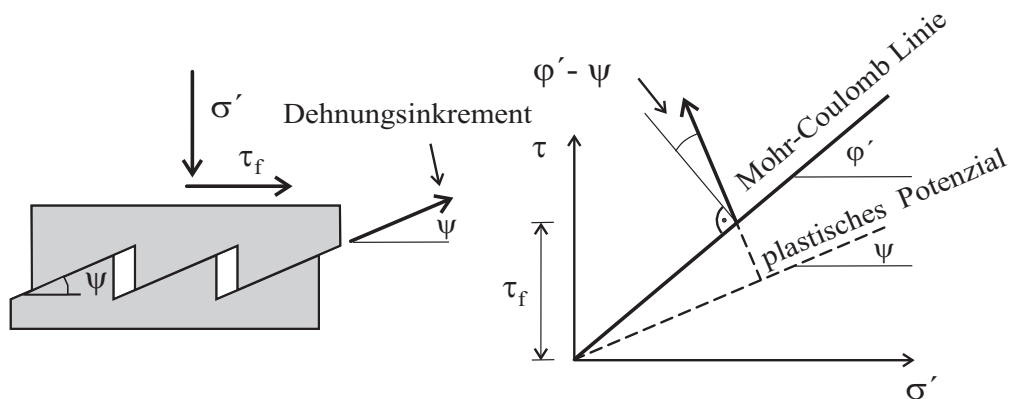


Abbildung 3.11: Analogie zur Plastizitätstheorie der Bodenmechanik

Modell in der Nähe des Bruchs weniger stabil rechnet (siehe Abbildung 3.5). Abbildung 3.9 links zeigt die Berechnungen für einen I-C Test mit $\delta = 20^\circ$ mit dem Mohr-Coulomb Modell und dem HS-Small Modell. Die Verschiebungsincremente beim Bruch sind zueinander parallel. Dies entspricht auch der Erwartung, denn beide Bodenmodelle basieren auf der identischen Beschreibung der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb. Abbildung 3.9 rechts zeigt einen I-C und einen V-H Test mit dem Mohr-Coulomb Modell, wobei die Lastneigung beim Bruch $\delta = 20^\circ$ beträgt. Daraus geht deutlich hervor, dass die Verschiebungsincremente zueinander parallel sind d.h. beim Bruch lastpfadunabhängig sind.

Trägt man die Verschiebungsincremente für unterschiedliche Lastneigungswinkel $\delta = 5^\circ$ bis 30° in die Bruchlastumhüllende der Abbildung 3.10 ein, so ist erkennbar, dass die Richtungen der Verschiebungsincremente nicht mit der Bruchlastumhüllenden assoziiert sind. Der Winkel zwischen der Normalen und der Richtung der Inkrementen kann durch $\varphi' - \psi$ ausgedrückt werden. Für einen lockeren Sand mit einem Dilatanzwinkel $\psi = 0$ ergibt sich der Reibungswinkel φ' .

Den Winkel $\varphi' - \psi$ findet man auch zwischen dem Dehnungsincrement und der Normalen im direkten Scherversuch eines dichten Sandes (Abbildung 3.11). Die Verbindung zur Plastizitätstheorie ist also klar gegeben.

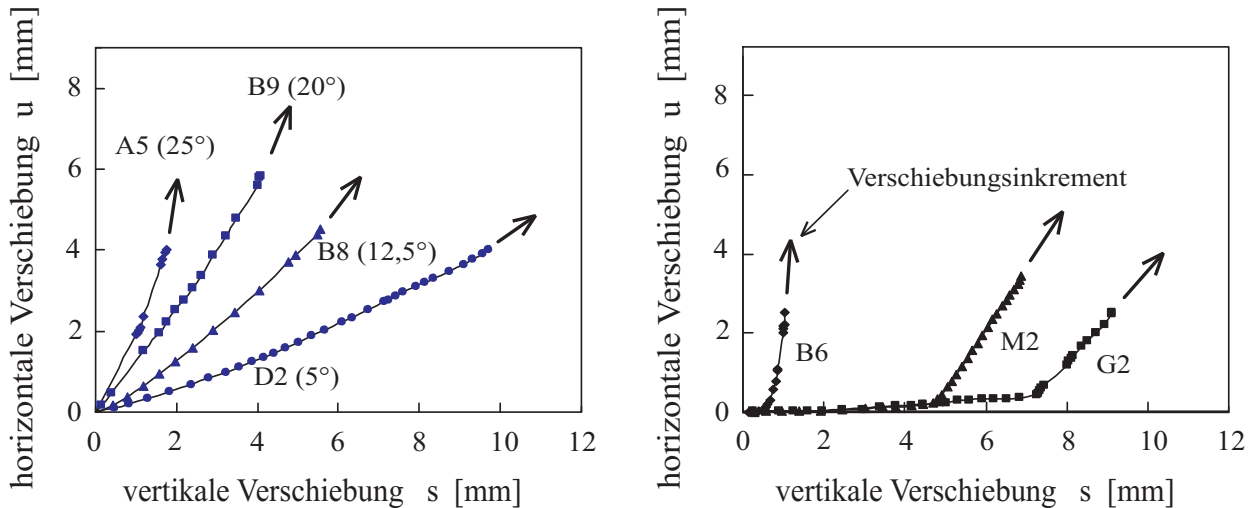


Abbildung 3.12: Trajektorien von kleinmaßstäblichen I-C (links) und V-H Versuchen (rechts) nach Gottardi und Butterfield [44]

Verschiebungsinkrement bei Bruch in kleinmaßstäblichen Modellversuchen:

Laut Walz [137] weisen kleinmaßstäbliche bodenmechanische Modellversuche im natürlichen Schwerefeld der Erde (1g-Versuche) Modellfehler auf, für die einerseits das geringe Spannungsniveau und andererseits die nicht maßstabsgetreue Abbildung der Korngröße des Bodens ursächlich sind. Daher können in der Regel im Modellversuch gemessene Verschiebungs- und Kraftgrößen nicht mit den Modellgesetzen der Ähnlichkeitsmechanik auf den Prototyp übertragen werden. Dennoch liefern kleinmaßstäbliche Modellversuche wertvolle Erkenntnisse, die erdstatische Zusammenhänge erklären und Anregungen für theoretische Konzepte geben.

Gottardi und Butterfield [44] haben kleinmaßstäbliche Modellversuche für den dichten Adige Sand (mittlere relative Lagerungsdichte $I_D = 0,86$, Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10} = 2,04$, mittlerer Korndurchmesser $d_{50} = 0,42$ mm) durchgeführt. Das Fundament hat eine Breite $b = 100$ mm und eine Länge $a = 500$ mm. Bei diesem Seitenverhältnis $a/b = 5$ kann dieses Fundament nach DIN 4019-1 auch als Streifundament eingestuft werden. Die Fundamente wurden ohne Einbindeteife hergestellt. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert bis zum Bruch. Abbildung 3.12 zeigt die Ergebnisse von 4 ausgeführten I-C Versuchen mit Neigungswinkeln von 5° , $12,5^\circ$, 20° und 25° und 3 V-H Versuchen. Parallelen zu den numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell sind ersichtlich: Die Trajektorien des I-C Versuchs verlaufen überlinear mit schnellerem Zuwachs der horizontalen Verschiebungen. Bei den V-H Versuchen zeigen die Versuche G2 und M2 ein nahezu lineares Verhältnis, während bei Versuch B6 der überlineare Zuwachs der horizontalen Verschiebungen wieder erkennbar ist.

Werden nun die Verschiebungsinkremente beim Bruch für beide Lastpfade in die Lastpunkte der Bruchlastumhüllenden eingetragen (Abbildung 3.13), so zeigt sich, dass die Richtungen der Verschiebungsinkremente mit der Bruchlastumhüllenden nicht assoziiert sind. Zu Abbildung 3.13 ist zu erwähnen, dass die Bruchlastumhüllende die Annäherung an die Modellversuche durch eine Parabelgleichung 2. Ordnung nach Gottardi und But-

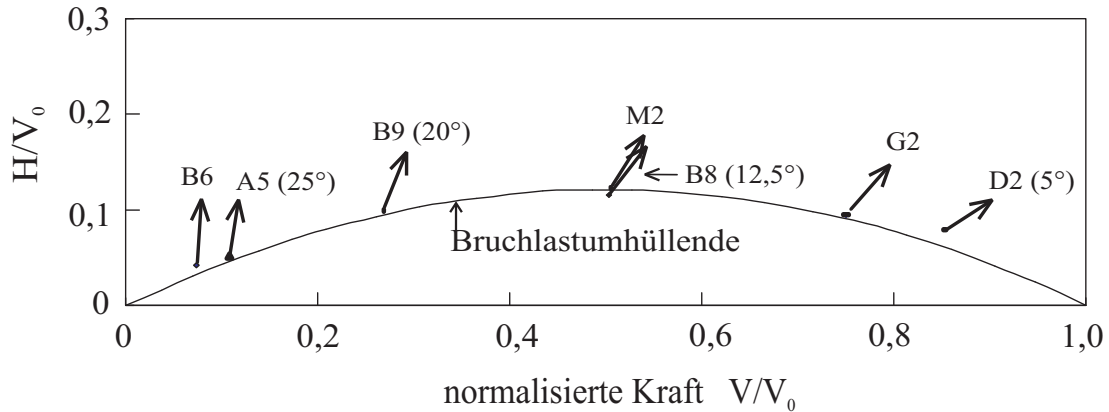


Abbildung 3.13: Verschiebungsincremente beim Bruch für kleinmaßstäbliche Versuche nach Gottardi und Butterfield [44]

terfield [43] darstellt. Die Inkremente sind den tatsächlichen Lastpunkten zugeordnet. Der Winkel zwischen der Normalen und der Richtung des Inkrements beträgt 30° bis 35° . Die Verschiebungsincremente sind nahezu lastpfadunabhängig. Der Unterschied zwischen M2 (V-H Test) und B8 (I-C Test) beträgt ca. 5° , wobei für M2 der Winkel zur Horizontalen größer ist als für B8 (Abbildung 3.13).

Diese geringen Unterschiede könnten jedoch darauf zurückzuführen sein, dass die Last-Verschiebungskurven der I-C Versuche kein eindeutiges Bruchbild erkennen lassen, da die Versuche vermutlich zu früh abgebrochen wurden. Die Richtungen der Verschiebungsincremente würden deshalb bei einem „eindeutigen“ Bruch etwas steiler ausfallen als die hier eingetragenen. Die V-H Versuche hingegen zeigen ein deutlich ausgeprägtes Bruchbild.

Kleinmaßstäbliche 1g-Fundamentversuche wurden von mehreren Autoren z.B. Nova und Montrasio [88], Gottardi und Butterfield [44], Gottardi u.a. [45] und Martin [72] mit dem Ziel durchgeführt, ein mathematisches Modell zur Beschreibung von Fundamentverschiebungen und -verdrehungen infolge Belastung zu erstellen. Alle genannten Autoren verwenden als Basis der mathematischen Formulierung eine nicht-assozierte Plastizität und die Lastpfadunabhängigkeit der Verschiebungsincremente beim Bruch.

Verschiebungsincrement bei Bruch mit dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung: Abbildung 3.14 zeigt Ergebnisse eines I-C Versuchs mit einem Lastneigungswinkel $\delta = 20^\circ$ für den dichten und den lockeren Sand, die sich mit dem hypoplastischen Modell mit i.D. und dem HS-Small Modell ergeben⁵. Es ist ersichtlich, dass die Trajektorien für den Gebrauchslastbereich in guter Übereinstimmung sind. Allerdings weisen die Trajektorien des hypoplastischen Modells mit i.D. für diesen Bereich einen leicht unterlinearen Verlauf der horizontalen Verschiebungen auf (weitere Erklärungen siehe auch Kapitel 3.3.3). Mit fortschreitender Belastung bleiben die Trajektorien nahezu linear, so-

⁵Die in diesem Zusammenhang durchgeführten Berechnungen wurden ohne Interface-Elemente unter dem Fundament (Abbildung 3.2) durchgeführt, da bei den hypoplastischen Berechnungen mit Interface-Elementen numerische Schwierigkeiten bei Eintreten des Bruchs auftraten.

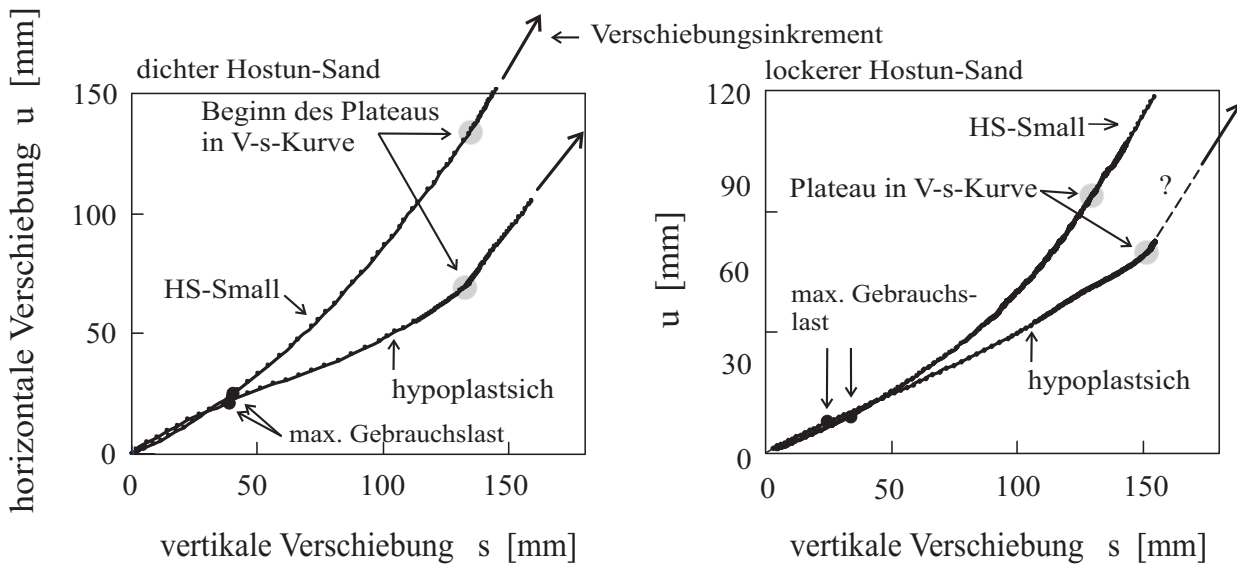


Abbildung 3.14: Trajektorien der I-C Lastpfade ($\delta = 20^\circ$) mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D. für ein Fundament mit $b = 1$ m

dass sie immer mehr vom HS-Small Modell abweichen. Bei Eintreten des Bruchs ändern die Trajektorien aus den Ergebnissen der hypoplastischen Berechnungen die Richtung, sodass die Richtungen der Verschiebungsinkremente nach beiden Bodenmodellen für den lockeren Sand nahezu identisch sind, wobei die strichlierte Linie in Abbildung 3.14 rechts eine Extrapolation darstellt, bzw. für den dichten Sand um ca. 8° voneinander abweichen (Abbildung 3.14 links).

Werden die Trajektorien der kleinmaßstäblichen I-C Versuche von Gottardi und Butterfield [44] in Abbildung 3.12 mit den Trajektorien der numerischen Berechnungen in Abbildung 3.14 miteinander verglichen, so ergibt sich daraus, dass die Ergebnisse der Modellversuche zwischen den Berechnungen liegen: Die Trajektorien des HS-Small Modells weisen im Vergleich zu jenen der kleinmaßstäblichen Versuche eine stärkere Krümmung auf; die Trajektorien des hypoplastischen Modells mit i.D. zeigen bis Erreichen der Bruchlasten kaum Krümmung auf.

Um die Abhängigkeit der Richtung der Verschiebungsinkremente vom Spannungsniveau zu überprüfen, wurden hypoplastische Berechnungen mit einem Fundament der Breite $b = 0,1$ m auf dichtem Sand für einen I-C Lastpfad mit $\delta = 20^\circ$ durchgeführt. Die Ergebnisse wurden mit den Ergebnissen aus den Berechnungen des Fundaments mit $b = 1$ m in Abbildung 3.14 links verglichen. Dabei zeigte sich, dass die Trajektorien qualitativ übereinstimmen und dass die Richtungen der Verschiebungsinkremente identisch sind.

Abbildung 3.15 zeigt die Trajektorien für einen I-C ($\delta = 25^\circ$) und einen V-H Lastpfad im lockeren Sand mit dem hypoplastischen Modell mit i.D.. Im Bruchzustand ergeben beide Pfade diesselben Lastpunkte. Es zeigt sich, dass die Verschiebungsinkremente nahezu parallel verlaufen. Das hypoplastische Modell ist damit in Übereinstimmung mit dem HS-Small Modell und den kleinmaßstäblichen Versuchen, aus denen die Lastpfadunabhängigkeit der Verschiebungsinkremente beim Bruch hervorgeht.

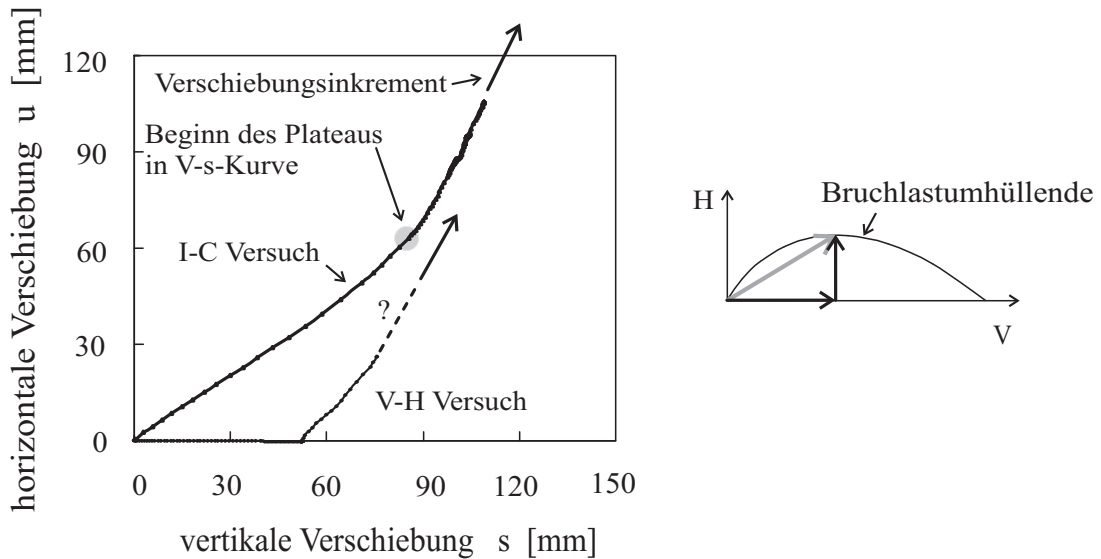


Abbildung 3.15: Trajektorien eines I-C und eines V-H Lastpfads mit dem hypoplastischen Modell mit i.D.

In diesem Zusammenhang wird noch darauf hingewiesen, dass die Berechnung des V-H Versuchs infolge numerischer Schwierigkeiten nicht bis zum Bruch durchgelaufen ist. Die eingetragene strichlierte Linie stellt deshalb eine lineare Extrapolation dar. Diese Annahme ist aus den Erfahrungen mit den kleinmaßstäblichen Versuchen auch gerechtfertigt.

3.3.3 Verschiebungswinkel beim I-C Lastpfad

Der Verschiebungswinkel in Abbildung 3.16 berechnet sich aus der horizontalen Verschiebung u und der Setzung s im Mittelpunkt eines Fundaments mit folgender Beziehung:

$$\text{Verschiebungswinkel} := \arctan \frac{u}{s} \quad (3.9)$$

In Abbildung 3.17 ist der Verlauf des Verschiebungswinkels für $\delta = 20^\circ$ in Abhängigkeit von der Vertikalkraft V für den dichten und den lockeren Sand dargestellt. Die Berechnungen erfolgten mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D.. Die numerische Simulation erfolgt in Anlehnung an Kapitel 3.2.2.2. Die maximale Vertikalkraft in der Abbildung entspricht der Bruchlast nach DIN 4017.

Beim HS-Small Modell nimmt der Verschiebungswinkel mit steigender Belastung zu. Lediglich zu Beginn der Belastung weist das HS-Small Modell eine Abnahme des Verschiebungswinkel auf. Beim hypoplastischen Modell mit i.D. nimmt der Verschiebungswinkel bei steigender Belastung kontinuierlich ab und weist in der Nähe des Bruchs nahezu eine horizontale Endtangente auf. Es zeigt sich somit ein deutlicher Unterschied der beiden Bodenmodelle. Dieser Unterschied ist auch in Abbildung 3.14 ersichtlich, die den unterlinearen Verlauf der Trajektorien des hypoplastischen Modells mit i.D. zeigt. Nur im Bereich der maximalen Gebrauchslasten stimmen die Verschiebungswinkel einigermaßen gut überein.

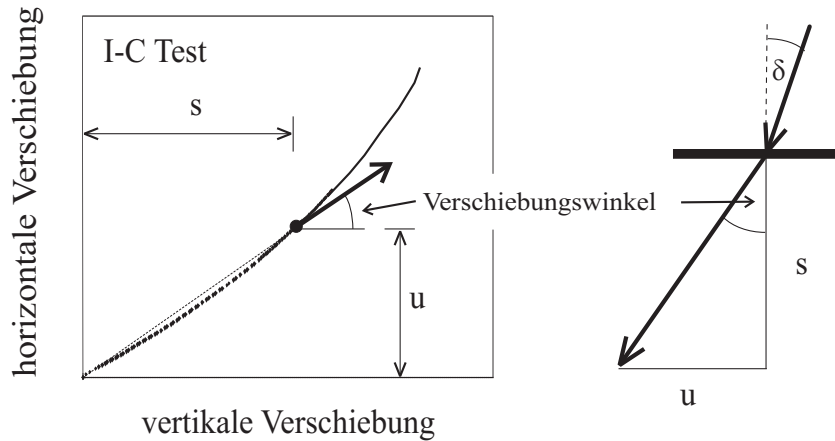


Abbildung 3.16: Definition des Verschiebungswinkels: I-C Versuch (links), Verschiebungsvektor (rechts)

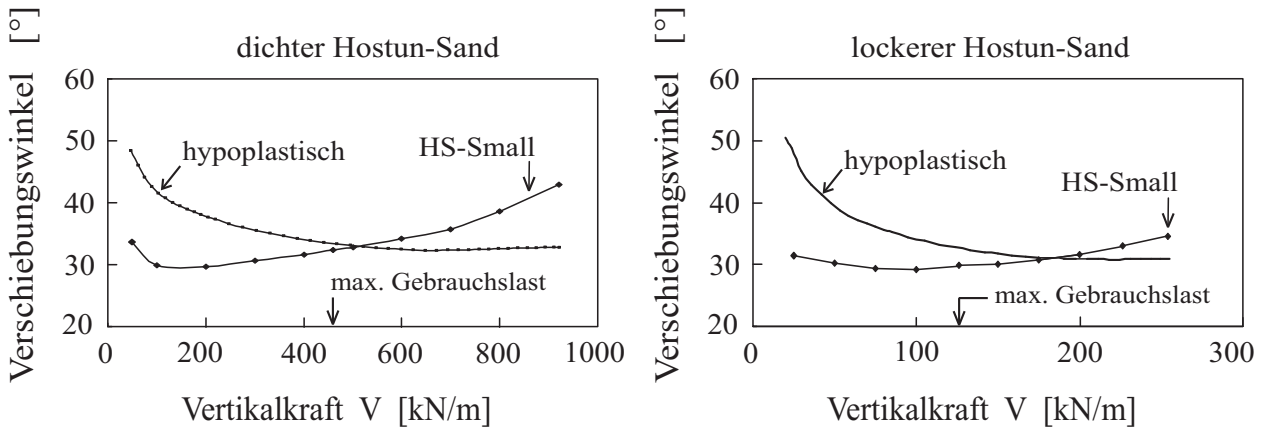


Abbildung 3.17: Verschiebungswinkel in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei I-C Versuch mit $\delta = 20^\circ$

Eine sehr gute Übereinstimmung der beiden Bodenmodelle wurde bei der Setzungsanalyse in Kapitel 2.3.3 für den dichten Sand festgestellt. In Kapitel 2.6 wurde aber auch festgestellt, dass bei Vertikalbelastung die seitliche Verdrängung im Boden beim hypoplastischen Modell mit i.D. ausgeprägter ist als beim HS-Small Modell. Mit dem Verschiebungswinkel ist nun eine Aussage über die relative Steifigkeit der verwendeten Bodenmodelle möglich. So geht nun aus Abbildung 3.17 klar hervor, dass sich das hypoplastische Modell mit i.D. im Gebrauchslastbereich in horizontaler Richtung weicher verhält als das HS-Small Modell. In der Nähe des Bruchs weist das hypoplastische Modell mit i.D. wiederum ein steiferes Verhalten auf.

Die Trajektorien der kleinmaßstäblichen I-C Versuche von Gottardi und Butterfield [44] in Abbildung 3.12 zeigen einen überlinearen Verlauf der horizontalen Verschiebungen auf. Aus derlei Verlauf resultiert ein Verschiebungswinkel, der mit zunehmender Belastung steigt. Das hypoplastische Modell mit i.D. weicht im Gebrauchslastbereich diesbezüglich von den kleinmaßstäblichen Modellversuchen und den Berechnungen nach dem HS-Small Modell ab.

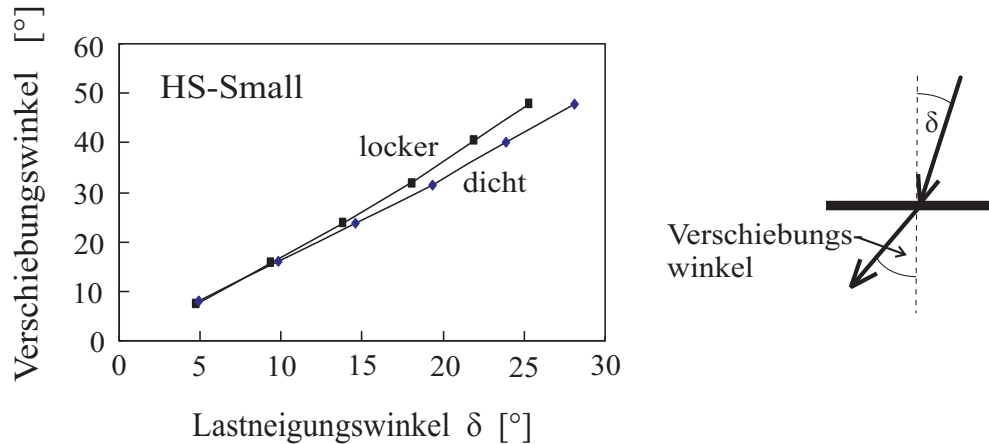

 Abbildung 3.18: Verschiebungswinkel in Abhängigkeit vom Lastneigungswinkel δ

Abbildung 3.18 stellt den Verschiebungswinkel dar, der sich für die maximalen Gebrauchslasten mit dem HS-Small Modell ergibt. Es ist ein nahezu lineares Verhältnis zwischen dem Verschiebungswinkel und dem Lastneigungswinkel festzustellen. Der Verschiebungswinkel liegt in etwa in der Größenordnung von $1,5 \cdot \delta$. Ohne Einbindung des Fundaments vergrößert sich der Verschiebungswinkel, wie in Kapitel 3.4.2 noch gezeigt wird. Es bestehen kaum Unterschiede zwischen dem dichten und lockeren Sand bis zu einer Lastneigung von $\delta = 15^\circ$. Darüber hinaus hat der lockere Sand tendenziell größere Verschiebungswinkel als der dichte Sand.

Dieser Unterschied kann mit dem Verhältnis des mobilisieren Reibungswinkels φ'_{mob} in der Sohlfuge (\equiv Lastneigungswinkel δ) zum maximal möglichen Reibungswinkel φ' des Bodens erklärt werden. Die Plastizierung in der Sohlfuge ist beim lockeren Sand fortgeschrittener als beim dichten Sand und dementsprechend sind auch die horizontalen Verformungen beim lockeren Sand ausgeprägter.

3.3.4 Zusatzsetzung beim I-C Lastpfad

Eine geneigte Last ruft bekanntlich größere Setzungen hervor als nur der Vertikalkraftanteil dieser geneigten Last, da die Plastizierung des Bodens im Vergleich dazu fortgeschrittener ist. Zur Quantifizierung der Zusatzsetzungen infolge horizontaler Lasten werden numerische Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D. sowohl für den dichten als auch lockeren Hostun-Sand durchgeführt. Abbildung 3.19 zeigt die Zusatzsetzung Δs und die relative Zusatzsetzung $\Delta s/s_V$ in Abhängigkeit des Lastneigungswinkels δ für die maximalen Gebrauchslasten. Dabei ist s_V die Setzung infolge reiner Vertikalkraft und Δs ergibt sich aus der Differenz der Setzung der geneigten Last und s_V .

Beim dichten Sand liefert das hypoplastische Modell mit i.D. bis $\delta = 15^\circ$ in etwa dieselben Zusatzsetzungen Δs und auch dieselben relativen Zusatzsetzungen $\Delta s/s_V$ wie das HS-Small Modell. Für $\delta > 15^\circ$ werden die Zusatzsetzungen des hypoplastischen Modells mit i.D. zunehmend größer. Bei einer Lastneigung von $\delta = 25^\circ$ beträgt $\Delta s/s_V \approx 13\%$ beim HS-Small Modell und $\Delta s/s_V \approx 20\%$ beim hypoplastischen Modell mit i.D..

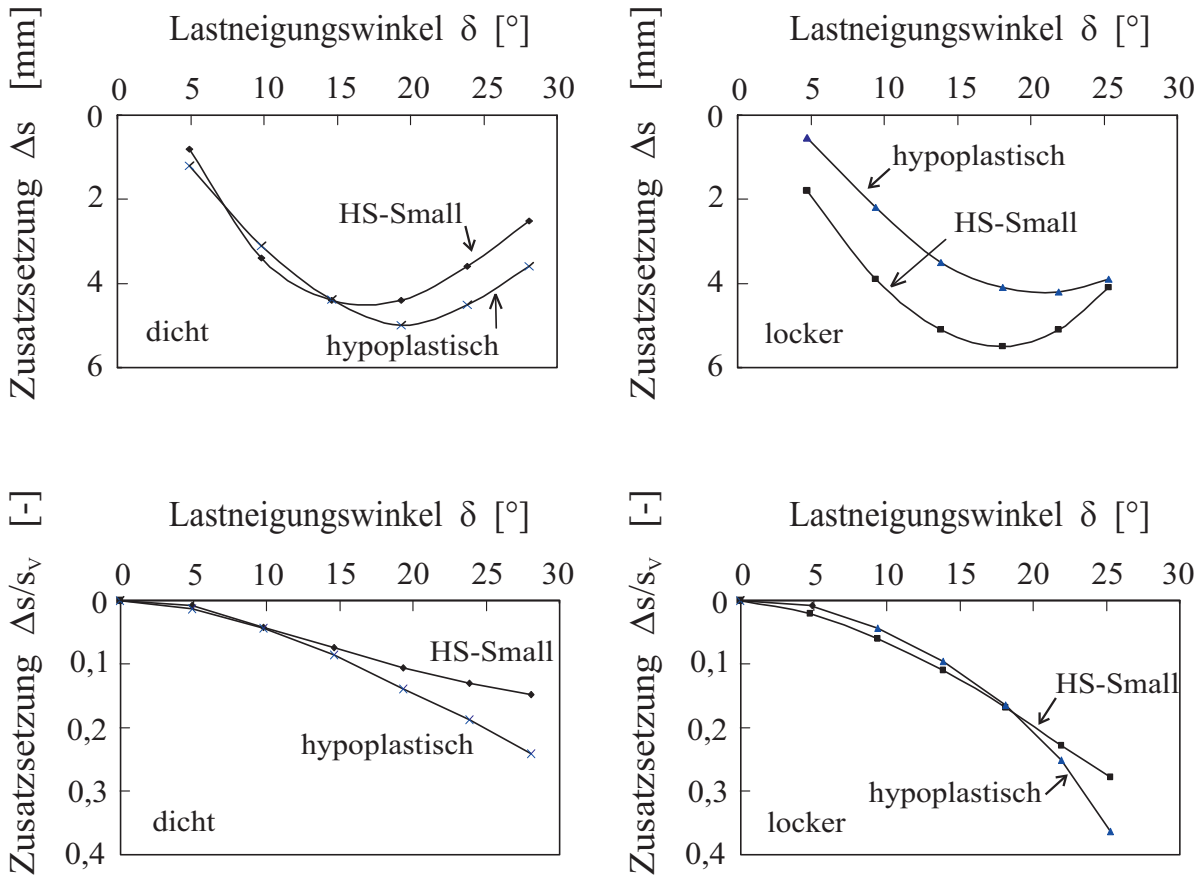


Abbildung 3.19: Zusatzsetzungen (oben) und relative Zusatzsetzungen (unten) infolge horizontaler Belastung für die maximalen Gebrauchslasten

Beim lockeren Sand liefert das HS-Small Modell größere Zusatzsetzungen Δs im Vergleich zum hypoplastischen Modell mit i.D.. Das steifere Verhalten des hypoplastischen Modells beim lockeren Sand wurde schon bei der Setzungsanalyse in Kapitel 2 festgestellt. Die relativen Zusatzsetzungen $\Delta s/s_V$ sind jedoch für beide Bodenmodelle in etwa gleich groß. Bei einer Lastneigung von $\delta = 25^\circ$ beträgt $\Delta s/s_V$ ca. 30% (Mittelwert beider Bodenmodelle). Damit liegt ungefähr ein Faktor von 1,7 zwischen dem lockeren und dem dichten Sand.

Unter dem Gesichtspunkt, dass lockerer Sand als Baugrund nur bedingt geeignet ist und eher in Ausnahmefällen zum Einsatz kommt, läßt sich feststellen, dass für baupraktische Fälle die Auswirkung der Lastneigung auf die Setzung bei Flachgründungen relativ gering ist. In der DIN 4019-2 [34] heißt es: „Die Setzungen infolge waagrechter Belastung sind im Allgemeinen sehr klein und können meist vernachlässigt werden.“ Jedoch sollte dem Planer auch bewusst sein, dass schon eine Lastneigung $\delta = 15^\circ$ eine Zusatzsetzung von ca. 10% (Mittelwert aus dichtem und lockerem Sand) hervorrufen kann.

Für die Ermittlung der Setzungen einer Flachgründung unter geneigten Lasten kann es deshalb ausreichend sein, die Setzungsberechnung nur mit der Vertikalkraft durchzuführen und einen Aufschlag in Abhängigkeit des Lastneigungswinkels vorzunehmen. Diese Vorgehensweise könnte auch damit gerechtfertigt werden, dass die Unsicherheit, die sich aus der Bestimmung der Steifigkeit des Bodens ergibt, im Vergleich dazu viel stärker ins Gewicht fällt.

3.4 Vergleich der Ergebnisse aus numerischen Berechnungen und aus Modellversuchen

Im Folgenden werden die Ergebnisse von numerischen Analysen mit denen experimenteller Modellversuche verglichen. Die experimentellen Versuche liegen als groß- und kleinmaßstäbliche Modellversuche aus der Literatur vor. Die betrachteten Experimente wurden im Sand durchgeführt (siehe Tabelle 3.4). Die numerischen Analysen wurden mit dem HS-Small Modell und z.T. auch mit dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung ausgeführt. Als Boden wurde wieder der Hostun-Sand in seiner lockeren und dichten Lagerung verwendet.

Der Vergleich erfolgt in diesem Kapitel nicht durch Nachrechnung der Modellversuche auf Basis von Laborversuchen. Es wird vielmehr das relative Steifigkeitsverhalten verglichen. Als Maß der relativen Steifigkeit wird das Verhältnis der horizontalen Verschiebung u zur Setzung s verwendet. Diese Beziehung entspricht auch dem Tangens des Verschiebungswinkels (siehe Kapitel 3.3.3).

3.4.1 Übersicht der verwendeten experimentellen Modellversuche

Experimentelle Ergebnisse liegen von groß- und kleinmaßstäblichen Modellversuchen und Zentrifugenversuchen vor. Die Belastung der betrachteten Modellversuche erfolgte immer mittig, entweder durch eine geneigte Last mit konstantem Neigungswinkel (I-C Versuch) oder durch eine horizontale Belastung im Anschluss an eine vertikale Belastung (V-H Versuch). Tabelle 3.4 stellt die Modellversuche in übersichtlicher Weise dar. Die Versuche

werden im Folgenden detaillierter beschrieben:

Großmaßstäbliche Modellversuche

- Muhs und Weiss [82]: Diese Versuche dienten vordergründig der Bestimmung der Tragfähigkeit von Fundamenten mit geneigter Belastung. Die Versuche wurden mit einem Fundament von 1,0 m Breite und 3,0 m Länge in der Versuchsgrube der Degebo durchgeführt. Diese Abmessungen kommen dem Streifenfundament sehr nahe. Die Versuche wurden teils an der Oberfläche und teils mit geringer Einbindetiefe von 0,2 m ausgeführt. Als Versuchsschüttung wurde ein ungleichförmiger kiesiger Sand mit $U \sim 5,7$ verwendet. Der Einbau erfolgte lagenweise mit einem Rüttelverdichter. Für die Schüttung der Versuche an der Oberfläche wird die Lagerungsdichte $D = 0,64$ und der durchschnittliche Reibungswinkel $\varphi' = 40^\circ$ angegeben. Für die Schüttung der Versuche mit Einbindetiefe wird $D = 0,61$ und $\varphi' = 39^\circ$ angegeben. Beide Schüttungen sind somit dicht gelagert. Alle Versuche wurden im Grundwasser durchgeführt, um eine Kapillarkohäsion ausschließen zu können. Die verwendeten Versuche hatten einen Lastneigungswinkel von $\delta = 10^\circ$ und 20° . Die Belastung der Versuche erfolgte kraftgesteuert.
- Nendza und Nacke [85]: Mit Hilfe dieser Versuche wurde das Tragverhalten überwiegend horizontal belasteter Fundamente untersucht. Sämtliche Versuche wurden mit einem Streifenfundament von 0,5 m Breite und 1,5 m Länge an der Oberfläche in einem 1,5 m langen Versuchsbehälter durchgeführt. Da die Länge des Fundaments den Abmessungen des Versuchsbehälters entspricht, kann ein ebener Verformungszustand angenommen werden. Als Versuchsboden wurde ein scharfkantiger Quarzsand verwendet. Der Versuchssand wurde mit Hilfe eines Rieselkastens in den Versuchsbehälter eingerieselt. Die Fallhöhe des Sandes und die Breite der Austrittsöffnung des Rieselkastens waren variabel und gestatteten es, im Versuchsboden unterschiedliche Lagerungsdichten von lockerer bis sehr dichter Lagerung zu erzielen. Die Belastung erfolgte zuerst durch eine vertikale Kraft, danach durch eine horizontale Kraft.

Kleimaßstäbliche 1g-Modellversuche

- Gottardi und Butterfield [44]: Diese Versuche wurden z.T. in Kapitel 3.3.2 beschrieben. Als Versuchsboden kam der dichte Adige Sand ($I_D = 0,86$, $U = 2,04$, $d_{50} = 0,42$ mm) zum Einsatz. Der Versuchssand wurde bei konstantgehaltener Fallhöhe in den Versuchsbehälter (1,8 x 1,8 x 0,6 m) eingerieselt. Dadurch konnte ein homogener Einbau erzielt werden. Das Fundament, ein U-förmiges Stahlprofil, hatte eine Breite $b = 100$ mm und eine Länge $a = 500$ mm. Bei diesem Seitenverhältnis $a/b = 5$ kann dieses Fundament nach DIN 4019-1 auch als Streifundament eingestuft werden. Zur Erzielung einer vollen Rauigkeit zwischen Boden und Fundament wurde Sand auf die Fundamentunterfläche geklebt. Die Fundamente wurden ohne Einbindetiefe hergestellt. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert.
- Gottardi u.a. [45]: Die Fundamentversuche wurden mit einem Kreisfundament mit einem Durchmesser von 0,1 m in einem kreisrunden Behälter von 0,45 m Durchmesser

Tabelle 3.4: Übersicht der verwendeten experimentellen Modellversuche

Autor(en)	Jahr	Versuchsart	Versuchssand	Fundamentart	b bzw. d [cm]	t [cm]
Muhs und Weiss	1975	großmaßstäbl.	Sand-Kies	Streifen	100	0 bzw. 20
Nendza und Nacke	1975	großmaßstäbl.	Quarzsand	Streifen	50	0
Gottardi und Butterfield	1995	1-g kleinmaßstäbl.	Adige Sand	Streifen	10	0
Gottardi u.a.	1999	1-g kleinmaßstäbl.	Leighton-Buzzard	Streifen	10	0
Nova und Montrasio	1991	1-g kleinmaßstäbl.	Adda Sand	Streifen	10	0
Montrasio	1994	1-g kleinmaßstäbl.	Adda Sand	Streifen	10	0
Montrasio und Nova	1997	1-g kleinmaßstäbl.	Ticino Sand	Quadrat	8	0
Rault und Canépa	1996	50-g kleinmaßstäbl.		Streifen	4	2 bzw. 3,2

b = Fundamentbreite, d = Fundamentdurchmesser, t = Einbindetiefe

und 0,45 m Höhe durchgeführt. Die Modellversuche wurden mit trockenem gelben 14/25 Leighton-Buzzard Sand ($d_{50} = 0,8$ mm, $U = 1,3$) ausgeführt. Der Einbau des Sandes erfolgte durch Einrieseln. Eine relative Lagerungsdichte I_D von 73,9 - 75,9% wurde erzielt. Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt.

- Nova und Montrasio [88]: Die Versuche wurden mit einem 0,1 m breiten und 0,2 m langen Fundament in einem Versuchskasten (0,9 x 0,4 x 0,21 m) durchgeführt. Da die Länge des Fundaments den Abmessungen des Versuchsbehälters entspricht, kann ein ebener Verformungszustand angenommen werden. Als Versuchsboden wurde der lockere Adda Sand mit $I_D = 0,2$ verwendet. Dieser Sand ist ein enggestufter Quarzsand. Der Sand wurde eingerieselt. Zur Erzielung einer vollen Rauigkeit zwischen Boden und Fundament wurde Sand auf die Fundamentunterfläche geklebt. Fundamente wurden ohne Einbindetiefe hergestellt. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert bis zum Bruch. Nach jedem Lastinkrement wurde die Sandoberfläche livelliert, sodass die Oberfläche immer in gleicher Höhe wie die Fundamentunterkante war. Versuche wurden auch mit dem dichten Adda Sand mit $I_D = 0,6$ durchgeführt. Die Ergebnisse des dichten und lockeren Sandes sind laut Nova und Montrasio [88] qualitativ gleich. Hier werden nur die Ergebnisse des lockeren Sandes vorgestellt.
- Montrasio [77]: Die Versuchsdurchführung und der Versuchssand entsprechen den Ausführungen von Nova und Montrasio [88].
- Montrasio und Nova [78]: Die im Rahmen dieser Versuche verwendeten Fundamente sind quadratisch mit einer Kantenlänge von 0,08 m. Die Versuche wurden in einem Zylinder mit einem Durchmesser von 1,2 m und einer Höhe von 0,81 m durchgeführt. Als Versuchsboden wurde der enggestufte Ticino Sand ($d_{50} = 0,47$ mm) mit dichter Lagerung ($I_D = 0,96$) verwendet. Zur Erzielung einer vollen Rauigkeit zwischen Boden und Fundament wurde Sand auf die Fundamentunterfläche geklebt. Fundamente wurden mit und ohne Einbindetiefe hergestellt. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert. Es wurden I-C Versuche, V-H Versuche und Versuche mit kombinierter Belastung aus Vertikalkraft, Horizontalkraft und Moment durchgeführt.

Zentrifugenversuche

- Rault und Canépa [99]: Die Versuchsfundamente waren 0,04 m breit und 0,278 m lang. Die Zentrifugenversuche wurde mit 50 g durchgeführt. Der zugehörige Prototyp hat demnach eine Breite von 2,0 m und einer Länge von 13,9 m. Bei diesem Seitenverhältnis von $a/b = 7$ kann ein ebener Verformungszustand unterstellt werden. Der Versuchssand ist ein enggestufter, dicht gelagerter Feinsand ($d_{50} = 0,17$ mm, $U = 1,47$ mm, $I_D = 0,7$). Die Versuche wurden mit einer Einbindetiefe von $t/b = 0,5$ bzw. 0,8 ausgeführt. Die betrachteten Versuche wurden mit einem konstanten Lastneigungswinkel von $\delta = 15^\circ$, 20° und 25° durchgeführt. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert.

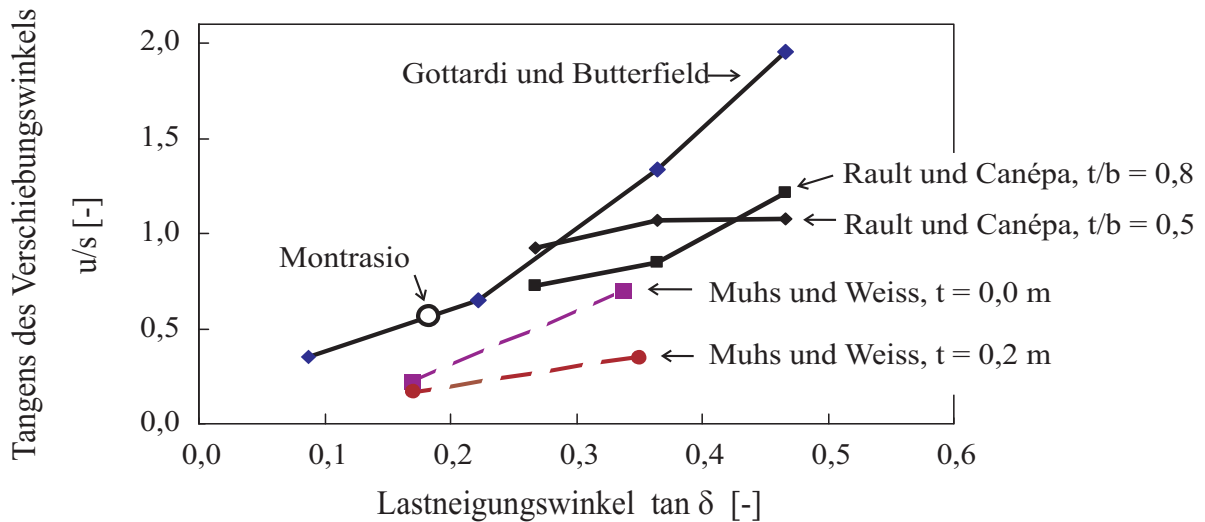


Abbildung 3.20: Vergleich von groß- und kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen und Zentrifugenversuchen für die maximalen Gebrauchslasten

3.4.2 Vergleich für die I-C Versuche

Vergleich für die maximalen Gebrauchslasten: Im Folgenden wird der Tangens des Verschiebungswinkels u/s der experimentellen Versuche und der numerischen Modellversuche miteinander verglichen. Die horizontalen Verschiebungen u und die Setzungen s werden für die maximalen Gebrauchslasten ermittelt. Im Rahmen dieser Arbeit ergibt sich die maximale Gebrauchslast aus der Division der Bruchlast durch den globalen Sicherheitsfaktor $\eta = 2$.

Abbildung 3.20 zeigt die Auswertung der klein- und großmaßstäblichen Modellversuche und der Zentrifugenversuche. Es zeigt sich, dass der kleinmaßstäbliche Versuch von Montrasio [77] mit denen von Gottardi und Butterfield [44] übereinstimmt, obwohl die Lagerungsdichten der eingebauten Sande erheblich voneinander abweichen. Aber bereits Nova und Montrasio [88] haben festgestellt, dass sich der lockere und der dichte Adda Sand in den Versuchen von Montrasio [77] qualitativ gleich verhalten.

Die großmaßstäblichen Versuche von Muhs und Weiss [82] zeigen einen signifikanten Einfluss der Einbindetiefe auf. Fundamente mit Einbindung in den Boden verhalten sich in horizontaler Richtung steifer als Fundamente ohne Einbindetiefe. Außerdem weisen die Versuche von Muhs und Weiss ein deutlich steiferes Verhalten in horizontaler Richtung auf im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen 1g-Versuchen.

Die Ergebnisse der Zentrifugenversuche von Rault und Canépa [99] zeigen kein eindeutiges Bild. Infolge der Einbindung in den Boden verhalten sie sich in horizontaler Richtung steifer als kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche. Ebenso lässt sich ein steiferes Verhalten bei größerer Einbindetiefe erkennen für $\delta = 15^\circ$ und 20° . Ein abweichendes Verhalten stellen die Versuche mit $\delta = 25^\circ$ dar. Hier ist das Verhältnis u/s für das Fundament mit $t/b = 0,8$ größer als für jenes mit $t/b = 0,5$. Dies ist ein Widerspruch zu den groß- und kleinmaßstäblichen Versuchen. Der Grund könnte allerdings in der Durchführung der Zentrifugenversuche liegen.

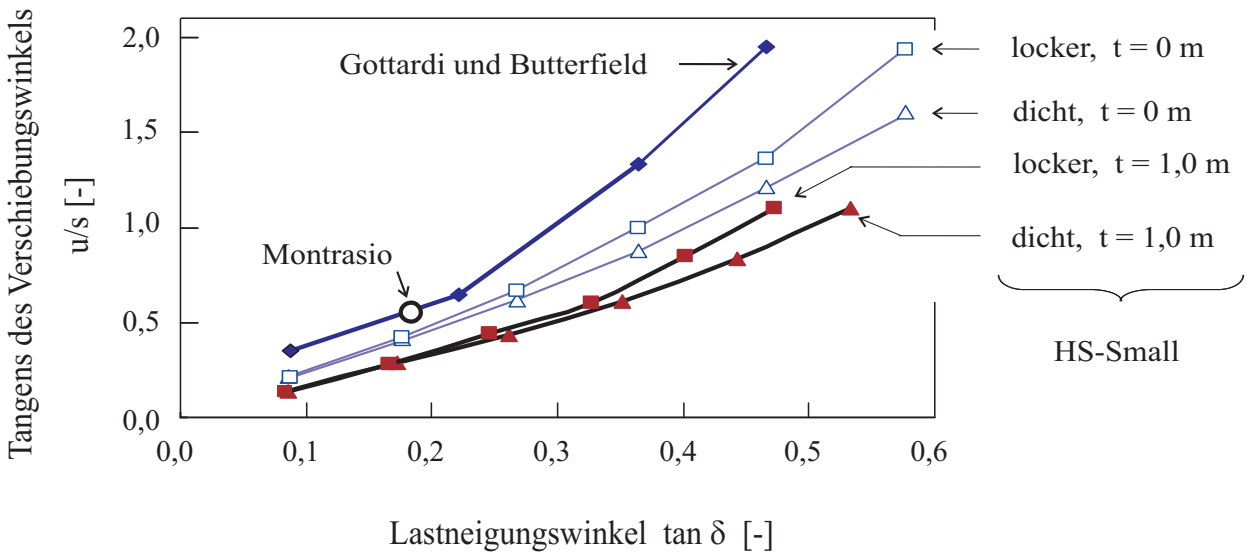


Abbildung 3.21: Vergleich der kleinmaßstäblichen Versuche mit dem HS-Small Modell, Einfluss der Einbindetiefe beim HS-Small Modell für die maximalen Gebrauchslasten

Abbildung 3.21 zeigt den Vergleich der kleinmaßstäblichen Versuche von Gottardi und Butterfield [44] mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen des HS-Small Modells. Daraus geht hervor, dass sich die kleinmaßstäblichen Versuche in horizontaler Richtung weicher verhalten als numerische Modellversuche mit dem HS-Small Modell mit $t = 0 \text{ m}$. Bei den numerischen Berechnungen ist der Tangens des Verschiebungswinkels u/s des lockeren und des dichten Sandes bis zu einem Lastneigungswinkel $\delta = 15^\circ$ bzw. $\tan 15^\circ = 0,27$ nahezu gleich. Darüber hinaus verhält sich der lockere Sand etwas weicher. Dies wird ebenfalls in Abbildung 3.18 gezeigt.

Um die Auswirkung der Einbindetiefe aufzuzeigen, werden Berechnungen ohne Einbindetiefe der Fundamente und mit einer Einbindetiefe von 1 m durchgeführt. Die Einbindetiefe

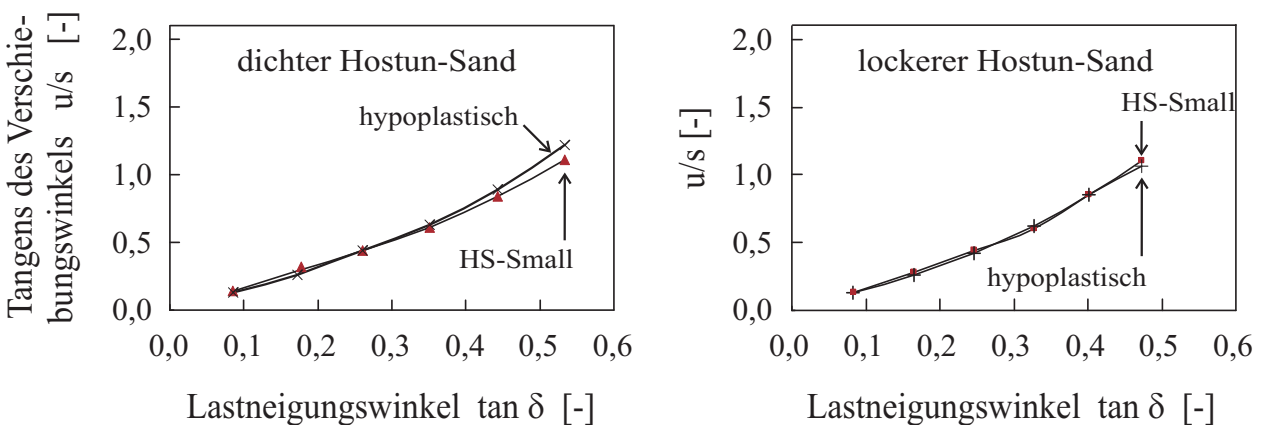


Abbildung 3.22: Vergleich des HS-Small Modells mit dem hypoplastischem Modell mit i.D. für die maximalen Gebrauchslasten bei $t = 1 \text{ m}$

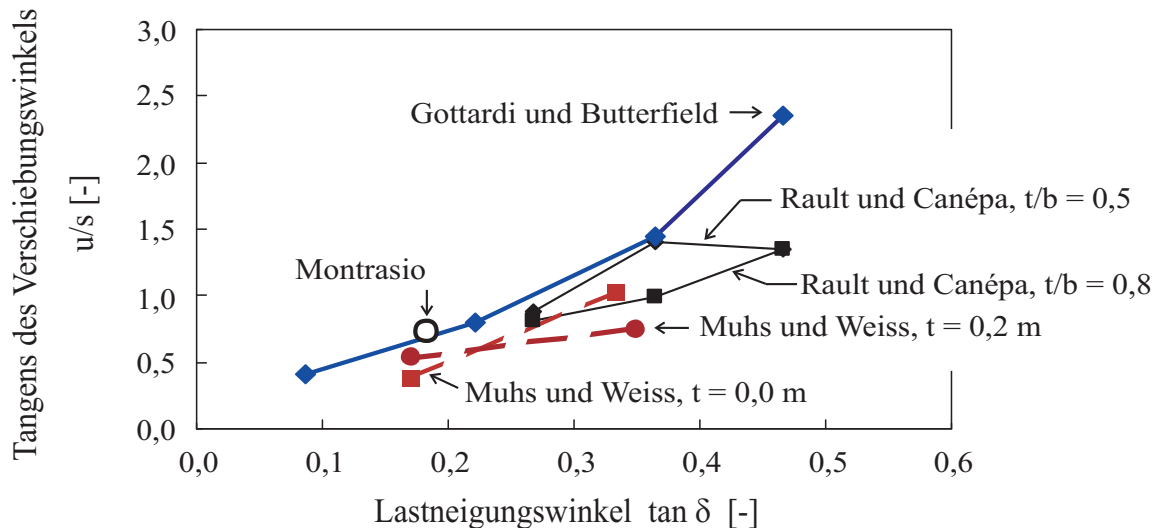


Abbildung 3.23: Vergleich von groß- und kleinmaßstäblichen Modellversuchen für die Grenzlaster

von 1 m wird mit einer großflächigen Auflast simuliert (siehe Abbildung 3.2). Aus Abbildung 3.21 geht hervor, dass die Einbindetiefe auch bei den numerischen Berechnungen Einfluss auf das Verschiebungsverhalten von Flachgründungen hat. Bei Einbindetiefe besitzt der Boden eine höhere Steifigkeit; die Verschiebungen in horizontaler Richtung sind deshalb geringer als ohne Einbindetiefe.

Abbildung 3.22 zeigt den Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D. sowohl für den lockeren und als auch den dichten Sand. Für die maximalen Gebrauchslasten weisen beide Bodenmodelle keine Unterschiede beim Verschiebungswinkel auf. Dies wurde schon in Kapitel 3.3.3 bzw. Abbildung 3.17 bei der Darstellung des Verschiebungswinkels festgestellt.

Vergleich für die Grenzlaster der Tragfähigkeit: Der Tangens des Verschiebungswinkels u/s wird auch für die Grenzlaster der Tragfähigkeit untersucht. Dabei werden die Verschiebungen u und s zu Beginn des sich abzeichnenden Bruchs aus den Versuchen abgelesen. Auch für die Grenzlaster zeigt sich, dass der kleinmaßstäbliche 1g-Versuch von Montrasio [77] mit den Versuchen von Gottardi und Butterfield [44] übereinstimmt. Die Zentrifugenversuche verhalten sich in horizontaler Richtung infolge der Einbindung in den Boden steifer als die kleinmaßstäblichen 1g-Versuche. Ebenso ist ersichtlich, dass eine größere Einbindetiefe der Zentrifugenversuche zu einem geringeren Wert für u/s führt. Eine Ausnahme stellen, wie schon bei den maximalen Gebrauchslasten festgestellt, die Versuche mit $\delta = 25^\circ$ dar.

Die großmaßstäblichen Versuche verhalten sich auch für die Grenzlaster in horizontaler Richtung steifer als die kleinmaßstäblichen Versuche. Allerdings ist bei den großmaßstäblichen Versuchen der Einfluss der Einbindetiefe nicht eindeutig erkennbar, da beim Lastneigungswinkel $\delta = 10^\circ$ das Verhältnis u/s mit Einbindetiefe $t = 0,2$ m etwas größer ist als ohne Einbindetiefe. Die Ursache dafür liegt vermutlich in der Versuchsdurchführung.

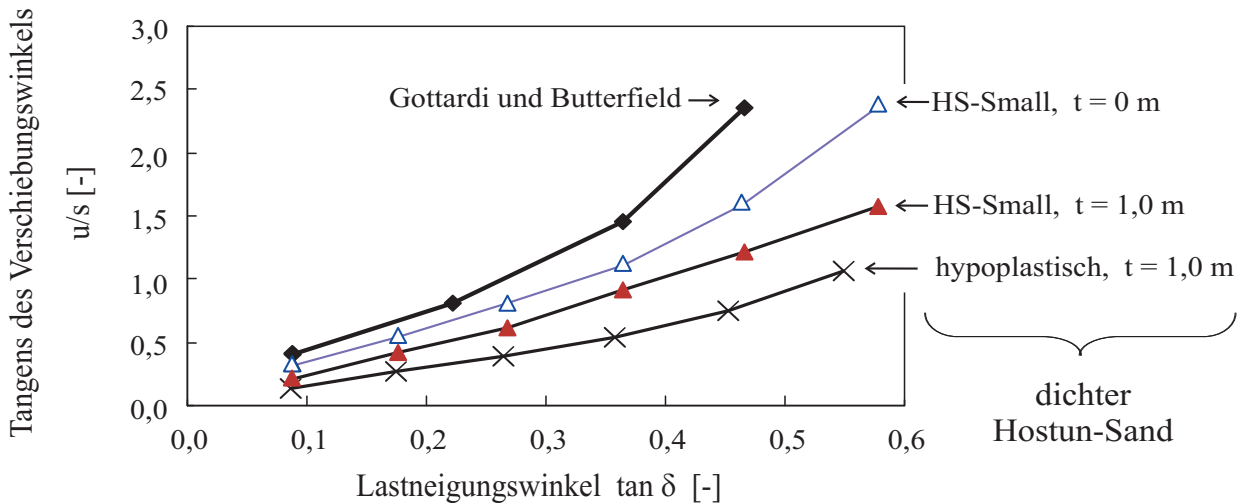


Abbildung 3.24: Vergleich von kleinmaßstäblichen Modellversuchen mit numerischen Modellversuchen für die Grenztragfähigkeit

Abbildung 3.24 zeigt den Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit denen von kleinmaßstäblichen Versuchen von Gottardi und Butterfield [44]. Auch hier zeigen die Ergebnisse der Modellversuche mit dem HS-Small Modell mit $t = 0$ m ein steiferes Verhalten im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen Modellversuchen. Der Unterschied fällt jedoch etwas kleiner als bei den maximalen Gebrauchslasten.

Die Auswirkung der Einbindetiefe wird anhand der Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell in Abbildung 3.24 erkennbar. Die Fundamente mit einer Einbindetiefe $t = 1$ m verhalten sich in horizontaler Richtung signifikant steifer als die Fundamente ohne Einbindetiefe.

Beim Vergleich von u/s zwischen den Ergebnissen des HS-Small Modells und denen des hypoplastischen Modells in Abbildung 3.24 ergeben sich deutliche Unterschiede bei Erreichen der Grenzlasten, wie schon in Kapitel 3.3.3 festgestellt wurde.

Vergleich Streifen-, Kreis- und Quadratfundamente: Um die Auswirkung der Fundamentform auf die relative Steifigkeit u/s hervorzuheben, sind in Abbildung 3.25 die Ergebnisse von kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen dargestellt. Die Versuche mit dem Streifenfundament stammen von Gottardi und Butterfield [44], die Versuche mit dem quadratischen Fundament stammen von Montrasio und Nova [78] und jene mit dem Kreisfundament von Gottardi u.a. [45]. Alle Versuche wurden im dichten Sand und ohne Einbindetiefe durchgeführt. Die Ergebnisse gelten für die Verschiebungen, die beim Bruch gemessen wurden. Aus der Abbildung geht hervor, dass sich das Streifenfundament in horizontaler Richtung steifer verhält als das Quadrat- und das Kreisfundament. Beim Kreisfundament sind die horizontalen Verschiebungen am ausgeprägtesten.

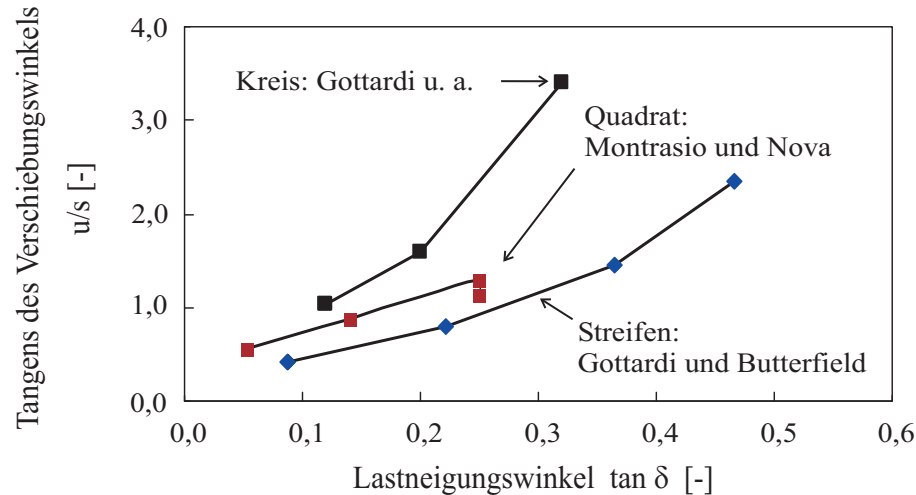


Abbildung 3.25: Vergleich von kleinmaßstäblichen Modellversuchen für unterschiedliche Fundamentarten

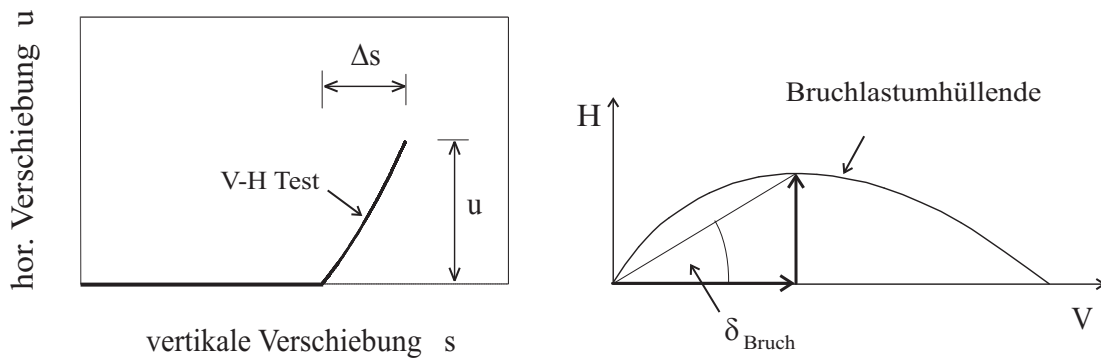


Abbildung 3.26: V-H Versuch: Definition von Δs , u und δ_{Bruch}

3.4.3 Vergleich für die V-H Versuche

Aus Abbildung 3.26 geht hervor, dass die Horizontalkraft in den V-H Versuchen sowohl eine Horizontalverschiebung u als auch eine Setzung Δs hervorruft. Beim folgenden Vergleich zwischen den experimentellen und den numerischen Simulationen wird das Verhältnis $u/\Delta s$ herangezogen, das aus den Verschiebungen beim Bruch resultiert.

Abbildung 3.27 vergleicht die experimentellen Modellversuche. Die kleinmaßstäblichen Versuche von Gottardi und Butterfield [44], Montrasio [77] und Nova und Montrasio [88] stimmen bis $(H/V)_{Bruch} = 0,24$ sehr gut überein, obwohl die Lagerungsdichten der Versuchssande deutlich voneinander abweichen. Wird das Verhältnis $(H/V)_{Bruch}$ größer, dann weichen die Ergebnisse des dichten und des lockeren Sandes zunehmend von einander ab, wobei $u/\Delta s$ für den lockeren Sand kleiner ist.

Für die großmaßstäblichen Versuche liegen zwei Versuchsreihen von Nendza und Nacke [85] vor. Der Unterschied liegt in der aufgebrachten Vertikalkraft, die in Versuchsreihe 2 geringer ist als in Versuchsreihe 1. In Versuchsreihe 1 liegt das Verhältnis $u/\Delta s$ zwischen 3,5 und 7,5. Die Unterschiede resultieren aus der unterschiedlichen Lagerungsdich-

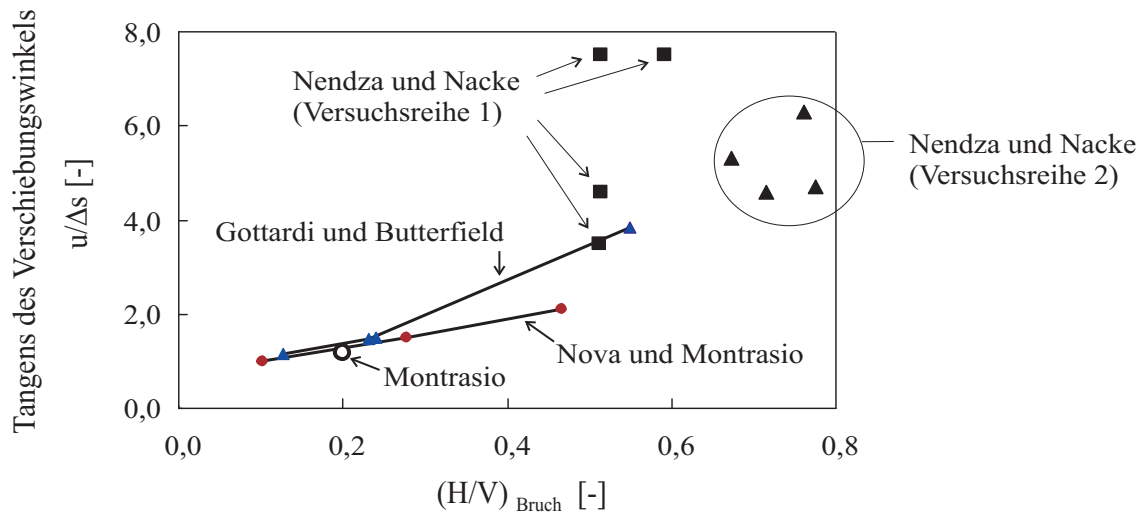


Abbildung 3.27: Vergleich von kleinmaßstäblichen und großmaßstäblichen V-H Versuchen

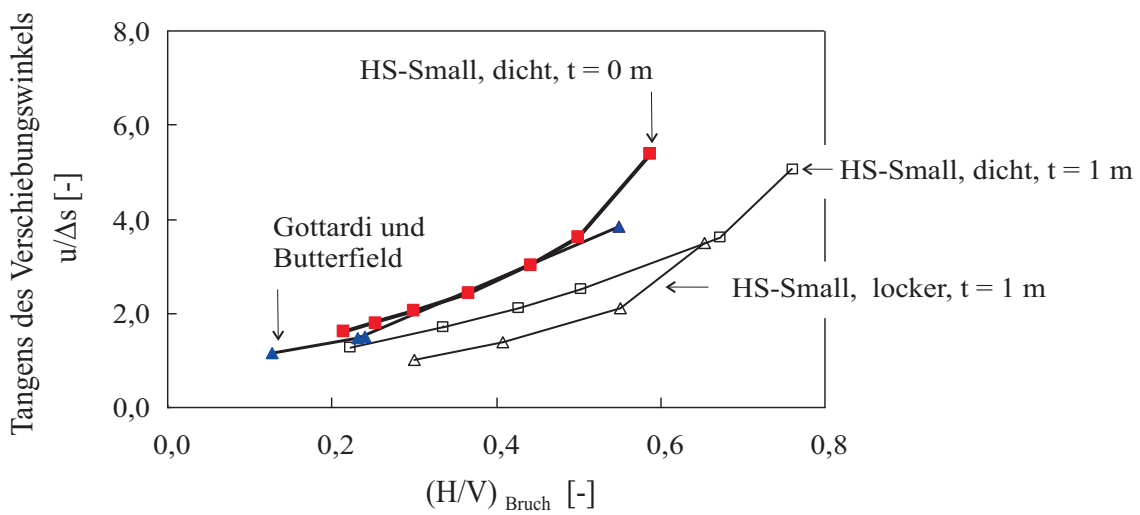


Abbildung 3.28: Vergleich der numerischen Berechnungen mit kleinmaßstäblichen Modellversuchen

te des eingebauten Sandes, wobei das Verhältnis $u/\Delta s$ mit zunehmender Lagerungsdichte größer wird. In Versuchsserie 2 ergibt sich $u/\Delta s \approx 5$. Ein klareres Gesamtbild ergibt sich, wenn die zwei Versuche mit $u/\Delta s = 7,5$ aus Versuchsserie 1 außer Acht bleiben. Damit würde sich eine gute Übereinstimmung mit den kleinmaßstäblichen Versuchen von Gottardi und Butterfield [44] ergeben.

Abbildung 3.28 zeigt den Vergleich der Ergebnisse der numerischen Simulationen mit denen der kleinmaßstäblichen Versuche von Gottardi und Butterfield [44]. Bis $(H/V)_{Bruch} = 0,5$ ergibt sich eine gute Überstimmung der numerischen Modellversuche mit dem HS-Small Modell für $t = 0$ m mit den experimentellen Versuchen. Darüber hinaus sind die horizontalen Verschiebungen der numerischen Modellversuche mit dem HS-Small Modell ausgeprägter.

Der Einfluss der Einbindetiefe auf $u/\Delta s$ ist beim Vergleich Ergebnisse der HS-Small Berechnungen mit einer Einbindetiefe $t = 1,0$ m mit denen der Berechnungen ohne Einbindetiefe erkennbar. Der Boden mit Einbindetiefe besitzt eine größere Steifigkeit und die horizontalen Verschiebungen sind dementsprechend geringer.

Abbildung 3.28 zeigt anhand der numerischen Berechnungen, dass die horizontale Verschiebung bzw. das Verhältnis $u/\Delta s$ bei dichtem Sand größer ist als bei lockerem Sand. Dies ist in Übereinstimmung mit den kleinmaßstäblichen Versuchen für $(H/V)_{Bruch} > 0,24$.

Die ausgeprägteren Horizontalverschiebungen der Ergebnisse mit dichten Sand im Vergleich zu denen mit lockerem Sand sind vermutlich auf das Dilatanzverhalten des dichten Sandes zurückzuführen. Die Horizontalkraft verursacht eine Scherung in der Sohlfluge. Diese bewirkt eine Volumenzunahme des Bodens. Dadurch fallen die Setzungen Δs im Verhältnis geringer aus als bei lockerem Sand.

3.5 Schlussfolgerungen

Aus dem Vergleich der Ergebnisse aus numerischen Berechnungen und der Ergebnisse mit den konventionellen Methoden für die Bruchlastbestimmung einerseits und der Ergebnisse mit den experimentellen Modellversuchen für die Analyse der Verschiebungen andererseits lassen sich folgende Ergebnisse und Schlussfolgerungen ableiten.

- Die Bruchlasten mit dem MC-Modell sind beim Streifenfundament mit mittig geneigter Belastung in guter Übereinstimmung mit jenen nach DIN 4017. Der EC 7 ermittelt Bruchlasten, die auf der sehr sicheren Seite liegen. Das hypoplastische Modell liefert höhere Grenzlasten als das MC-Modell.
- Kleinmaßstäbliche Versuche verhalten sich infolge von Spannungsniveau-Effekten anders als großmaßstäbliche Versuche. Dennoch können kleinmaßstäbliche Versuche herangezogen werden, um folgende qualitative Aussagen über das Verschiebungsverhalten von Fundamenten zu gewinnen:
 - Die Verschiebungen sind abhängig vom Lastpfad.
 - Die Verschiebungsinkremente sind beim Bruch unabhängig vom Lastpfad und nicht-assoziert mit der Bruchlastumhüllenden.

- Bei Streifenfundamenten ergeben sich kleinere Werte für das Verhältnis u/s als bei Quadrat- und bei Kreisfundamenten.
- Die horizontalen Verschiebungen nehmen bei geneigten Lasten schneller zu als die Setzungen.
- Die Lastpfadabhängigkeit wird aus Abbildung 3.29 deutlich. Darin sind die Ergebnisse von V-H Versuchen und I-C Versuchen dargestellt, die sich sowohl aus den kleinmaßstäblichen Versuchen von Gottardi und Butterfield [44] und den numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell ergeben. Für $(H/V)_{Bruch} = 0,2$ liegt sowohl bei den kleinmaßstäblichen Versuchen als auch bei den numerischen Berechnungen ein Faktor von ca. 2 dazwischen. Für größere Verhältnisse $(H/V)_{Bruch}$ wird die Vertikalkraft geringer. Dadurch nimmt auch der steifigkeitserhöhende Effekt der vertikalen Vorbelastung im V-H Versuch ab, und die prozentuellen Unterschiede zwischen den beiden Lastpfaden werden zunehmend geringer.
- Kleinmaßstäbliche I-C Versuche verhalten sich in horizontaler Richtung weicher als großmaßstäbliche Versuche und numerische Modellversuche. Der Tangens des Verschiebungswinkels u/s ist bei den numerischen Modellversuchen mit dem HS-Small Modell und den großmaßstäblichen Versuchen in guter Übereinstimmung sowohl für die maximalen Gebrauchslasten als auch für die Grenzlasten, wie auch aus Abbildung 3.30 hervorgeht. Darin werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell mit denen der großmaßstäblichen Versuche von Muhs und Weiss [82] verglichen. Daraus kann abgeleitet werden, dass bei HS-Small Berechnungen von Fundamenten im Sand mit geneigter Belastung die horizontalen Verschiebungen mit den gemessenen Verschiebungen übereinstimmen sollten, sofern die Setzungen aus Berechnung und Versuch im Einklang sind.
- Bei den V-H Versuchen ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den kleinmaßstäblichen und großmaßstäblichen Versuchen und den numerischen Simulationen.
- Der Tangens des Verschiebungswinkels u/s nach dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung und nach dem HS-Small Modell stimmen bei den maximalen Gebrauchslasten sehr gut überein. Allerdings weisen die Trajektorien nach dem hypoplastischen Modell im Gebrauchslastbereich einen leicht unterlinearen Verlauf der horizontalen Verschiebungen auf im Unterschied zu den Ergebnissen der numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell und denen der experimentellen Modellversuche. Für die Grenzlasten weichen die Verhältnisse u/s nach dem hypoplastischen Modell mit i.D. und nach dem HS-Small Modell deutlich voneinander ab.
- Die Abschätzung der horizontalen Verschiebungen eines Fundaments bei mittig geneigter Belastung (I-C Lastpfad) kann mit Hilfe des Verschiebungswinkels erfolgen, wenn die erwartete Setzung infolge Vertikalkraft einigermaßen gut abgeschätzt werden kann.

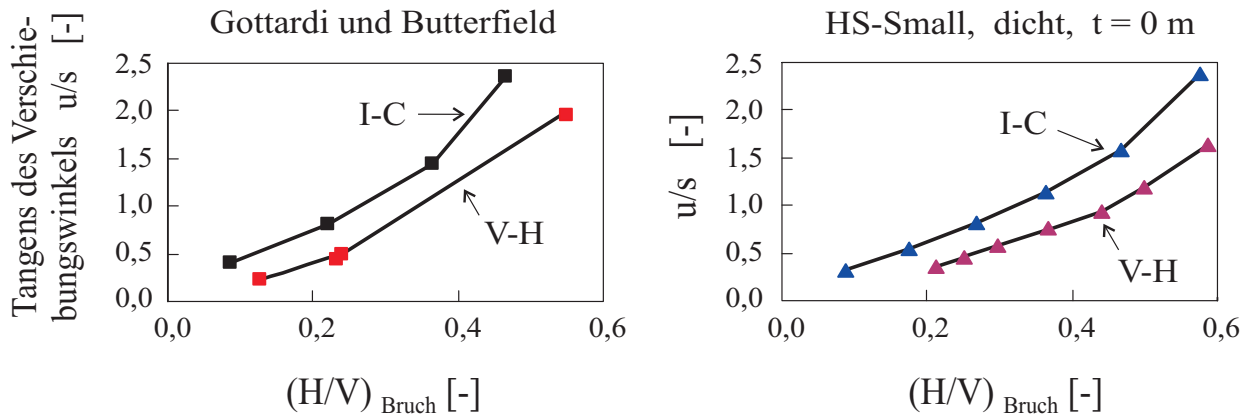


Abbildung 3.29: V-H und I-C Versuche mit kleinmaßstäblichen Modellen (links) und mit der FE-Methode (rechts)

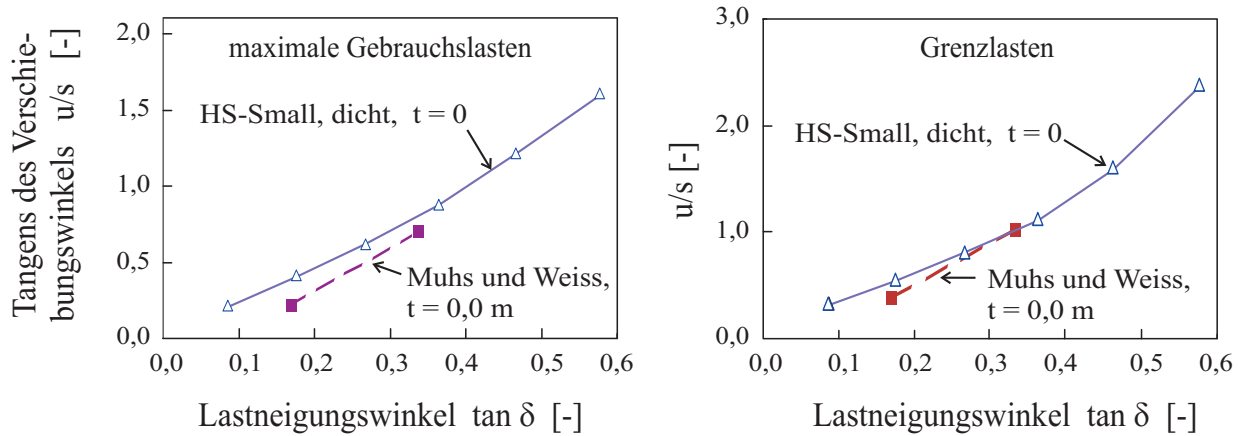


Abbildung 3.30: I-C Lastpfad: Vergleich der großmaßstäblichen Versuche mit numerischen Berechnungen

Kapitel 4

Elastische Lösung für horizontale Verschiebungen infolge horizontaler Lasten

4.1 Einleitung

Die Ermittlung von Setzungen erfolgt in der Ingenieurpraxis mittels Methoden, die auf der Theorie des linear-elastischen, homogen-isotropen und gewichtslosen Halbraums basieren. Für die Ermittlung von Horizontalverschiebungen liegen in der Literatur ebenfalls elastische Lösungen vor, die im ersten Teil dieses Kapitels vorgestellt werden. Diese vorhandenen Lösungen berücksichtigen aber nicht alle Belange für eine baupraktische Anwendung und sind aus diesem Grunde nur eingeschränkt anwendbar, wie im Folgenden noch gezeigt wird.

Dennoch beinhalten diese elastischen Lösungen die Grundideen der im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten elastischen Lösung, auf die in Kapitel 4.4 eingegangen wird. Die Lücke für eine breitere Anwendung in der Ingenieurpraxis scheint damit geschlossen. Die Anwendungsmöglichkeiten der elastischen Lösung zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen infolge horizontaler Lasten werden in Kapitel 5 ausführlich diskutiert.

4.2 Existierende elastische Lösungen

4.2.1 Barkan [8] für starre Fundamente auf dem Halbraum

Barkan [8] hat 1962 eine elastische Näherungslösung zur Ermittlung von horizontalen Verschiebungen u eines starren Fundaments infolge einer Horizontalkraft T hergeleitet. Wie aus der Abbildung 4.1 hervorgeht, greift die Kraft T im Mittelpunkt des Fundaments an.

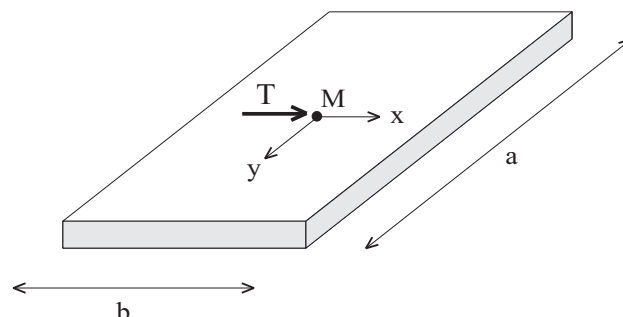


Abbildung 4.1: Starres Fundament auf elastisch-isotropem Halbraum

Tabelle 4.1: Werte für β_x

ν	a/b						
	0,5	1	1,5	2	3	5	10
0,1	1,040	1,000	1,010	1,020	1,050	1,150	1,250
0,2	0,990	0,938	0,942	0,945	0,975	1,050	1,160
0,3	0,926	0,868	0,864	0,870	0,906	0,950	1,040
0,4	0,844	0,792	0,770	0,784	0,806	0,850	0,940
0,5	0,770	0,704	0,692	0,686	0,700	0,732	0,940

Dabei muss man sich die Fundamentdicke unendlich klein vorstellen, d.h. die Kraft T wirkt an der Sohle. Die horizontale Verschiebung infolge T in Richtung der Seite b des Rechteckfundaments ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$u = \frac{(1 - \nu^2)}{E} \frac{T}{\sqrt{ab}\beta_x} \quad (4.1)$$

Darin sind a und b die Kantenlängen des Fundaments und E ist der Elastizitätsmodul. Der Koeffizient β_x ist vom Seitenverhältnis a/b und der Querdehnzahl ν abhängig. Die Werte für β_x sind in Tabelle 4.1 gegeben. Die Schreibweise von Gleichung 4.1 stammt aus Poulos und Davis [96] und kann auch wie folgt geschrieben werden:

$$u = \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot \tau \cdot b \cdot f_x \quad \text{mit} \quad \tau = \frac{T}{ab} \quad \text{und} \quad f_x = \sqrt{\frac{a}{b}} \cdot \frac{1}{\beta_x} \quad (4.2)$$

In dieser Form ist Gleichung 4.2 identisch mit Gleichung 2.3, die zur Ermittlung von Setzungen herangezogen wird.

Zur Herleitung von Gleichung 4.1 verwendete Barkan die schon existierende Lösung für die horizontalen Verschiebungen einer waagrechten Einzellast T auf der Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraums. Dieser Fall wird in der Literatur auch als Cerruti-Problem [24] bezeichnet. Daraus abgeleitet ergeben sich die horizontalen Oberflächenverschiebungen einer horizontalen Einzellast in einem beliebigen Punkt (x,y) durch die folgende Gleichung 4.3:

$$u = \frac{(1 - \nu^2)}{E} \frac{T}{\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2}} + \frac{\nu}{1 - \nu} \frac{x^2}{(x^2 + y^2)^{3/2}} \right] \quad (4.3)$$

Barkan [8] hat vereinfachend angenommen, dass die Schubspannungen unterhalb der Fundamentfläche gleichmäßig verteilt sind und dass die horizontale Verschiebung des Fundaments der durchschnittlichen Verschiebung einer Lastfläche mit konstanter Schubspannung entspricht. Die durchschnittliche Verschiebung ergibt sich aus Integration der Horizontalverschiebungen über die Lastfläche und anschließender Division durch die Fläche. Die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannungen unter einer starren Fundamentfläche ist genau genommen eine Vereinfachung, wie auch aus Milovic u.a. [75] hervorgeht und in Kapitel 4.3.1 noch gezeigt wird.

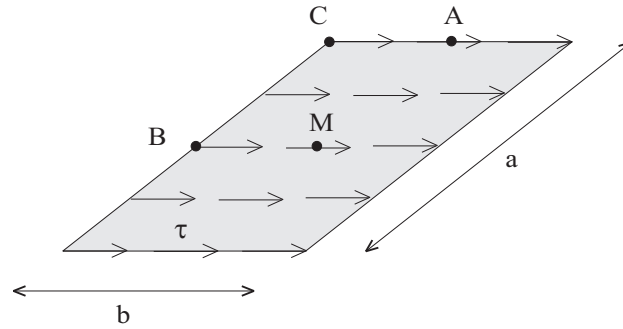


Abbildung 4.2: Horizontal gleichmäßig belastete Lastfläche

4.2.2 Giroud [41] für schlanke Fundamente auf dem Halbraum

Giroud [41] gibt analytische Gleichungen zur Bestimmung der horizontalen Verschiebungen u in den Eckpunkten, den Seitenmittenpunkten und dem Mittelpunkt einer Schubspannungsfläche mit gleichmäßig verteilter Belastung auf dem elastisch-isotropen Halbraum. Ausgangspunkt der Herleitung ist auch in diesem Zusammenhang Gleichung 4.3. Exemplarisch ist hier die horizontale Verschiebung u_M im Mittelpunkt M der Lastfläche gegeben:

$$u_M = \frac{2\tau(1+\nu)}{\pi E} \left[(1-\nu) \cdot b \cdot \ln \frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{a} + a \cdot \ln \frac{b + \sqrt{a^2 + b^2}}{a} \right] \quad (4.4)$$

Wie schon bei Barkan (Kapitel 4.2.1) sind die horizontalen Verschiebungen vom Elastizitätsmodul E , der Querdehnzahl ν und den Kantenlängen der Lastfläche a und b bzw. deren Verhältnis abhängig. Giroud hat Gleichung 4.4 vereinfacht zu:

$$u = \frac{1+\nu}{E} \cdot \tau \cdot b \cdot f_h \quad (4.5)$$

Darin ist f_h ein geometrie- und querdehnzahlabhängiger Einflussfaktor, der aus Tabelle 4.2 entnommen werden kann. Diese Tabelle enthält die Einflussfaktoren zur Bestimmung der horizontalen Verschiebungen in den Seitenmittenpunkten A und B , dem Eckpunkt C bzw. dem Mittelpunkt M . Kennzeichnend dabei ist, dass die horizontale Verschiebung des

Tabelle 4.2: Werte für f_h nach Giroud [41]

a/b	$u_C = 1/2u_M$	u_B	u_A
0,2	0,210 - 0,063 ν	0,254 - 0,063 ν	0,334 - 0,124 ν
0,5	0,383 - 0,153 ν	0,491 - 0,157 ν	0,561 - 0,281 ν
1,0	0,561 - 0,281 ν	0,766 - 0,306 ν	0,766 - 0,460 ν
2,0	0,766 - 0,460 ν	1,122 - 0,561 ν	0,982 - 0,667 ν
5,0	1,052 - 0,736 ν	1,669 - 1,049 ν	1,271 - 0,954 ν
∞	∞	∞	∞

Mittelpunktes doppelt so groß ist wie die Verschiebung eines Eckpunktes.

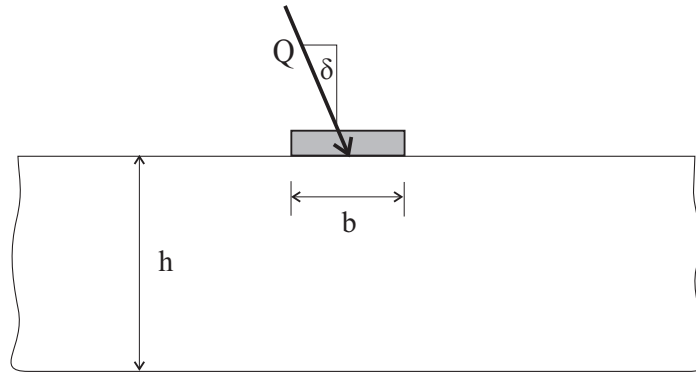


Abbildung 4.3: Streifenfundament auf linear-elastischer Schicht mit begrenzter Schichtmächtigkeit

4.2.3 Milovic u.a. [75] für starre Streifenfundamente auf begrenzter Schicht

Milovic u.a. [75] bedienen sich der Finite-Elemente-Methode zur Ermittlung der Oberflächenverschiebungen von starren Streifenfundamenten infolge geneigter und exzentrischer Belastung auf einer linear-elastischen Schicht von begrenzter Schichtmächtigkeit. Milovic u.a. haben auch die Spannungsverteilung unter einem starren Streifenfundament bei geneigter und exzentrischer Belastung untersucht. Im Weiteren wird nur auf die horizontalen Verschiebungen u von starren Streifenfundamenten infolge mittig geneigter Lasten eingegangen. Folgende Annahmen wurden im Rahmen ihrer Untersuchungen für die FE-Modellierung getroffen:

- Das Streifenfundament ist absolut starr und besitzt eine raue Unterfläche.
- Der Boden verhält sich linear-elastisch und homogen-isotrop gemäß dem Gesetz nach Hooke. Die Materialeigenschaften werden mit den Parametern E und ν beschrieben.
- Der kompressible Boden besitzt eine begrenzte Schichtmächtigkeit der Höhe h . Die Basis der Schicht ist absolut rauh.
- Das Bodeneigengewicht wird nicht berücksichtigt.

Der in der FE-Berechnung verwendete Untergrund besitzt somit die Eigenschaften des linear-elastischen, homogen-isotropen und gewichtslosen Halbraums. Die horizontalen Verschiebungen infolge einer geneigten Last Q mit einem Lastneigungswinkel δ werden mit Hilfe der Gleichung 4.6 berechnet:

$$u = u_0 \frac{Q}{E} \quad \text{mit} \quad u_0 = u_{0T} \cdot \sin \delta \quad \rightarrow \quad u = u_{0T} \frac{T}{E} \quad (4.6)$$

Die dimensionslosen Koeffizienten u_{0T} , die in Tabelle 4.3 gegeben sind, wurden durch Rückrechnung aus den berechneten horizontalen Verschiebungen gewonnen. Genau genommen resultiert die horizontale Verschiebung einzig allein aus dem horizontalen Anteil T der Gesamtlast, die sich aus $T = Q \cdot \sin \delta$ ergibt. Die horizontale Verschiebung eines starren

Streifenfundaments hängt somit vom Verhältnis h/b , von den elastischen Parametern des Bodens E und ν und der Größe der Horizontalkraft T ab.

Tabelle 4.3: Werte für u_{OT} nach Milovic u.a. [75]

h/b	$\nu = 0,005$	$\nu = 0,30$	$\nu = 0,45$
1,0	1,2346	1,4607	1,4908
2,0	1,6164	1,8527	1,8888
3,0	1,9778	2,2334	2,2246

4.2.4 Bewertung der Verfahren

Die Lösungen nach Barkan [8] in Kapitel 4.2.1 und nach Giroud [41] in Kapitel 4.2.2 gelten für den linear-elastischen, homogen-isotropen Halbraum, aber nicht für begrenzte Schichtdicken. Eine Begrenzung der Schichtmächtigkeit wie z.B. bei der Setzungsberechnung durch Einführung der Grenztiefe ist aber unumgänglich, wenn man Verschiebungen nicht überschätzen möchte. Ferner ist Gleichung 4.1 nach Barkan eine Näherungslösung. Außerdem ist Gleichung 4.4 nach Giroud nur für Lastflächen bzw. absolut flexible Fundamente anwendbar.

Milovic u.a. [75] (Kapitel 4.2.3) berücksichtigen die horizontalen Verschiebungen von starren Streifenfundamenten auf sehr begrenzten Schichtdicken; Rechteckfundamente werden von ihnen jedoch nicht behandelt. Abschließend kann festgestellt werden, dass mit den existierenden Lösungen nur begrenzte Möglichkeiten bestehen, horizontale Verschiebungen von Flachgründungen für baupraktische Gegebenheiten zufriedenstellend zu erhalten.

4.3 Horizontalverschiebungen im elastischen Material mit begrenzter Schichtdicke

Wie bereits erwähnt, zeigen die genannten Lösungsansätze zur Ermittlung von Horizontalverschiebungen infolge horizontaler Lasten die Grundideen für die Herleitung einer verallgemeinerten elastischen Lösung auf. Die verallgemeinerte elastische Lösung soll begrenzte Schichtdicken berücksichtigen, für Rechteckfundamente mit unterschiedlichen Seitenverhältnissen a/b anwendbar sein und sowohl schlaife Rechtecklasten als auch starre Rechteckfundamente mit einbeziehen. Zur Herleitung dieser elastischen Lösung wird die Finite-Elemente Methode herangezogen. Die Eigenschaften des linear-elastischen, homogen-isotropen und gewichtslosen Halbraums werden einbezogen. D.h. die FE-Berechnungen werden mit einem gewichtslosen linear-elastischen Material mit dem Elastizitätsmodul E und der Querdehnzahl ν durchgeführt.

Da das Materialverhalten rein linear-elastisch ist, kann das Superpositionsgesetz angewendet werden. In den folgenden Berechnungen werden deshalb nur horizontale Lasten behandelt. Die Gesamtverschiebung in Fundamentmitte infolge einer mittig geneigten Last ergibt sich dann aus der Superposition mit der Setzung.

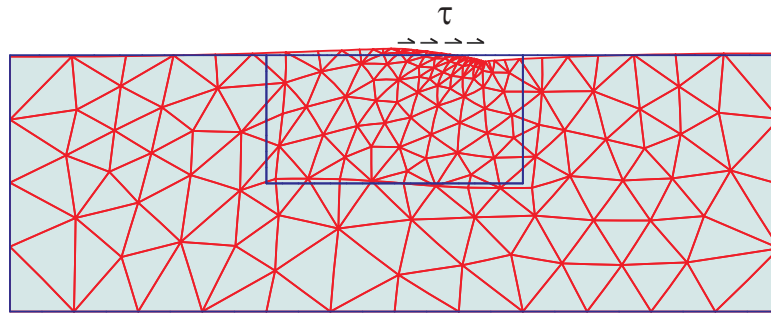


Abbildung 4.4: Verformtes FE-Netz

4.3.1 Spannungsausbreitung infolge horizontaler Belastung

Als Einstieg in die Thematik der Horizontalverschiebungen wird die Spannungsausbreitung infolge horizontaler Belastung im linear-elastischen und gewichtslosen Material für den zweidimensionalen Fall betrachtet. Es wird eine 3 m dicke Schicht betrachtet, die an der Oberfläche durch eine Lastfläche mit einer Breite $b = 1 \text{ m}$ belastet wird. Die Horizontalkraft T wird über eine gleichmäßig verteilte Flächenlast aus Schubspannungen τ in die Schicht eingetragen.

Wie aus Abbildung 4.4 hervorgeht, rufen die Schubspannungen sowohl Horizontalverschiebungen als auch eine Rotation um den Mittelpunkt der Lastfläche hervor d.h. an der lastzugewandten Seite treten Setzungen auf und an der lastabgewandten Seite Hebungen. Im Mittelpunkt der Lastfläche treten keine Setzungen auf. Die Rotation um die Mittelachse einer Lastfläche wurde z.B. von Giroud [42] analytisch für den linear-elastischen Halbraum behandelt. Da die Oberfläche der Lastfläche nicht eben bleibt, gibt Giroud einen mittleren Rotationswinkel φ_{mittel} an:

$$\varphi_{\text{mittel}} \approx \tan \varphi_{\text{mittel}} = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} \cdot \tau \cdot s_{\phi} \quad (4.7)$$

Der Koeffizient s_{ϕ} ist abhängig vom Seitenverhältnis der Lastfläche a/b und kann aus Tabelle 4.4 entnommen werden. Die Belastung erfolgt in b -Richtung der Lastfläche. Die daraus ermittelte Rotation entspricht nach Giroud [42] annähernd der Rotation eines starren Fundamentkörpers mit gleichen Abmessungen. Abbildung 4.5 stellt die Ausbreitung

Tabelle 4.4: Werte für s_{ϕ}

a/b	0,2	0,35	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0	∞
s_{ϕ}	0,159	0,247	0,318	0,477	0,635	0,714	0,796	1,0

der Schubspannungen dar. Besonders kennzeichnend für die Ausbreitung der Schubspannungen sind die flügelartigen Isobaren. Dies ist ein deutlicher Unterschied zu den Isobaren der vertikalen Spannungen infolge einer Vertikalbelastung. Auch zeigt sich ein sehr rascher

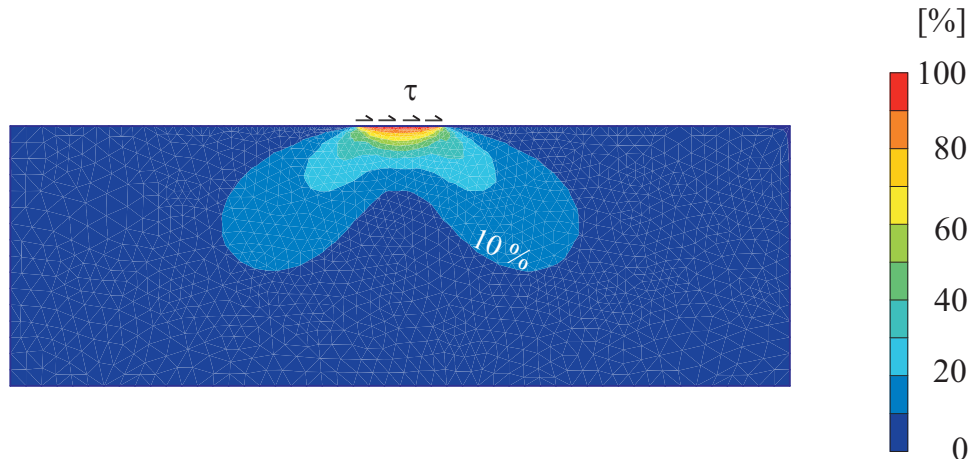


Abbildung 4.5: Isobaren der Schubspannung infolge einer unendlich ausgedehnten schlaffen Lastfläche

Abbau der Schubspannungen mit der Tiefe. So beträgt die Schubspannung in einer Tiefe von ca. $1,5 b$ nur mehr 10% der an der Oberfläche eingetragenen Schubspannung. Bei senkrechter Belastung liegen in dieser Tiefe noch ca. 65% der Oberflächenspannung vor. Eine Vertikalspannung von 10% der Oberflächenspannung ist immerhin noch in einer Tiefe von ca. $8 b$ gegeben.

In Abbildung 4.6 wird der Unterschied zwischen einer Lastfläche mit gleichmäßig verteilter Schubspannung τ und einem starren Fundament mit horizontaler Belastung hervorgehoben. Die Last greift in UK Fundament des starren Fundaments an. Die Schubspannung verteilt sich in der Sohlfläche ähnlich wie die Bodenpressung unter einer starren Fundamentplatte infolge vertikaler Belastung. Theoretisch müssten beim starren Fundament die Schubspannungen am Rande unendlich groß sein. In Abbildung 4.6 rechts sind jedoch die Ergebnisse der FE-Berechnung dargestellt.

Bei der Lastfläche entspricht die Schubspannungsverteilung praktisch der eingetragenen Schubspannung zumindest bei einem feinen Netz. Die horizontalen Verschiebungen in der Lastfläche sind symmetrisch bezüglich der Mittelachse des Fundaments, aber sonst in allen Punkten unterschiedlich. Dies geht auch aus den analytischen Lösungen von Giroud [41] hervor. Ferner bleibt die Lastfläche nicht eben, wie auch in Abbildung 4.4 ersichtlich wird. Beim starren Fundament hingegen bleibt die Sohlfläche infolge Rotation eben und die horizontale Verschiebung ist in jedem Punkt dieselbe.

Die eingetragenen Schubspannungen rufen auch Hauptspannungen hervor, die in Abbildung 4.7 dargestellt sind. Auf der lastabgewandten Seite werden Zugspannungen in den Boden eingeleitet, auf der lastzugewandten Seite werden Druckspannungen eingeleitet. Dies erklärt auch die Rotation der Lastfläche um die Mittelachse, welche gleichzeitig auch Symmetrieachse der betragsmäßig gleich großen Hauptspannungen ist.

Bei der Lastausbreitung kann eine Analogie zum Dreigelenkrahmen hergestellt werden, wie aus Abbildung 4.7 rechts hervorgeht. Die beiden unteren Gelenke sind unverschieblich, so wie auch der untere Rand des FE-Netzes unverschieblich ist. Das obere Gelenk ist frei

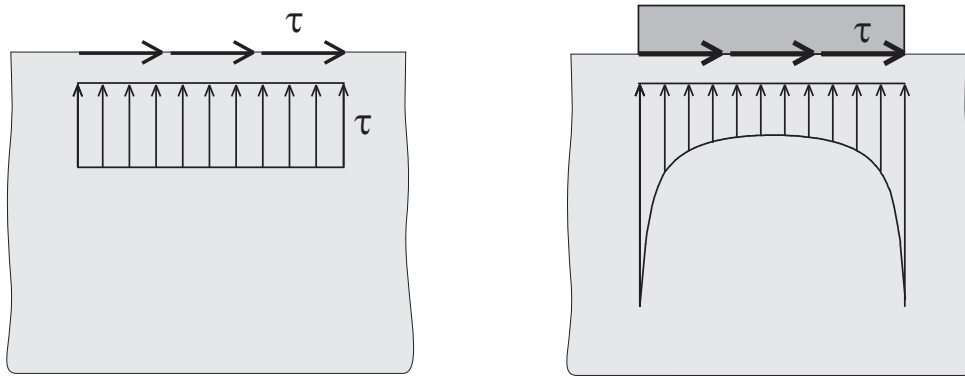


Abbildung 4.6: Verteilung der Schubspannungen in der Sohle einer Lastfläche (links) und in der Sohle eines starren Fundaments (rechts)

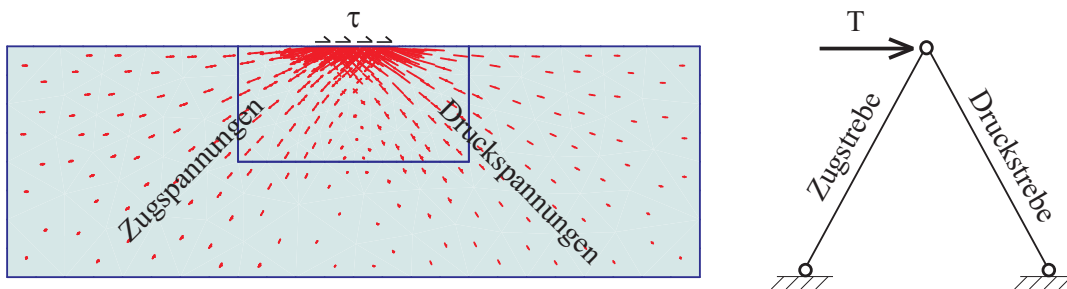


Abbildung 4.7: Darstellung der Hauptspannungen (links) und Analogie zum Dreigelenkrahmen (rechts)

beweglich. Infolge einer Horizontalkraft T ergibt sich eine Zug- und eine Druckstrebe. Da $\sum V = 0$ erfüllt sein muss, sind diese Kräfte betragsmäßig gleich groß.

Abschließend bleibt zu erwähnen, dass aus geotechnischen Gesichtspunkten Zugspannungen nicht auftreten können, da dies der Boden nicht zulässt bzw. da Zugspannungen in der Bemessung in der Regel nicht zugelassen werden dürfen. Ferner treten in praktischen Anwendungsfällen horizontale Lasten nur in Verbindung mit Vertikalkräften auf, die wiederum die Zugspannungen überdrücken.

4.3.2 Verschiebungen infolge horizontaler Belastung

Da die analytischen Lösungen für den linear-elastischen, homogen-isotropen und gewichtslosen Halbraum für schlaffe Rechtecklasten bereits durch Giroud [41] (siehe Kapitel 4.2.2) gegeben sind, interessieren in dieser Studie die horizontalen Verschiebungen von Lastflächen auf linear-elastischem Material von begrenzter Schichtmächtigkeit.

Zu diesem Zwecke wurden FE-Berechnungen durchgeführt mit Variation der Schichtmächtigkeit h bzw. der relativen Schichtdicke h/b . Die Belastung war horizontal und über die Lastfläche gleichförmig verteilt, so dass keine Exzentrizität vorhanden ist. Für die folgenden Berechnungen wurde als Belastung $\tau = 100 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Das Material ist gewichtslos und verhält sich linear-elastisch mit $E = 10.000 \text{ kN/m}^2$. Alle Berechnungen wurden mit einer Querdehnzahl $\nu = 0$, $\nu = 0,3$ und $\nu = 0,5$ durchgeführt. Es werden zwei Grenzfälle behandelt, nämlich die schlaffe Rechtecklast und das absolut starre Fundament. Die Breite b der Lastfläche bzw. des Fundaments beträgt 1 m und die Fundamentlänge a wird variiert.

Die Biegesteifigkeit des absolut starren (und gewichtslosen) Fundaments entspricht den Eigenschaften eines Fundamentkörpers mit $t = 1 \text{ m}$ und dem Elastizitätsmodul $E_F = 30.000 \text{ MN/m}^2$, der in der Größenordnung des E-Moduls von Beton liegt. Zur Überprüfung, ob die Annahme eines absolut starren Verhaltens der Fundamentplatte gerechtfertigt ist, wird das Steifigkeitsverhältnis K nach Fraser und Wardle [40] herangezogen, das durch folgende Gleichung ermittelt wird:

$$K = \frac{4 E_F (1 - \nu_F^2) t^3}{3 E (1 - \nu^2) b^3} \quad (4.8)$$

Das Steifigkeitsverhältnis berücksichtigt die Bauwerk-Boden Interaktion und hat unter anderem Einfluss auf die Setzungsunterschiede zwischen der Mitte und den Kanten eines Fundaments. E_F und ν_F bezeichnen die elastischen Parameter des Fundaments, t ist die Dicke des Fundaments. E und ν sind die elastischen Parameter des Bodens. Absolut starre Verhältnisse liegen nach Fraser und Wardle [40] für $K > 10$ vor. Bei einer Fundamentbreite $b = 1 \text{ m}$ würde schon eine Fundamentdicke von ca. 35 cm genügen, um diese Bedingung zu erfüllen.

FE Modellierung: Die numerischen Berechnungen für die Rechteckfundamente werden mit Hilfe des FE-Programms PLAXIS-3D Tunnel durchgeführt. Zur Diskretisierung des Baugrunds stehen 15-knotige prismatische Elemente mit 6-Gauss'schen Integrationspunkten zur Verfügung (Abbildung 4.8 rechts). Diese dreidimensionalen Elemente basieren auf

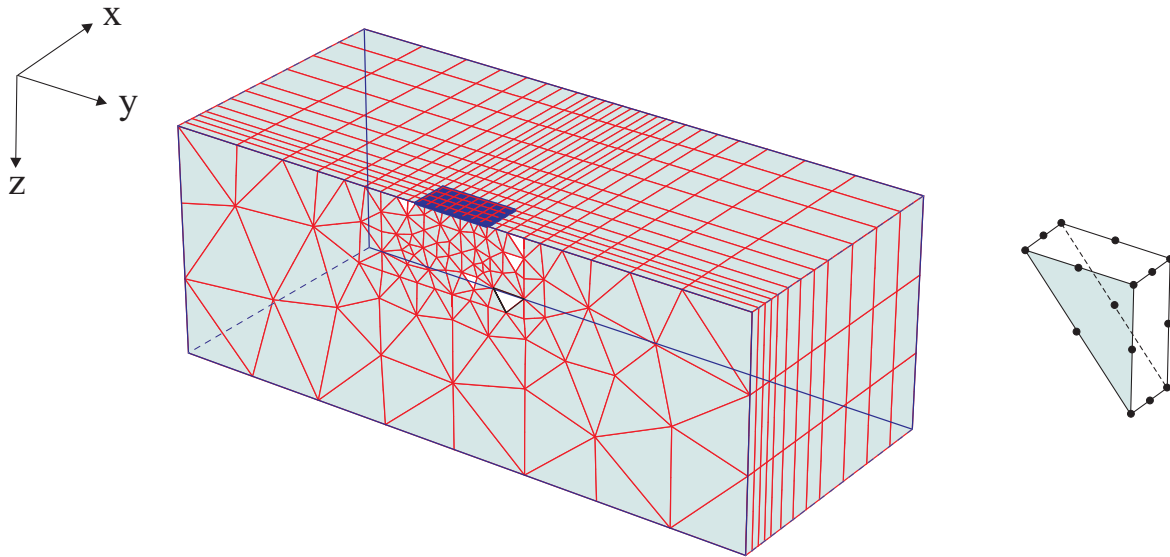


Abbildung 4.8: Typisches FE-Netz mit y-z-Ebene als Symmetrieebene (links), 15-knotiges Element (rechts)

zweidimensionalen 6-knotigen Dreieckselementen, die in x-Richtung erweitert sind. Eine ausführliche Beschreibung des verwendeten Programms geben Brinkgreve und Vermeer [19]. Ein typisches FE-Netz ist in Abbildung 4.8 gegeben. Die Symmetrie wird bei der Erstellung des FE-Netzes ausgenutzt, sodass für die Berechnungen jeweils nur die halbe Lastfläche bzw. das halbe Fundament verwendet wird. Der Einfluss der Abmessungen und der Diskretisierung auf die Genauigkeit der Ergebnisse wird im Folgenden gesondert diskutiert.

Die numerischen Berechnungen für die Streifenfundamente werden mit dem FE-Programm PLAXIS-2D durchgeführt. Zur Diskretisierung des Baugrunds stehen 6-knotige Dreieckselemente mit 3-Gausschen Integrationspunkten zur Verfügung. Eine ausführliche Beschreibung des verwendeten Programms ist durch Brinkgreve [18] gegeben. Folgende Annahmen zu den Randbedingungen der verwendeten FE-Netze werden getroffen:

- Der untere Rand ist unverschieblich.
- Die vertikalen Rändern sind vertikal frei verschieblich.
- Der obere Rand ist frei verschieblich.

Abmessungen des FE-Netzes: Zur Untersuchung der Abmessungen A und B des FE-Netzes wird die Schichtdicke h vorgegeben und A und B so lange variiert bis ein Einfluss der Ränder auf die Ergebnisse ausgeschlossen werden kann (siehe Abbildung 4.9). Abbildung 4.10 zeigt den Einfluss der Netzbreite B auf die horizontalen Verschiebungen bei konstantem A für eine Schichtmächtigkeit von $h = 3$ m bzw. eine relative Schichtdicke von $h/b = 3$. Aus der Abbildung 4.10 geht hervor, dass ab einer Netzbreite $B = 18$ m die horizontale

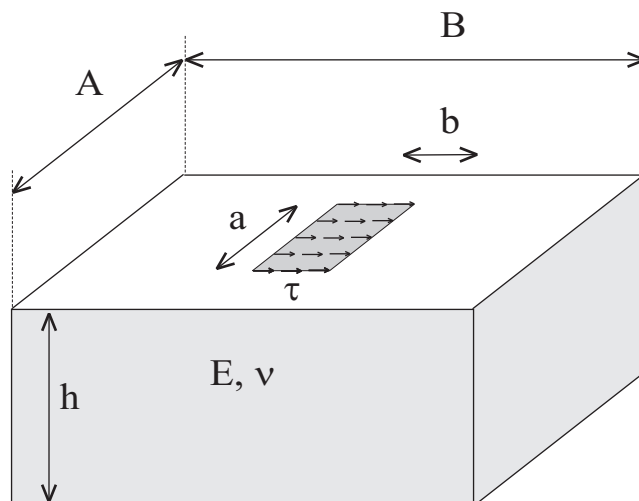


Abbildung 4.9: Abmessungen des FE-Netzes und Definition der Lastrichtung

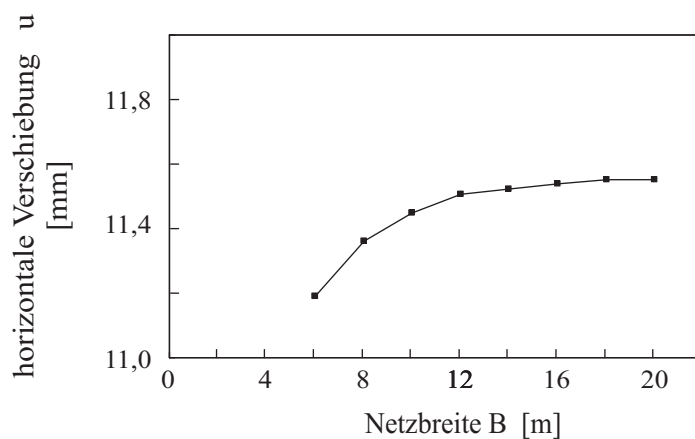


Abbildung 4.10: Einfluss der Netzbreite B auf die Ergebnisse

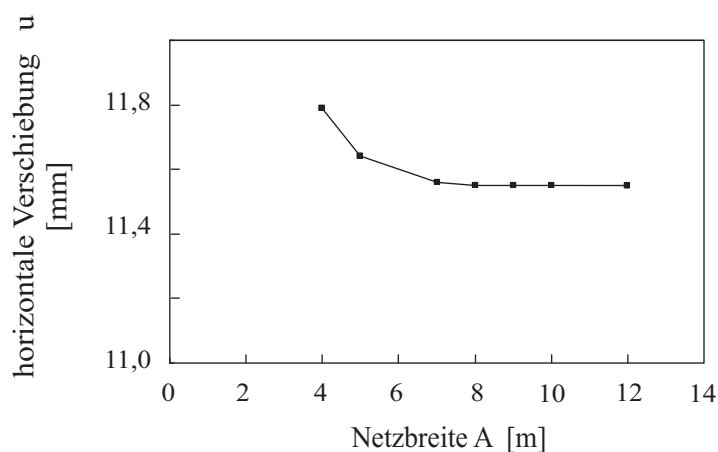


Abbildung 4.11: Einfluss der Netzbreite A auf die Ergebnisse

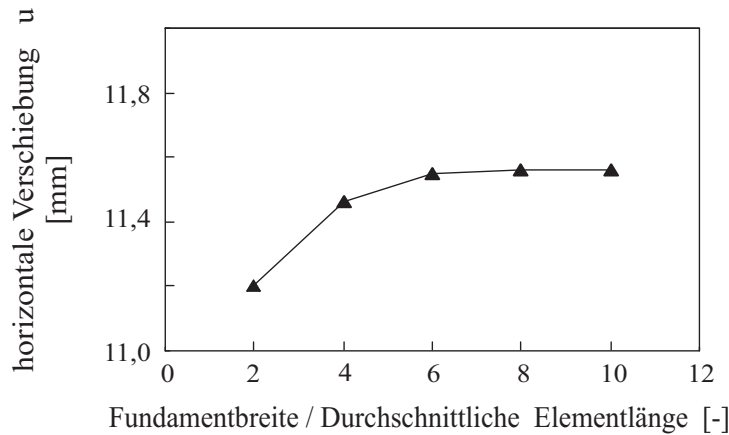


Abbildung 4.12: Einfluss der Netzfeinheit in y-Richtung bei der schlaffen Lastfläche

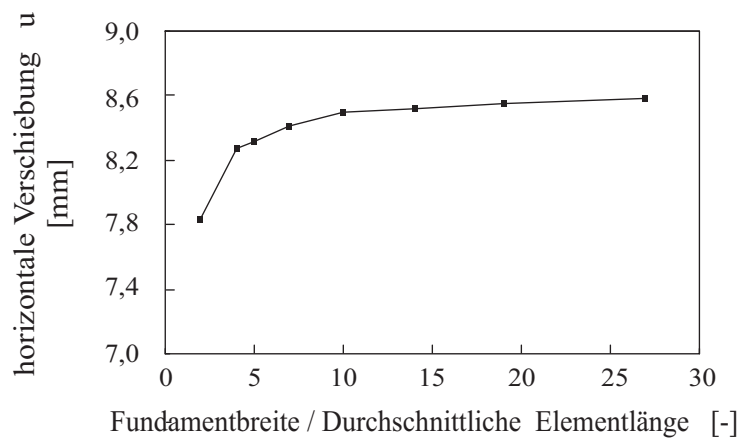


Abbildung 4.13: Einfluss der Netzfeinheit in y-Richtung beim starren Fundament

Verschiebung konstant bleibt. Folglich ist eine Abhängigkeit auf das Ergebnis mit dieser Breite nicht mehr gegeben.

Abbildung 4.11 zeigt den Einfluss der Netzbreite A auf die horizontalen Verschiebungen bei Konstanthalten von B . In diesem Fall ist Einfluss des seitlichen Randes auf die Ergebnisse ab einer Netzbreite $A = 8$ m nicht mehr gegeben.

Diskretisierung des FE-Netzes: Ebenso bedarf die Generierung des FE-Netzes besonderer Aufmerksamkeit. Grundsätzlich soll das Netz dort feiner sein, wo die größten Spannungsgradienten zu erwarten sind. Um auch hier den Einfluss der Diskretisierung auf das Ergebnis auszuschließen, wird das Netz sukzessive verfeinert und gleichzeitig werden die horizontalen Verschiebungen ermittelt. Die Abbildungen 4.12 und 4.13 zeigen den Einfluss der Netzfeinheit auf die horizontalen Verschiebungen. Der Grad der Diskretisierung wird hier dimensionslos als „Fundamentbreite / Durchschnittliche Elementlänge“ in y-Richtung dargestellt. Wie aus den Abbildungen 4.12 und 4.13 hervorgeht, wird bei absolut starren Fundamenten ein wesentlich feineres Netz benötigt. Dies liegt vor allem an der Schub-

spannungsverteilung unter der starren Fundamentplatte. Eine feine Diskretisierung ist hier besonders wichtig, um den Schubspannungsverlauf möglichst genau abbilden zu können.

Die Auswirkung der Netzfeinheit wurde ebenso in der x-Richtung untersucht. Die Ergebnisse sind in der Arbeit von Nanfah [83] beschrieben.

Horizontale Verschiebungen für die schlaaffe Lastfläche: Die Berechnungen wurden nun unter Berücksichtigung des Einflusses der Netzabmessungen und der Diskretisierung auf die Ergebnisse durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnungen für eine schlaaffe Lastfläche und für eine Querdehnzahl $\nu = 0,3$ sind beispielhaft in Abbildung 4.14 gegeben. Die Belastung erfolgt immer in b-Richtung (siehe Abbildung 4.9). Abbildung 4.15 zeigt zudem die Ergebnisse des Streifenfundaments bis $h/b \leq 20$ und die analytischen Lösungen nach Giroud für $h/b = \infty$. Aus der Abbildung 4.15 geht klar hervor, dass die Werte nach Giroud die Asymptote der berechneten Kurven darstellen. Dadurch wird die Qualität der durchgeführten Berechnungen bestätigt, die durch die Untersuchung des Einflusses der seitlichen Ränder und der Netzfeinheit auf die Ergebnisse erzielt wurde.

Einen großen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen hat das Seitenverhältnis a/b . Bei einer Schichtdicke $h/b = 5$ liegt ein Faktor von 1,28 zwischen dem quadratischen Fundament und dem doppelt so großen - und damit auch doppelt so hoch belasteten - Fundament mit $a/b = 2$. Beim 5-fach so großen Fundament mit $a/b = 5$ liegt ein Faktor von 1,60 dazwischen. Der Einfluss steht also in keinem Verhältnis zur eingetragenen Gesamtlast.

Aus Abbildung 4.14 wird ersichtlich, dass sich für das Rechteckfundament mit $a/b = 5$ bis zu einer relativen Schichtdicke von $h/b = 2$ praktisch gleiche Ergebnisse wie für das Streifenfundament ergeben. Danach weichen die horizontalen Verschiebungen zunehmend voneinander ab, da sich das Rechteckfundament dem analytischen Wert für den Halbraum asymptotisch annähert, während beim Streifenfundament die horizontalen Verschiebungen für den Halbraum $u = \infty$ betragen.

Aus Abbildung 4.14 wird ebenfalls ersichtlich, dass die Auswirkung der relativen Schichtdicke mit zunehmendem a/b Verhältnis größer wird. Beim Fundament mit $a/b = 1$ liegt ein Faktor von 1,48 zwischen den Ergebnissen mit $h/b = 0,5$ und jenen mit $h/b = 5$. Beim Fundament mit $a/b = 5$ liegt ein Faktor von 2,19 dazwischen, hingegen beim Fundament mit $a/b = 0,2$ sind nur geringe Unterschiede in der Größenordnung von 19% festzustellen.

Außerdem geht aus Abbildung 4.14 hervor, dass es unter dem Gesichtspunkt der Gebrauchstauglichkeit immer ratsam ist, Fundamente in Richtung der langen Fundamentseite zu belasten. Folgendes Beispiel verdeutlicht dies anhand eines Rechteckfundaments mit den Abmessungen 2×1 m auf einer 1 m mächtigen Schicht: Ist die Belastung in Richtung der kurzen Seite, dann folgt aus $a/b = 2$ und $h/b = 1$ eine horizontale Verschiebung $u = 11,7$ mm. Erfolgt die Belastung in Richtung der langen Seite, dann folgt aus $a/b = 0,5$ und $h/b = 0,5$ eine Verschiebung $u = 6,5$ mm. Die Auswirkung der Lastrichtung bei einem gleich großen Fundament kann also erheblich sein.

Beim Vergleich mit der direkten Setzungsmethode (Kapitel 2.2.1) zeigt sich, dass die Abhängigkeit der horizontalen Verschiebungen von der relativen Schichtdicke h/b kleiner ist als die Abhängigkeit der Setzungen von h/b . So liegt z.B. bei einem Seitenverhältnis $a/b = 1$ ein Faktor von 1,4 zwischen der horizontalen Verschiebung mit $h/b = 0,5$ und

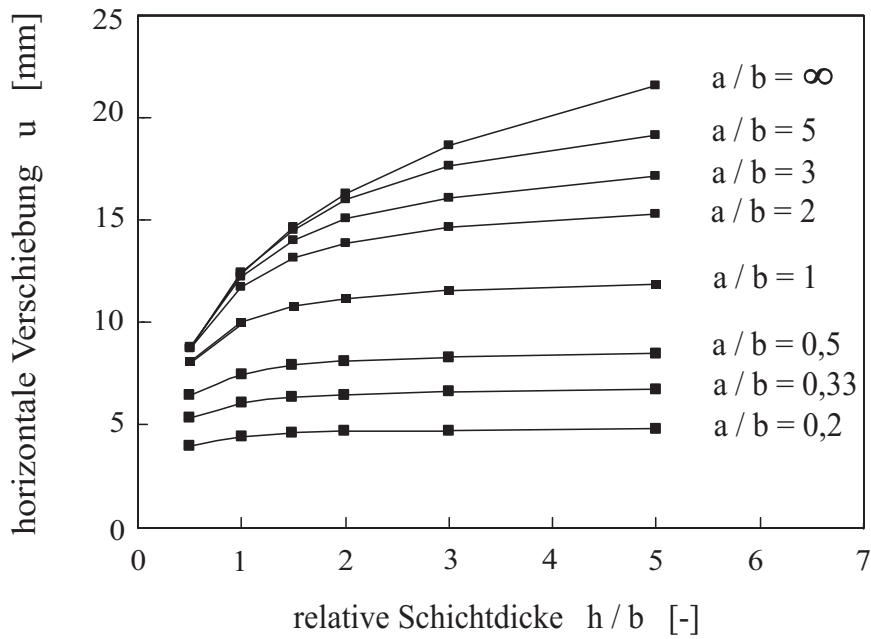


Abbildung 4.14: Horizontale Verschiebungen einer schlaffen Lastfläche in Abhängigkeit von der relativen Schichtdicke h/b und dem Seitenverhältnis a/b für $\tau = 100 \text{ kN/m}^2$, $E = 10.000 \text{ kN/m}^2$ und $\nu = 0,3$

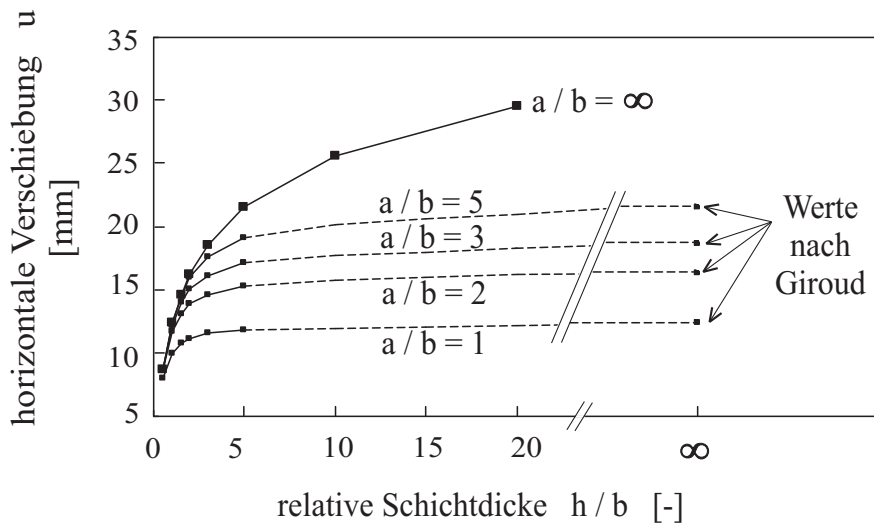


Abbildung 4.15: Horizontale Verschiebungen einer schlaffen Lastfläche infolge FE und Vergleich mit den Werten nach Giroud [41] für $h/b = \infty$ für $\tau = 100 \text{ kN/m}^2$, $E = 10.000 \text{ kN/m}^2$ und $\nu = 0,3$

$h/b = 2,0$. Bei den Setzungen hingegen liegt ein Faktor von 2,1 dazwischen. Der Grund hierfür liegt in der Spannungsausbreitung. Die Schubspannungen infolge Horizontalbelastung klingen deutlich schneller ab als die Vertikalspannungen infolge Vertikalbelastung (siehe auch Kapitel 4.3.1). Dadurch ist die Tiefenwirkung einer Vertikalbelastung und der damit einhergehenden Verformungen im Boden ausgeprägter als bei einer Schubbelastung.

4.4 Herleitung der Einflussfaktoren f_h

Aus den horizontalen Verschiebungen, die mit Hilfe der Finite-Elemente Methode berechnet wurden, kann nun mit Hilfe von Gleichung 4.9 der Einflussfaktor f_h rückgerechnet werden. Gleichung 4.9 ergibt sich durch Umformung der Gleichung 4.5:

$$f_h = \frac{u \cdot E}{(1 + \nu) \cdot b \cdot \tau} \quad (4.9)$$

Die rückgerechneten Werte f_h sind in den Tabellen 4.5 und 4.6 für unterschiedliche Seitenverhältnisse a/b , unterschiedliche Schichtmächtigkeiten h/b und unterschiedliche Querdehnzahlen ν sowohl für ein völlig flexibles als auch absolut starres Rechteck- bzw. Streifenfundament gegeben. Eine detaillierte Beschreibung der Herleitung der Einflussfaktoren für Rechteckfundamente mit $a/b = 1$ bis 5 erfolgt ausführlich in der Arbeit von Nanfah [83].

Aus dem Vergleich der beiden Tabellen wird ersichtlich, dass die Einflussfaktoren für das starre Fundament bei einem Seitenverhältnis $a/b = 1$ ca. 70% , bei $a/b = 5$ beinahe 80% und bei $a/b = \infty$ ca. 90% der Werte der schlaffen Last betragen. Aus der Setzungsberechnung nach DIN 4019-1 [33] kann die Setzung eines starren Rechteckkörpers näherungsweise als der 0,75 fache Wert der Setzung des Mittelpunktes einer Lastfläche berechnet werden. Damit liegt der Umrechnungsfaktor für starre Verschiebungen aus schlaffen Verschiebungen in derselben Größenordnung.

Die Ergebnisse der elastischen Lösung nach Gleichung 4.10¹ und den Tabellenwerten für das starre Fundament in Tabelle 4.6 kann nun mit den Ergebnissen nach Milovic u.a. [75] und den zugehörigen Werten aus der Tabelle 4.3 verglichen werden. Es zeigt sich, dass die horizontalen Verschiebungen nach Milovic u.a. [75] um ca. 30% größer sind als die Werte mit der elastischen Lösung nach Gleichung 4.10.

Milovic u.a. [75] berücksichtigt auch die Setzungen von starren Fundamenten. Beim Vergleich der Setzungen nach Milovic u.a. [75] mit jenen, die mit der exakten analytischen Lösung nach Giroud [42] für starre Streifenfundamente² auf begrenzter Schichtdicke ermittelt wurden, ergibt sich, dass die Setzungen nach Milovic u.a. [75] um ca. 21% größer sind als jene nach Giroud³ [42]. Dieser große Unterschied zwischen der exakten Lösung und den

¹Gleichung 4.10 entspricht Gleichung 4.5 und wird hier der Übersicht wegen noch einmal gezeigt.

²Die Lösungen nach Giroud [42] gelten genau genommen für starre Fundamente mit glatter Sohlfläche; die Unterschiede zwischen rauher Sohlfläche, die bei den FE-Berechnungen unterstellt wird, und glatter Sohle sind laut Giroud [42] vernachlässigbar.

³Die Lösungen nach Giroud [42] gelten für $\nu = 1/3$. Für den Vergleich wurden deshalb die Ergebnisse nach Milovic u.a. [75] zwischen $\nu = 0,3$ und $\nu = 0,45$ linear interpoliert.

Ergebnissen nach Milovic u.a. [75] bei den Setzungen ist nicht nachvollziehbar. Es ist aber davon auszugehen, dass auch bei den horizontalen Verschiebungen nach Milovic u.a. [75] Abweichungen zur „exakten“ Lösung vorliegen.

Abschließend wird noch hervorgehoben, dass die Ergebnisse von Setzungsberechnungen mit schlaffen Fundamenten mit dem im Rahmen dieser Dissertation verwendeten FE-Programm PLAXIS-2D im Einklang mit den exakten analytischen Lösungen, z.B. nach Giroud [42], sind, wie auch aus der Arbeit von Nanfah [83] hervorgeht.

Mit Gleichung 4.10 steht nun dem Anwender ein einfaches Hilfsmittel zur Verfügung, das ihm wegen der Vergleichbarkeit mit der direkten Setzungsmethode (siehe Kapitel 2.2.1) schon „bekannt“ ist.

$$u = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \tau \cdot b \cdot f_h \quad (4.10)$$

Die Schwierigkeit bei der Anwendung liegt in der Wahl des repräsentativen E-Moduls und der relevanten Schichtmächtigkeit h der Bodenschicht. Wie Gleichung 4.5 angewendet werden kann, wird in Kapitel 5 beschrieben. Ebenso wird dort auf die Anwendungsgrenzen der elastischen Lösung eingegangen.

Tabelle 4.5: f_h Werte für die Berechnung von u_M einer schlaffen Lastfläche

schlaff	a/b = 0,2			a/b = 0,33			a/b = 0,5			a/b = 1		
	v			v			v			v		
	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5
h/b = 0,5	0,33	0,31	0,30	0,45	0,41	0,39	0,55	0,50	0,46	0,70	0,62	0,56
h/b = 1,0	0,37	0,34	0,32	0,52	0,47	0,44	0,65	0,58	0,53	0,89	0,77	0,68
h/b = 1,5	0,39	0,36	0,33	0,54	0,49	0,45	0,69	0,61	0,56	0,97	0,83	0,73
h/b = 2,0	0,40	0,36	0,34	0,55	0,50	0,46	0,71	0,63	0,57	1,00	0,86	0,76
h/b = 3,0	0,40	0,37	0,34	0,57	0,51	0,47	0,73	0,64	0,57	1,04	0,89	0,79
h/b = 5,0	0,41	0,37	0,35	0,58	0,52	0,48	0,74	0,65	0,59	1,07	0,92	0,80

schlaff	a/b = 2			a/b = 3			a/b = 5			a/b = ∞		
	v			v			v			v		
	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5
h/b = 0,5	0,78	0,67	0,59	0,79	0,67	0,58	0,79	0,67	0,58	0,79	0,67	0,57
h/b = 1,0	1,08	0,90	0,77	1,15	0,94	0,79	1,18	0,96	0,78	1,19	0,95	0,77
h/b = 1,5	1,22	1,01	0,86	1,33	1,08	0,90	1,41	1,12	0,91	1,44	1,13	0,89
h/b = 2,0	1,30	1,07	0,91	1,43	1,16	0,97	1,55	1,23	1,00	1,62	1,25	0,98
h/b = 3,0	1,37	1,13	0,96	1,55	1,25	1,04	1,72	1,36	1,11	1,87	1,43	1,11
h/b = 5,0	1,44	1,18	1,00	1,64	1,32	1,10	1,87	1,47	1,20	2,19	1,66	1,27

Tabelle 4.6: f_h Werte für die Berechnung von u eines starren Fundamentes

starr	a/b = 0,2			a/b = 0,33			a/b = 0,5			a/b = 1		
	v			v			v			v		
	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5
h/b = 0,5	0,25	0,23	0,21	0,32	0,30	0,27	0,39	0,35	0,32	0,48	0,43	0,39
h/b = 1,0	0,28	0,26	0,23	0,38	0,35	0,31	0,47	0,42	0,37	0,63	0,54	0,48
h/b = 1,5	0,30	0,27	0,25	0,41	0,36	0,33	0,51	0,45	0,40	0,70	0,59	0,52
h/b = 2,0	0,30	0,27	0,25	0,42	0,37	0,33	0,52	0,46	0,40	0,73	0,62	0,54
h/b = 3,0	0,31	0,28	0,25	0,43	0,38	0,34	0,54	0,47	0,41	0,77	0,65	0,56
h/b = 5,0	0,32	0,28	0,25	0,44	0,39	0,34	0,55	0,48	0,42	0,80	0,68	0,58

starr	a/b = 2			a/b = 3			a/b = 5			a/b = ∞		
	v			v			v			v		
	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5	0,0	0,3	0,5
h/b = 0,5	0,55	0,49	0,43	0,58	0,52	0,45	0,61	0,54	0,46	0,66	0,57	0,50
h/b = 1,0	0,77	0,65	0,56	0,83	0,70	0,59	0,89	0,74	0,62	1,01	0,83	0,68
h/b = 1,5	0,88	0,74	0,63	0,97	0,80	0,68	1,06	0,87	0,72	1,24	0,99	0,80
h/b = 2,0	0,95	0,79	0,66	1,06	0,87	0,72	1,18	0,95	0,78	1,41	1,11	0,88
h/b = 3,0	1,02	0,84	0,71	1,16	0,95	0,78	1,31	1,06	0,86	1,66	1,29	1,01
h/b = 5,0	1,07	0,89	0,76	1,24	1,01	0,85	1,44	1,16	0,96	1,99	1,52	1,17

Kapitel 5

Anwendung der elastischen Methode zur Ermittlung von Horizontalverschiebungen

5.1 Einleitung

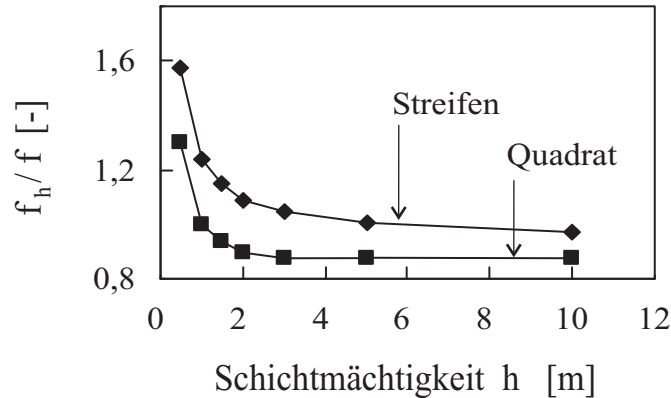
Die elastischen Lösungen stellen nach Poulos [95] ein schnelles und komfortables Mittel zur Abschätzung der Fundamentsetzungen ohne Computer-Einsatz zur Verfügung. Zudem ist die Anwendung der Elastizitätstheorie zur Ermittlung von Fundamentsetzungen für den üblichen Ingenieurbau gerechtfertigt, wie auch aus Kapitel 2 hervorgeht. Mit Hilfe der elastischen Lösung, die in Kapitel 4 hergeleitet wurde, ist es möglich, horizontale Fundamentverschiebungen infolge von Horizontallasten für linear-elastische Bodenschichten unterschiedlicher Mächtigkeit und in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie zu ermitteln.

Es ist allgemein bekannt, dass sich Böden nicht linear-elastisch verhalten, deshalb ist die entscheidende Bedingung für eine erfolgreiche Anwendung der elastischen Lösung die Wahl der richtigen Werte für die Parameter E und ν . Um dies zu überprüfen, werden in Anlehnung an Kapitel 2 numerische Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung (i.D.) für ein Streifenfundament im Sand durchgeführt. Auch für diesen Vergleich werden die Daten des lockeren und dichten Hostun-Sandes verwendet. Die Parameter sind in den Tabellen 2.3 und 2.4 aufgeführt.

Im Unterschied zur Setzungsberechnung sind die horizontalen Verschiebungen infolge geneigter Lasten abhängig vom Lastpfad (siehe Kapitel 3.5). Es ist also von Bedeutung, ob die horizontale Last im Anschluss an eine vertikale Belastung aufgebracht wird oder ob die horizontale Last schon zu Beginn der Belastung vorhanden ist. In Kapitel 5.3 werden die elastischen Lösungen mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen für eine zentrisch geneigte Belastung mit konstantem Lastneigungswinkel δ (I-C Lastpfad) verglichen. In Kapitel 5.4 erfolgt der Vergleich für eine horizontale Belastung, die im Anschluss an die vertikale Belastung aufgebracht wird (V-H Lastpfad). Zunächst wird aber in Kapitel 5.2 die Frage geklärt, inwieweit der E-Modul aus der Setzungsberechnung auch für die Ermittlung der horizontalen Verschiebungen herangezogen werden kann.

5.2 Anwendung bei linear-elastischem Verhalten

Wird dem Boden linear-elastisches Verhalten unterstellt, dann sind die Fundamentverschiebungen unabhängig vom Lastpfad. Die Gesamtverschiebung des Fundamentmittelpunktes


 Abbildung 5.1: Verhältnis f_h/f in Abhängigkeit von der Schichtdicke h

ergibt sich aus der Superposition der Setzung s infolge der mittig angreifenden Vertikalkraft V und der horizontalen Verschiebung u infolge der mittig angreifenden Horizontalkraft H . Aus den Gleichungen 2.3 und 4.10 ergibt sich folgendes Verhältnis der Verschiebungen u/s :

$$\frac{u}{s} = \frac{1}{1 - \nu} \cdot \frac{\tau}{\Delta q} \cdot \frac{f_h}{f} \quad (5.1)$$

Der Einflussfaktor f ergibt sich aus den Tabellen von Giroud [42] und der Einflussfaktor f_h wird aus den Tabellen 4.5 und 4.6 entnommen. Die Einflussfaktoren f_h sind abhängig von der Fundamentgeometrie und von der relevanten Schichtmächtigkeit h . Die Schichtmächtigkeit kann durch eine natürliche Grenztiefe z.B. eine sehr viel steifere Bodenschicht oder durch eine künstliche Grenztiefe vorgegeben sein. In dieser Studie wird die relevante Schichtmächtigkeit nach DIN 4019-1 [33] gewählt. D.h. die Grenztiefe ergibt sich aus der einwirkenden Vertikalkraft und liegt in der Tiefe, für die folgende Bedingung erfüllt ist: $\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \sigma'_{z0}$.

Aus Gleichung 5.1 geht hervor, dass das Verhältnis der Verschiebungen u/s linear mit dem Quotienten der einwirkenden Kräfte T/V bzw. der Spannungen $\tau/\Delta q$ zusammenhängt. Wie sich das Verhältnis u/s bei steigender Vertikallast ändert, kann mit Hilfe der Abbildung 5.1 erläutert werden. Daraus geht hervor, dass das Verhältnis f_h/f mit zunehmender Schichtmächtigkeit abnimmt. Das bedeutet auch, dass f_h/f und somit auch u/s mit zunehmender (vertikaler) Belastung abnimmt, da die Schichtmächtigkeit unmittelbar mit der Vertikalkraft korreliert. Dies ist ein Unterschied zu den experimentellen Versuchen und den Berechnungen mit dem HS-Small Modell, denn diese zeigen einen überlinearen Verlauf der horizontalen Verschiebungen bei steigender Belastung.

Aus Abbildung 5.1 geht ebenso hervor, dass das Verhältnis f_h/f für Streifenfundamente größere Werte liefert als für quadratische Fundamente. Dasselbe gilt dann auch für u/s . Damit zeigt die elastische Lösung ein gegensätzliches Verhalten zu den kleinmaßstäblichen Modellversuchen von Gottardi und Butterfield [44] in Abbildung 3.25. Dort wurde gezeigt, dass das Verhältnis u/s bei den quadratischen Fundamenten größer ist als bei Streifenfundamenten.

In Abbildung 5.2 sind die Verhältnisse u/s für die elastische Lösung nach Gleichung 5.1

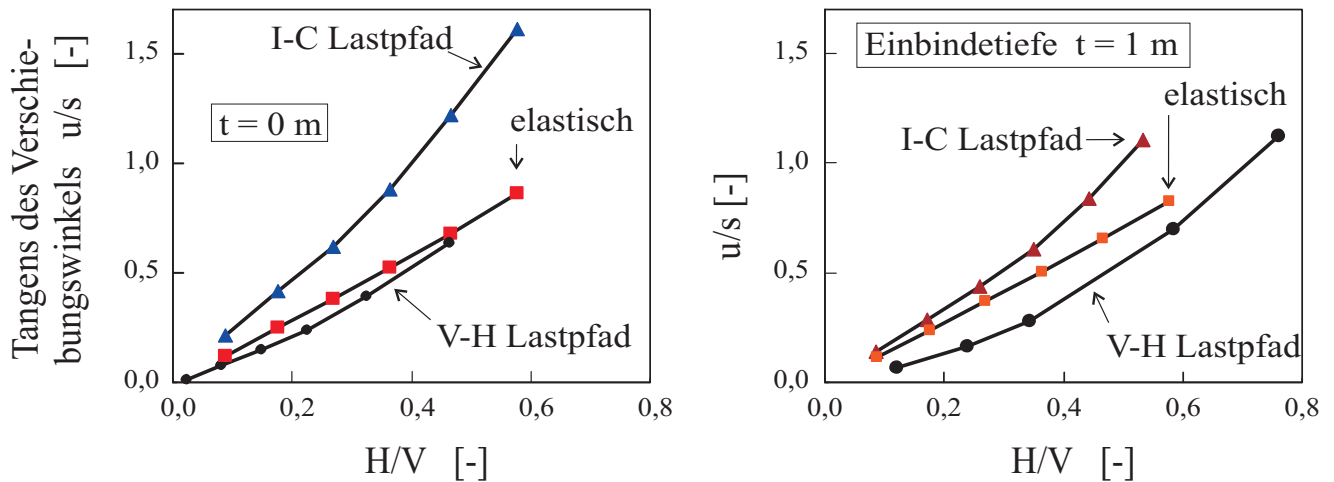


Abbildung 5.2: Vergleich der elastischen Lösung mit numerischen Berechnungen für I-C und V-H Lastpfade mit dem HS-Small Modell bei maximalen Gebrauchslasten

und für numerische Berechnungen mit I-C bzw. V-H Lastpfaden dargestellt. Die numerischen Simulationen wurden mit einem 1 m breiten Streifenfundament im dichten Sand mit dem HS-Small Modell durchgeführt. Der Vergleich erfolgt für die maximalen Gebrauchslasten.

Bei den Berechnungen ohne Einbindetiefe ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der V-H Lastpfad und Gleichung 5.1. Die Berechnungen für den I-C Lastpfad weichen deutlich von der elastischen Lösung ab.

Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen mit Einbindetiefe $t = 1,0$ m lässt sich schließen, dass die Ergebnisse mit den I-C Lastpfaden bis $H/V \approx 0,3$ mit denen der Gleichung 5.1 gut übereinstimmen. Darüber hinaus passt das Ergebnis von Gleichung 5.1 weder mit denen der I-C noch mit denen der V-H Lastpfade gut zusammen.

Aus Abbildung 5.2 geht auch hervor, dass die Einbindetiefe bei Verwendung von Gleichung 5.1 vernachlässigbaren Einfluss auf die Ergebnisse hat. Dies resultiert aus dem Umstand, dass sich das Verhältnis f_h/f relativ unsensibel auf Änderungen der betrachteten Schichtmächtigkeit beim Streifenfundament für $h \geq 3,0$ m verhält (siehe Abbildung 5.1). Im Rahmen dieses Vergleichs liegt die kleinste Schichtmächtigkeit bei $h = 3,0$ m für das Streifenfundament mit $t = 0$ m und $\delta = 30^\circ$. Die experimentellen Versuche und die numerischen Modellversuche zeigen hingegen einen deutlichen Einfluss der Einbindetiefe auf das Verhältnis u/s .

Die bisherigen Feststellungen gelten für die maximalen Gebrauchslasten. Sind die Belastungen geringer, dann wird das Verhältnis u/s bei den numerischen Versuchen (wie auch bei den kleinmaßstäblichen Versuchen) tendenziell kleiner. Dagegen wird u/s nach Gleichung 5.1 bei abnehmender Belastung größer, wie dies schon zuvor festgestellt wurde.

Die Ergebnisse der I-C Lastpfade rücken also näher an die Ergebnisse von Gleichung 5.1 heran bzw. können sich sogar mit diesen überschneiden. Die Ergebnisse der V-H Lastpfade hingegen weichen zunehmend von denen der Gleichung 5.1 ab.

Für den praktizierenden Ingenieur stellt sich nun die Frage, inwieweit der E-Modul aus

der Setzungsberechnung, für den häufig Erfahrungswerte vorliegen, zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen herangezogen werden kann. Um eine klare Aussage treffen zu können, werden im Folgenden numerische Simulationen durchgeführt.

5.3 Anwendung beim I-C Lastpfad

In diesem Kapitel erfolgt der Vergleich der Ergebnisse von numerischen Berechnungen mit der elastischen Lösung für ein 1 m breites Streifenfundament im dichten und im lockeren Hostun-Sand. Das Fundament bindet 1 m in den Boden ein. Die Einbindetiefe wird mit einer großflächigen Auflast simuliert. Das zugehörige FE-Netz ist in Abbildung 3.2 gegeben. Die Belastung ist unter einem konstanten Lastneigungswinkel δ geneigt und greift mittig an. Die Simulation erfolgt in drei Berechnungsschritten:

- Eingabe der großflächigen Auflast q_0
- „Austausch“ des Bodens mit dem Boden, der mit dem HS-Small Modell beschrieben wird¹
- Aktivieren der Platte und der Interface-Elemente, Belastung des Fundaments

Die Ermittlung der Horizontalverschiebungen mit der elastischen Lösung basiert in Anlehnung an die Setzungsanalyse in Kapitel 2 auf der Verwendung des Steifemoduls aus den vorliegenden Ödometerversuchen. Der Steifemodul E_S wird als Sekantenmodul für das im repräsentativen Punkt vorliegende Spannungsintervall gewonnen. Die Spannungen ergeben sich dabei aus der effektiven vertikalen Initialspannung σ'_{z0} und dem Spannungszuwachs $\Delta\sigma_z$ infolge Δq (siehe Abbildung 2.2 rechts). Anschließend wird E_S über die Querdehnzahl $\nu = 0,3$ in den Elastizitätsmodul E umgerechnet. Im Rahmen dieser Studie wird der repräsentative Punkt wie in Kapitel 2 in einer Tiefe von 1 m unter dem Fundament gewählt.

Abbildung 5.3 zeigt den Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D. für den lockeren und den dichten Hostun-Sand mit den Ergebnissen der elastischen Lösung. Der Lastneigungswinkel beträgt dabei $\delta = 15^\circ$. Aus der Abbildung geht hervor, dass die Horizontalverschiebungen der elastischen Lösungen bei zunehmender Belastung unterproportional ansteigen. Dies war zu erwarten, denn der Steifemodul im Ödometerversuch wird mit steigender Vertikalspannung auch größer.

Die horizontalen Verschiebungen nach den Ergebnissen der numerischen Berechnungen hingegen nehmen überproportional zu, sodass die Abweichungen zwischen den beiden Methoden zunehmend größer werden. Übereinstimmung zwischen den beiden Methoden ergibt

¹Die Einbindetiefe wird im Rahmen dieses Kapitels durch eine großflächige Auflast simuliert. Nach Aufbringen dieser großflächigen Auflast (Schritt 1) sind die sehr hohen Steifigkeiten fast vollständig abgebaut. Physikalisch richtig ist aber, dass die sehr hohen Steifigkeiten zu Beginn einer Fundamentbelastung noch vorhanden sind. Deshalb ist ein „Bodenaustausch“ (Schritt 2) notwendig: In Schritt 1 wird der Untergrund mit dem HS-Modell wiedergegeben und in Schritt 2 wird er durch einen HS-Small Boden ausgetauscht.

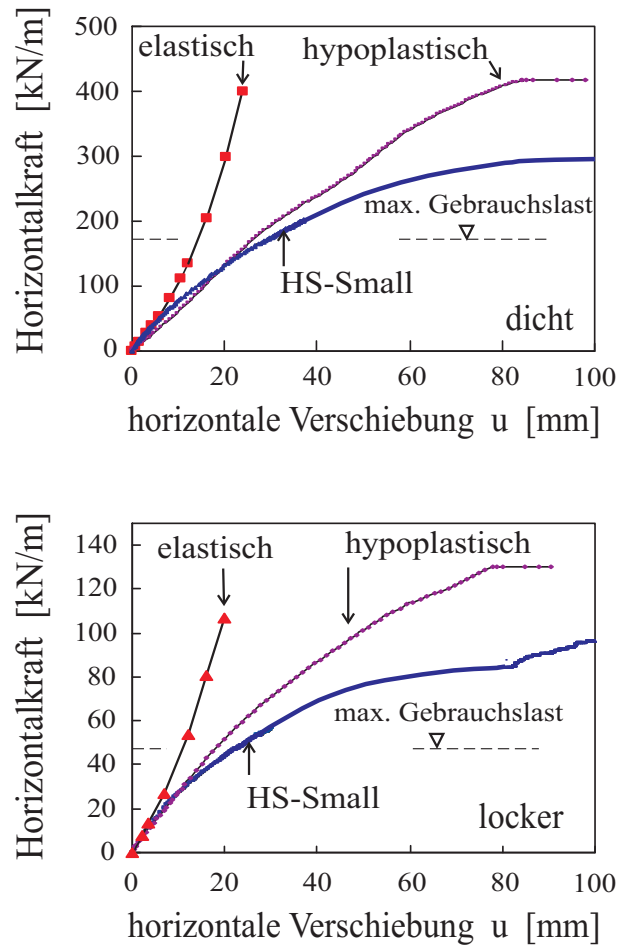


Abbildung 5.3: Last-Verschiebungslinien für den dichten und den lockeren Sand für einen Lastneigungswinkel $\delta = 15^\circ$

sich nur für kleine Belastungen. Es offenbart sich also ein Bild, wie es schon in Kapitel 2.3.3 beim Vergleich der numerischen Methode mit der klassischen Setzungsmethode festgestellt wurde.

Beim lockeren Sand ergibt sich eine Übereinstimmung der elastischen Lösung mit den numerischen Berechnungen bis zu einer Horizontalkraft $H \approx 15 \text{ kN/m}$ (siehe Abbildung 5.3). Die horizontale Bruchkraft bei $\delta = 15^\circ$ beträgt nach DIN 4017 $H_f = 94 \text{ kN/m}$. Daraus ergibt sich ein Mobilisierungsverhältnis $H/H_f = 16\%$. Bei der Setzungsanalyse ergibt sich eine Übereinstimmung zwischen der direkten Setzungsmethode und den numerischen Methoden bis zu einem Mobilisierungsverhältnis $V/V_f \approx 15\%$ ².

Beim dichten Sand ergibt sich eine Übereinstimmung der elastischen Lösung mit dem HS-Small Modell bis $H \approx 45 \text{ kN/m}$ (siehe Abbildung 5.3). Für $H_f = 344 \text{ kN/m}$ ergibt

²Dieser Wert liegt über den in Kapitel 2.3.3 ermittelten Wert von 8%. Die Analyse in Kapitel 2 erfolgt in Anlehnung an einen baupraktischen Bauablauf. Dies hat zur Folge, dass vor Aufbringen der Belastung Δq der Boden unmittelbar unter dem Fundament nicht mehr die volle Anfangssteifigkeit E_0 aufweist. Die Setzung fällt deshalb etwas größer aus als die Setzung, die sich infolge der Simulation innerhalb dieses Kapitels ergibt.

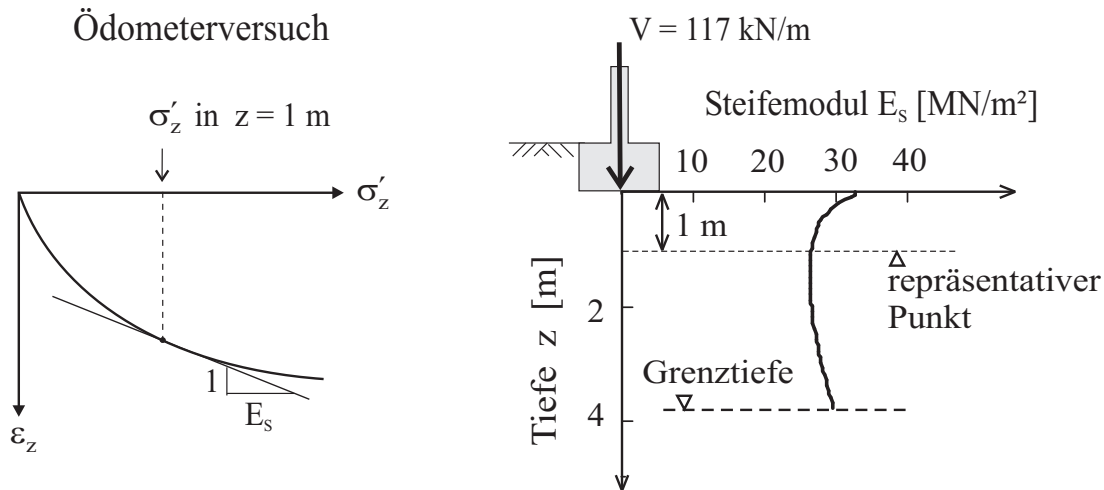


Abbildung 5.4: Ödometerkurve mit Tangentensteifemodul (links), Verlauf des Steifemoduls über die Tiefe (rechts)

sich $H/H_f = 13\%$. Bei der Setzungsanalyse ergibt sich eine Übereinstimmung bis zu einem Mobilisierungsverhältnis $V/V_f \approx 10\%^3$. Die elastische Lösung ist somit beim I-C Lastpfad nur für niedrige Mobilisierungsgrade anwendbar. Somit zeigt die elastische Lösung beim I-C Lastpfad dieselben Beschränkungen wie die direkte Setzungsmethode bei der Ermittlung der Setzungen (siehe Kapitel 2.3.3). Für den V-H Lastpfad in Kapitel 5.4 wird sich zeigen, dass der Anwendungsbereich der elastischen Lösung größer ist.

Beim Vergleich der beiden Bodenmodelle ergibt sich eine gute Übereinstimmung für den Gebrauchslastbereich. Bei der Bruchlast verhalten sich beide Bodenmodelle jedoch unterschiedlich, wie schon in Kapitel 3.2.2 festgestellt wurde. Beim dichten Sand ergibt sich nach dem hypoplastischen Modell mit i.D. im Unterschied zum HS-Small Modell und zu den Fundamentversuchen, z.B. von Gottardi und Butterfield [44], zu Beginn der Belastung ein leicht unterproportionaler Verlauf der Verschiebungen. Dieses unterproportionale Verhalten nach dem hypoplastischen Modell mit i.D. wurde schon in Kapitel 3.3.3 festgestellt.

5.4 Anwendung beim V-H Lastpfad

In diesem Kapitel wurden numerische Berechnungen unter denselben Rahmenbedingungen wie in Kapitel 5.3 durchgeführt. Der einzige Unterschied ist die Reihenfolge der Belastung. Das Fundament wird zuerst mittig mit einer Vertikalkraft V belastet und anschließend durch eine Horizontalkraft H in Fundamentunterkante belastet, sodass die Ausmitte $e = 0$ beträgt. Während der horizontalen Belastung wird V konstant gehalten.

Die elastische Lösung basiert wie bei den Berechnungen mit den I-C Lastpfaden auf der Auswertung des Ödometerversuchs. Beim I-C Lastpfad wurde der Steifemodul für das entsprechende Spannungsintervall bestimmt. Im Unterschied dazu wird beim V-H Lastpfad der Steifemodul aus der Vertikalspannung nach der vertikalen Belastung herangezogen. Da-

³Dieser Wert liegt über den in Kapitel 2.3.3 ermittelten Wert von 6%. Die Erklärung ist oben gegeben.

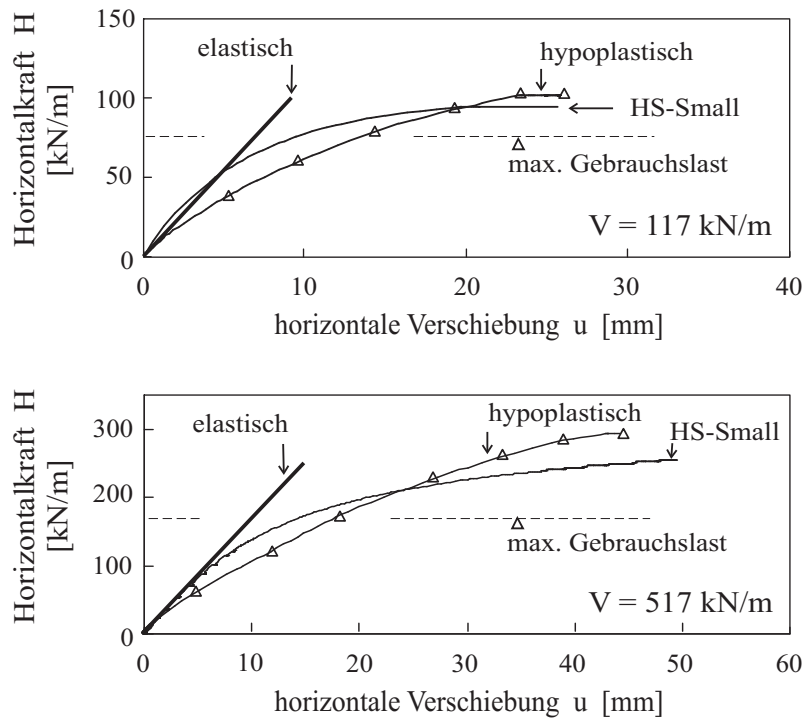


Abbildung 5.5: Last-Verschiebungskurven für den dichten Sand

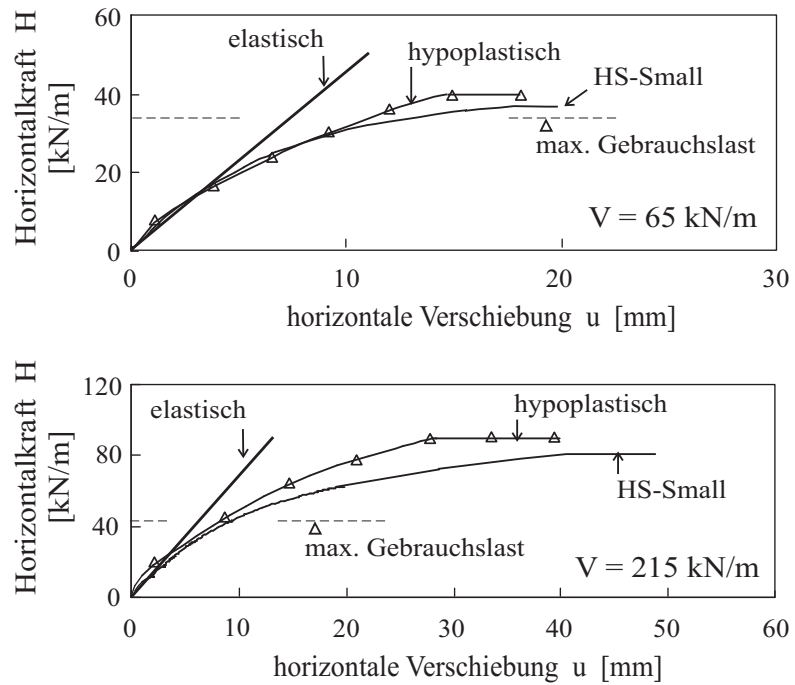


Abbildung 5.6: Last-Verschiebungskurven für den lockeren Sand

durch wird man auch dem steiferen Verhalten des Bodens nach aufgebrachtener Vertikalkraft gerecht.

Abbildung 5.4 links zeigt die Bestimmung des Steifemoduls aus der Ödometerkurve. Die dazugehörige Spannung ergibt sich aus der Vertikalspannung (nach erfolgter Vertikalbelastung) im repräsentativen Punkt. Für diese Studie liegt der repräsentative Punkt in einer Tiefe von 1 m unter dem Fundament. Diese Annahme scheint gerechtfertigt zu sein, wie auch aus dem Verlauf des Steifemoduls über die Tiefe für eine Vertikalkraft $V = 117 \text{ kN/m}$ in Abbildung 5.4 hervorgeht.

Die Abbildungen 5.5 und 5.6 zeigen die Last-Verschiebungskurven, die sich aus den numerischen Berechnungen und der elastischen Lösung für unterschiedliche Vertikalbelastungen ergeben. Die Linien der elastischen Lösung sind linear, da der E-Modul während der Horizontalbelastungsphase konstant bleibt, weil auch die Vertikalkraft in dieser Phase unverändert bleibt. In den Abbildungen 5.5 und 5.6 sind auch die maximalen Gebrauchslasten eingetragen. Es zeigt sich, dass die elastischen Lösungen für Horizontallasten bis $H/H_f \approx 0,25$ sehr gut mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen übereinstimmen. Beim dichten Sand allerdings gilt diese Übereinstimmung nur für die Ergebnisse nach dem HS-Small Modell.

Beim dichten Sand ergibt sich nach dem HS-Small Modell ein steiferes Verhalten als nach dem hypoplastischen Modell (Abbildung 5.5). Beim lockeren Sand hingegen zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung für beide Bodenmodelle (Abbildung 5.6). Bei der Bruchlast verhalten sich die Ergebnisse nach beiden Bodenmodelle unterschiedlich, wie schon in Kapitel 3.2.2 festgestellt wurde.

Im Rahmen der Setzungsanalyse ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse nach beiden Bodenmodellen beim dichten Sand und ein weicherer Verhalten nach dem HS-Small Modell gegenüber dem hypoplastische Modell mit i.D. beim lockeren Sand. Deshalb läßt sich folgern, dass sich das HS-Small Modell in horizontaler Richtung steifer verhält als das hypoplastische Modell mit i.D.. Dies ist in Übereinstimmung mit den Ausführungen in Kapitel 3.3.3. Dort wurde ebenfalls ein weicherer Verhalten des hypoplastischen Modells in horizontaler Richtung gegenüber dem HS-Small Modell festgestellt.

5.5 Schlussfolgerungen

Horizontal beanspruchte Fundamente kommen im Bauwesen als Pfeiler von Brücken, als Fundamente von Hallenstützen oder als Caissons für Offshore Windenergieanlagen vor. Die Belastungssituation ist meist sehr komplex, da Vertikalkräfte, Horizontalkräfte und Momentenbeanspruchungen gleichzeitig auftreten und zudem zeitlich veränderbar sind. Die Anwendung der vorgestellten elastischen Lösung ist natürlich für komplexe Gegebenheiten nicht möglich.

Die Anwendungsmöglichkeiten beschränken sich auf einfache Belastungssituationen und homogene Baugrundverhältnisse. Um diese zu überprüfen, wurden numerische Berechnungen für ein Streifenfundament auf Sand durchgeführt und dessen Ergebnisse mit der elastischen Lösung verglichen. Die Belastung ist immer mittig d.h. die Auswirkung einer Ausmitte auf die Verschiebungen bleibt unberücksichtigt.

Folgende Schlussfolgerungen können gezogen werden:

- Linear-elastisches Materialverhalten unterstellt die Superposition der Verschiebungen unabhängig von der Reihenfolge der Lastaufbringung. In Wirklichkeit sind die Verschiebungen in hohem Grade abhängig vom Lastpfad. Bei der Wahl des repräsentativen E-Moduls für die elastische Lösung zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen muss der Lastpfad berücksichtigt werden.
- Die Anwendung der elastischen Lösung ist bei I-C Lastpfaden nur für geringe Plastizierungsgrade möglich. Damit zeigt die elastische Lösung dieselben Beschränkungen auf wie die direkte Setzungsmethode. In dieser Studie entspricht der repräsentative E-Modul zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen dem E-Modul, der auch für eine Setzungsberechnung herangezogen werden kann. Somit können die vertikalen und horizontalen Verschiebungen eines Streifenfundaments mit geneigter mittiger Belastung mit demselben E-Modul berechnet werden. Vereinfachend wird dabei unterstellt, dass die horizontale Last vernachlässigbaren Einfluss auf die Setzung hat (siehe hierzu Kapitel 3.3.4).
- Beim V-H Lastpfad scheint die elastische Lösung vielversprechender zu sein als beim I-C Lastpfad, da die Prognose für Horizontallasten bis $H/H_f \approx 0,25$ gelingt. Der repräsentative E-Modul muss allerdings die Steifigkeit des Bodens nach Aufbringen der Vertikalkraft berücksichtigen. Er unterscheidet sich damit vom E-Modul, der für die Setzungsberechnung verwendet wird.
- Die elastische Lösung kann wie die Setzungsgleichung der direkten Setzungsmethode zur Rückrechnung des E-Moduls herangezogen werden. Dieser E-Modul kann dann auf Fälle mit vergleichbaren Bodenverhältnissen, Fundamentabmessungen und Belastungssituationen angewandt werden.

Kapitel 6

Nachrechnung von Fundamentversuchen

6.1 Einleitung

Die bisherigen Untersuchungen zum Verschiebungsverhalten von Flachgründungen beruhten auf numerischen Modellversuchen unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode. Hierzu wurden Parameter der verwendeten Bodenmodelle auf Basis von Laboruntersuchungen kalibriert. Durch den Vergleich mit experimentellen Fundamentversuchen konnte eine Aussage über das relative Steifigkeitsverhalten der Bodenmodelle getroffen werden (Kapitel 3.3).

In diesem Kapitel werden zwei experimentelle Fundamentversuche im Sandboden mit der Finite-Elemente Methode nachgerechnet. Damit kann eine Aussage gemacht werden, inwieweit es möglich ist, absolute Fundamentverschiebungen nachzubilden bzw. vorherzusagen. In Kapitel 6.2 wird die Probelastung in Hochstetten nachgerechnet. Dieser Versuch gehört zur Kategorie der großmaßstäblichen Versuche. In Kapitel 6.3 werden kleinmaßstäbliche 1g-Versuche von Montrasio und Nova [78] simuliert. Neben der Fundamentgröße besteht noch ein wichtiger Unterschied im verwendeten Boden. Die Probelastung von Hochstetten wurde auf gewachsenem Boden ausgeführt. Der kleinmaßstäbliche Versuch wurde unter Laborbedingungen durchgeführt.

6.2 Fundamentversuch von Hochstetten

Im Rahmen der Baugrundtagung 1990 führte das Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe unter der Leitung von von Wolffersdorff am 25. September einen Fundamentfeldversuch durch. Die Tagungsteilnehmer waren dazu eingeladen Prognosen zur Tragfähigkeit und zum Setzungsverhalten des Fundaments abzugeben (von Wolffersdorff [140]). Es wurden umfangreiche Baugrunduntersuchungen wie Sondierungen, Probeentnahmen, sowie Labor- und Lastplattenversuche vorgenommen. Die Angaben zum Baugrund können aus von Wolffersdorff [141], [142] entnommen werden. Die Auswertung des Prognosewettbewerbs erfolgte durch von Wolffersdorff [141]. Festzuhalten bleibt, dass alle Prognosen bis auf eine die Tragfähigkeit des Fundaments unterschätzten.

Verschiedene Autoren, z.B. Williams und Hicks [139], Hügel [53], von Wolffersdorff [142], führten in der Vergangenheit dreidimensionale FE-Berechnungen durch. Diese Nachrechnungen haben die Gemeinsamkeit, dass die Kalibrierung der Bodenparameter auf Basis der durchgeführten Laboruntersuchungen erfolgte.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Fundamentversuch von Hochstetten ebenfalls mit einem 3D FE-Programm (PLAXIS 3D FOUNDATIONS) nachgerechnet. Als Bodenmodell wird

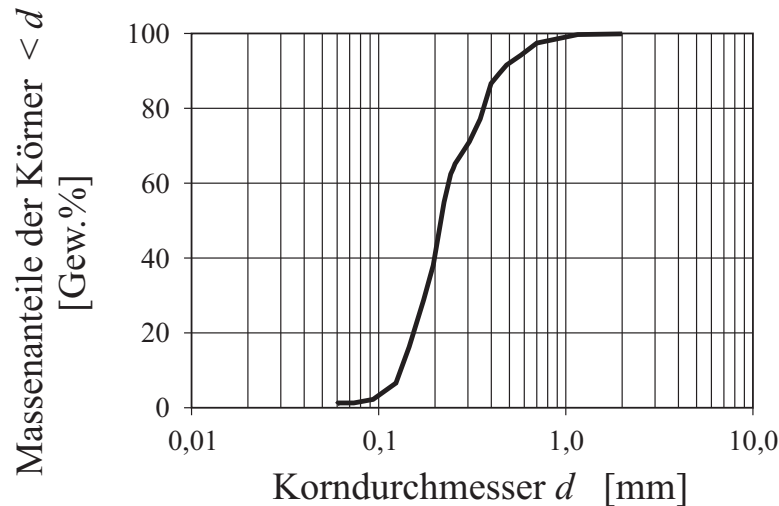


Abbildung 6.1: Kornverteilung des gemischten Sandbodens aller entnommenen Proben

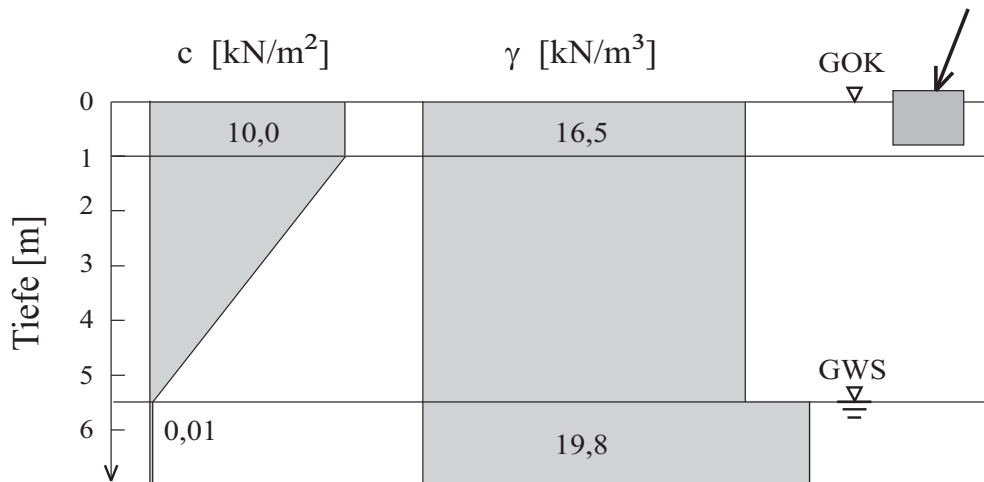


Abbildung 6.2: Verlauf der Kohäsion c und der Wichte γ über die Tiefe

das an der Universität Stuttgart entwickelte HS-Small Modell (siehe Anhang A) verwendet. Die Kalibrierung der Bodenparameter erfolgt zunächst auf Basis der vorgefundenen Triaxial- und Ödometerversuche. Jedoch zeigen vor allem die Ergebnisse der Ödometerversuche ein außergewöhnlich weiches Bodenverhalten. Demzufolge liefern auch die Berechnungen auf Grundlage dieser Daten ein viel zu weiches Verhalten. Die genauen Ausführungen sind der Arbeit von Scherer [105] zu entnehmen. Das zu weiche Verhalten bei Verwendung der Parameter aus den Laborversuchen wurde auch schon von Williams und Hicks [139] festgestellt. Die Ursache dafür liegt vermutlich in der Versuchsdurchführung. Im Folgenden wird die Nachrechnung auf Basis von in-situ Untersuchungen vorgestellt.

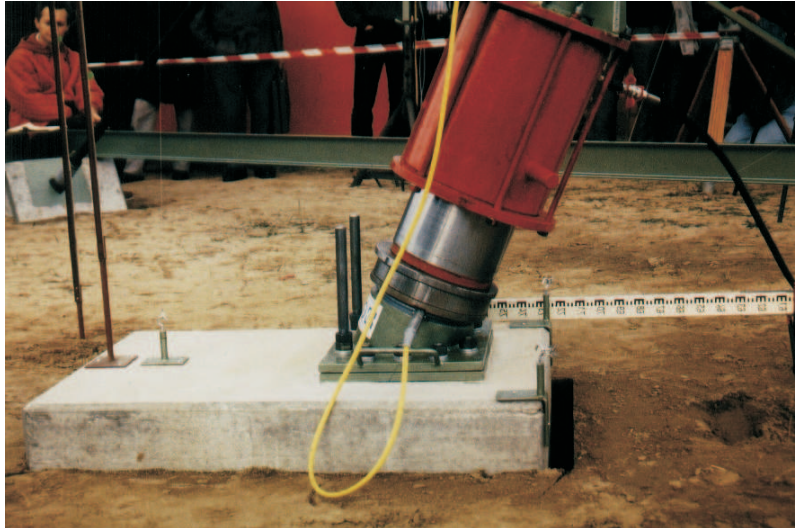


Abbildung 6.3: Probefundament zum Ende des Versuchs mit Spalt auf der aktiven Seite (Quelle: von Wolffersdorff [142])

6.2.1 Beschreibung des Versuchs

Als Standort für die Durchführung des Fundamentversuchs wurde die Rheinebene in der Nähe von Karlsruhe bei Hochstetten gewählt. Der dort angetroffene Boden ist ein enggestufter, natürlich gewachsener Fein-Mittelsand mit schluffigen Anteilen. Die Abbildung 6.1 zeigt die Kornverteilung einer gemischten Bodenprobe aus drei Rammkernsondierungen. Daraus ergibt sich eine Ungleichförmigkeitszahl $U = 1,8$.

Der Grundwasserspiegel liegt in einer Tiefe von ca. 6 m. In den Schichten über dem Grundwasserspiegel weist der Untergrund eine Kapillarkohäsion c auf. Diese wird durch die Feinanteile des Sandes verursacht, welche zwischen der Geländeoberfläche und dem Grundwasserspiegel einen kapillaren Unterdruck bewirken. Die Kohäsionsverteilung wird aus der Arbeit von Hügel [53] bzw. von Wolffersdorff [142] übernommen und ist zusammen mit der Verteilung der Wichte über die Tiefe in Abbildung 6.2 dargestellt. Zu betonen ist noch, dass diese Kapillarkohäsion eine gesicherte Größe darstellt, die in Zugversuchen und durch Schürfen zur Ermittlung der freien Standhöhe bestätigt wird.

Die Kapillarkohäsion c hat großen Einfluss auf das Tragverhalten des Fundaments. Für den kohäsionslosen Sand mit dem Reibungswinkel $\varphi' = 41,3^\circ$ und der Feuchtwichte $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ aus von Wolffersdorff [141] ergibt sich nach DIN 4017 eine Gesamtbruchlast $Q_f = 519 \text{ kN}$. Beim Ansatz einer Kohäsion von $c = 10 \text{ kN/m}^2$ beträgt $Q_f = 883 \text{ kN}$. Der Einfluss der Kohäsion ist deutlich erkennbar. Damit wird die gemessene Pressenkraft nach Versuchsende mit $Q = 1172 \text{ kN}$ noch nicht erreicht. Aber dies liegt vor allem in der Vernachlässigung der Scherfestigkeit des Bodens im Bereich der Einbindetiefe nach DIN 4017.

Abbildung 6.4 zeigt die Abmessungen und die Anordnung der Last des Probefundaments. Das Fundament wurde unbewehrt auf einer Sauberkeitsschicht mit geschalteten Seitenwänden betoniert. Die an der Fundamentunterkante mit einer Ausmitte $e = 0,22 \text{ m}$ schräg angrei-

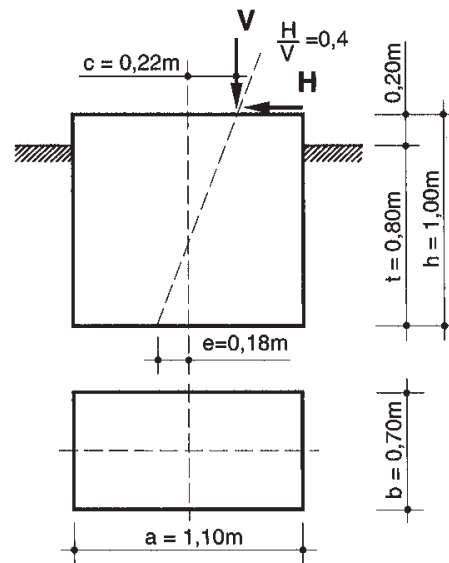


Abbildung 6.4: Probefundament unter schräg und außermittig angreifender Belastung (von Wolfersdorff [142])

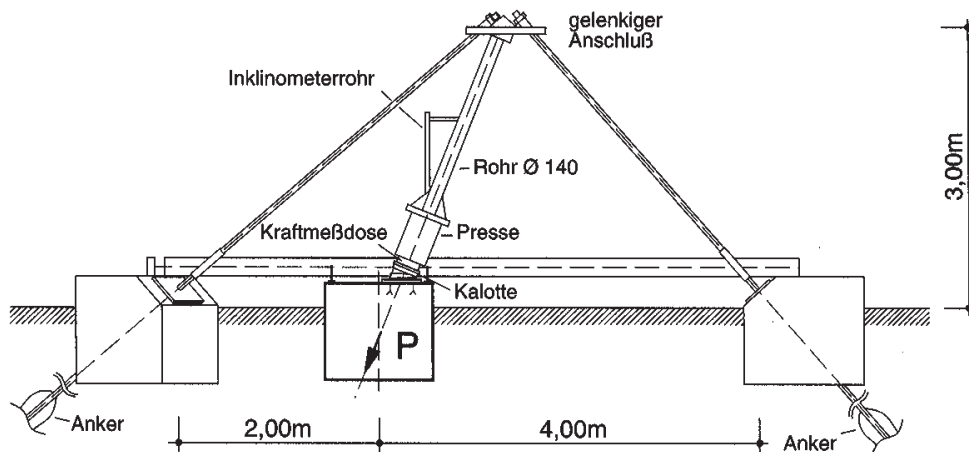


Abbildung 6.5: Versuchsstand für die Probelastung (von Wolfersdorff [142])

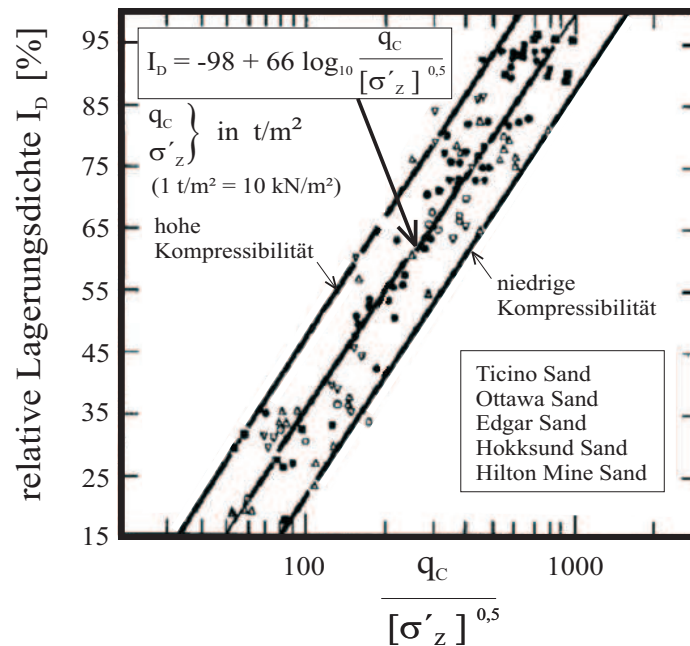


Abbildung 6.6: Korrelation zwischen Lagerungsdichte I_D und druckbereinigtem Sondierspitzenwiderstand $q_c/\sqrt{\sigma'_z}$ nach Jamiolkowski u.a. [54]

fende Last wurde mittels einer hydraulischen Presse aufgebracht. Als Widerlager diente eine stählerne, 3 m hohe, rückverankerte Dreibockkonstruktion (Abbildung 6.5), an welche die Presse über ein Rohr gelenkig angeschlossen war. Die Schrägstellung des Rohres von $21,8^\circ$ ergab sich aus dem Verhältnis $H/V = 0,4$. Die Höhe von 3 m ermöglichte einen großen Abstand zwischen dem Lasteinleitungspunkt auf der Fundamentoberfläche und dem Festpunkt am Dreibock, sodass trotz der Fundamentverschiebungen das Verhältnis H/V , sowie die Ausmitte e näherungsweise konstant blieben. Der Versuchsablauf ist in von Wolfersdorff [141] beschrieben. Abbildung 6.3 zeigt das Probefundament am Ende des Versuchs. Deutlich ist der Spalt zu erkennen, der sich auf der aktiven Seite des Fundaments ausbildete.

6.2.2 Ermittlung der Bodenparameter aus den Drucksondierungen

Für die Bestimmung der Eingabeparameter für das verwendete Bodenmodell stehen vier Drucksondierungen zur Verfügung. Untersuchungen von Jamiolkowski u.a. [54] ergeben eine klare Korrelation zwischen der bezogenen Lagerungsdichte I_D und dem druckbereinigten Sondierspitzenwiderstand $q_c/\sqrt{\sigma'_z}$, wie aus Gleichung 6.1 für normalkonsolidierte Sande unter Laborbedingungen hervorgeht:

$$I_D = -98 + 66 \cdot \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_z)^{0,5}} \quad (6.1)$$

Dabei ist σ'_z die effektive Vertikalspannung in der betrachteten Tiefe. Aus Abbildung 6.6 geht hervor, dass diese Gleichung den Mittelwert zwischen den Werten für Sande mit hoher

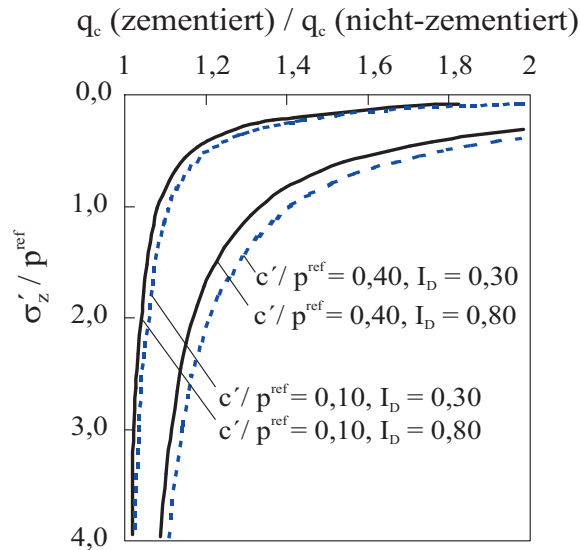


Abbildung 6.7: Einfluss der Zementierung auf den Spitzenwiderstand nach Puppala u.a. [98]

Kompressibilität (hoher Feldspat- und/oder Glimmeranteil und/oder eckige Körner) und Sande mit niedriger Kompressibilität (sehr geringer Feldspat- und Glimmeranteil und runde Körner) darstellt. Die Kompressibilität wird also von der Kornform und der mineralogischen Zusammensetzung der Sandkörner bestimmt. Vom Hochstetten-Sand ist aus Herle [50] lediglich bekannt, dass er eine abgerundete Kornform aufweist. Aus diesem Grunde wird auch der Mittelwert verwendet.

Gleichung 6.1 gilt für nicht zementierte und nicht gealterte Böden. Viele natürliche Sandablagerungen weisen jedoch diese Eigenschaften auf. Unter Zementierung von Sanden versteht man die Verbindung zwischen den einzelnen Körnern in den Kontaktflächen durch Karbonate, Quarze, Silikathydrate und Eisenoxidhydrate (Clough u.a. [25]). Alterung (*Ageing*) beschreibt die Effekte, welche aus einer langen Lagerungsdauer (über 1000 Jahre) von Böden resultieren. Die Auswirkungen gleichen nach Lunne u.a [69] denen der Zementierung, d.h. es entsteht ebenfalls eine Verkittung der einzelnen Körner. Die Berücksichtigung dieser Effekte kann wichtig sein, da ansonsten die Steifigkeit des Bodens überschätzt wird.

Puppala u.a. [98] haben die Auswirkung der Zementierung auf die Ergebnisse von Drucksondierungen in kleinen Kalibrationskammern untersucht. Abbildung 6.7 zeigt die Auswertung der Versuchsergebnisse. Daraus geht klar hervor, dass der Einfluss der Zementierung bei geringem Spannungsniveau, also in den obersten Bodenschichten, am stärksten zum Tragen kommt. Die Zementierung verursacht einen zusätzlichen Kohäsionsanteil der Festigkeit (Lunne u.a [69]). Beim Feldversuch wird die Festigkeitserhöhung im Boden der scheinbaren Kohäsion c zugeschrieben. Zum Herausrechnen der festigkeitserhöhenden Effekte aus der Drucksondierung wird Kurve $c'/p^{ref} = 0,10$ und $I_D = 0,80$ aus Abbildung 6.7 herangezogen, da sich für $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ ergibt und die Kapillarkohäsion in den oberen Bodenschichten ebenfalls $c = 10 \text{ kN/m}^2$ beträgt.

Abbildung 6.8 stellt den Verlauf des aus den vier Drucksondierungen gemittelten Spit-

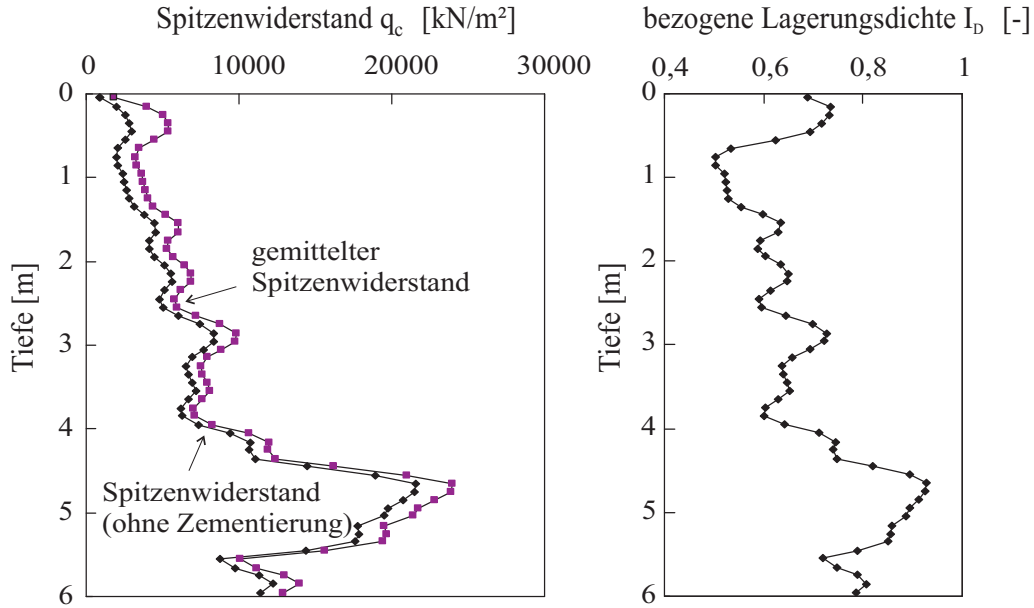


Abbildung 6.8: Verlauf der gemittelten Spitzenwiderstände und der bezogenen Lagerungsdichte (ohne „Zementierung“) über die Tiefe

zenwiderstands q_c und den Verlauf mit herausgerechneter „Zementierung“ dar. Unter Anwendung von Gleichung 6.1 ergibt sich der Verlauf der bezogenen Lagerungsdichte I_D (ohne „Zementierung“) über die Tiefe in Abbildung 6.8 rechts. Der Mittelwert für die setzungsrelevante Bodenschicht zwischen 0,8 und 4,0 m Tiefe beträgt $I_D = 0,62$. Mit Gleichung 6.2 nach Vermeer u.a. [133] ergibt sich aus q_c (ohne „Zementierung“)¹ ein gemittelter Steifemodul $E_S^{ref} = 25 \text{ MN/m}^2$.

$$E_S^{ref} \approx 3q_c \cdot \sqrt{\frac{p^{ref}}{\sigma'_z}} \quad \text{und} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (6.2)$$

Um aus dem Steifemodul E_S^{ref} die weiteren Steifigkeitsparameter des HS-Modells zu erhalten, werden in Anlehnung an Schanz [103] und Vermeer u.a. [133] folgende empirische Korrelationen für Sande verwendet: $E_{50}^{ref} \approx E_S^{ref}$, $E_{ur}^{ref} \approx 4E_S^{ref}$, $m \approx 0,5$.

Da es sich um einen Feldversuch handelt, kann die in-situ Steifigkeit im Bereich der sehr kleinen Dehnungen höher liegen als die im Labor gemessene Steifigkeit (Benz [12]). Für normalkonsolidierte Versuchssande, z.B. der Hostun-Sand, gelten häufig folgende empirische Korrelationen: $E_S^{ref} / E_{50}^{ref} / E_{ur}^{ref} / E_0^{ref} \propto 1 / 1 / 3 / 9$. Für den Hochstetten-Sand wird der Anfangsmodul E_0^{ref} aus der Korrelation $E_0^{ref} \approx 3E_{ur}^{ref}$ verwendet, die z.B. für den Hostun-Sand zutrifft. Damit ist der Anfangsmodul E_0 etwas höher im Vergleich zu Erfahrungswerten aus dem Labor, da E_{ur}^{ref} schon etwas größer gewählt worden ist im Vergleich zu den Versuchssanden. Schlussendlich ergibt sich folgendes Verhältnis der Steifigkeiten für

¹Aus dem gemittelten Sondierspitzenwiderstand mit „Zementierung“ in Abbildung 6.8 ergibt sich $I_D = 0,68$ und $E_S^{ref} = 31 \text{ MN/m}^2$ (Scherer [105]).

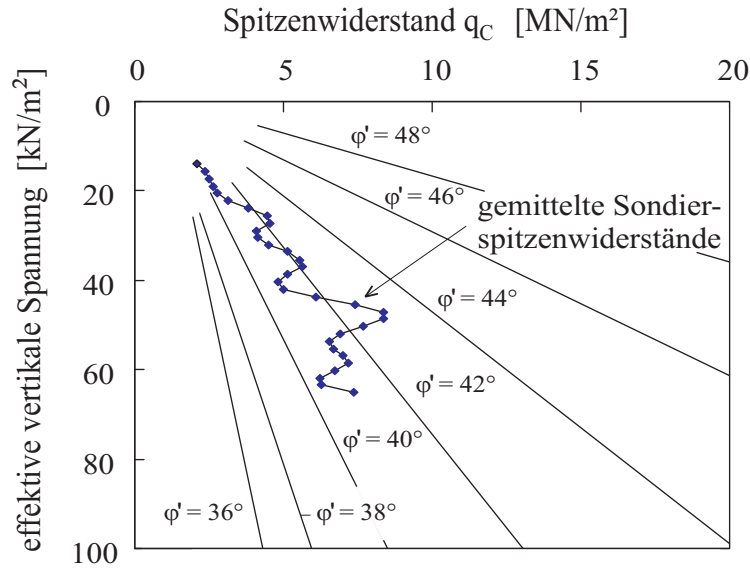


Abbildung 6.9: φ' in Abhängigkeit von q_c nach Robertson und Campanella [101] und gemittelte Spitzenwiderstände aus Drucksondierung

den Hochstetten-Sand: $E_S^{ref} / E_0^{ref} \propto 1 / 12^2$.

Der zweite Parameter $\gamma_{0,7}$ zur Beschreibung der Small-Strain-Stiffness wird in Anlehnung an den Hostun-Sand gewählt. Daraus ergibt sich $\gamma_{0,7} = 0,0002$.

Der Reibungswinkel des anstehenden Sandes wird nach von Wolfersdorff [141] mit $\varphi' = 41,3^\circ$ angegeben. Dennoch werden die durchgeführten Drucksondierungen herangezogen, um den Reibungswinkel aus dem Spitzenwiderstand q_c mit den Korrelationen von Robertson und Campanella [101] zu bestimmen. Diese Korrelationen wurden für unzementierte Quarzsande hergeleitet und sind in Abbildung 6.9 gegeben. Aus dem Verlauf des gemittelten Spitzenwiderstandes (ohne Zementierung) ergibt sich aus Abbildung 6.9 ein Reibungswinkel von $\varphi' = 41,5^\circ$, der sehr gut mit $\varphi' = 41,3^\circ$ aus [141] übereinstimmt.

Die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels wird in Anlehnung an Bolton [14] mit Gleichung 6.3 berücksichtigt:

$$\varphi' = a + b \cdot I_D \quad \text{mit} \quad a = \varphi'_{krit} - 3^\circ \quad \text{bzw.} \quad b \approx 16^\circ - 3 \cdot \ln \frac{p'_f}{p^{ref}} \quad (6.3)$$

Gleichung 6.3 gilt für eine Referenzspannung $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$. φ'_{krit} ist der kritische Reibungswinkel und p'_f ist die mittlere Hauptspannung beim Bruch. p'_f wird mit Hilfe der Spannungen bei der maximalen Pressenkraft aus dem Versuch in einer Tiefe von ca. 50 cm unter dem Fundament ermittelt. Der Parameter a ergibt unter Anwendung des Diagramms von Schmertmann [107] für $I_D = 0,62$ und $\varphi' = 41,5^\circ$ zu $a = 34,5^\circ$. Daraus ergibt sich

²Nach Rix und Stokoe [100] kann die Steifigkeit E_0 durch den Spitzenwiderstand aus der Drucksondierung für Laborbedingungen bestimmt werden. Daraus ergibt sich ein Mittelwert von $E_0 = 210 \text{ MN/m}^2$ (Scherer [105]). Dieser Wert beträgt 70% des gewählten Wertes von $E_0 = 300 \text{ MN/m}^2$ in Tabelle 6.1.

Tabelle 6.1: Parameter des HS-Small Modells für den Hochstetten-Sand

Parameter des HS-Modells		
φ'	[°]	41
c	[kN/m ²]	10 bis 0
ψ	[°]	11
E_S^{ref}	[MN/m ²]	25
E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	25
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	100
m	[–]	0,5
ν_{ur}	[–]	0,2
Parameter für die Small-Strain-Stiffness		
E_0^{ref}	[MN/m ²]	300
$\gamma_{0,7}$	[–]	$2 \cdot 10^{-4}$

ein druckbereinigter Reibungswinkel $\varphi' = 41^\circ$. Der Einfluss des Druckniveaus auf den Reibungswinkel ist in diesem Fall gering.

Aus der empirischen Beziehung $\varphi' = \varphi'_{krit} + \psi$ ergibt sich für $\varphi'_{krit} = 30^\circ$ der Dilatanzwinkel $\psi = 11^\circ$. Ein Dilatanzwinkel $\psi \approx 11^\circ$ ergibt sich nach Scherer [105] auch aus den Triaxialversuchen von von Wolfersdorff [142]. Die Auflistung aller Parameter des HS-Small Modells sind in Tabelle 6.1 gegeben.

6.2.3 FE-Modellierung

Abbildung 6.10 zeigt das in den Berechnungen verwendete FE-Netz durch Ausnutzung der Symmetrie. Die erforderlichen Abmessungen des FE-Netzes ergeben sich durch Variation der Länge, der Breite und der Tiefe. Die gewählte Diskretisierung ergibt sich durch mehrere Rechenläufe mit Netzen unterschiedlicher Feinheit. Eine detailliertere Beschreibung kann der Arbeit von Scherer [105] entnommen werden. Das Betonfundament wird als elastischer Körper modelliert mit $E = 30000 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,3$. Zur Berücksichtigung eines Wandreibungswinkel von $\delta = 2/3\varphi'$ werden Interface-Elemente mit $R_{inter} = 0,59$ zwischen Boden und Fundament verwendet.

Die Kontaktfläche zwischen Fundamentunterseite und Boden wird als absolut rauh angenommen, da das Fundament auf eine Sauberkeitsschicht betonierte wurde. Aufgrund deren Rauigkeit und wegen der Verzahnung zwischen Beton und Boden ist eine Reduzierung des Reibungswinkels nicht angezeigt. In der Umgebung des Fundaments wird eine 20 cm breite Bodenschicht mit reduzierter Kohäsion $c = 4 \text{ kN/m}^2$ aber sonst mit den gleichen Materialeigenschaften des umgebenden Bodens eingegeben. Dadurch soll die Störung der Kapillarkohäsion durch den Aushub und Einbau von Boden berücksichtigt werden. Sie ist aber groß genug, um die Bildung des beobachteten Spalts zu ermöglichen.

Die Belastung wird durch Aufbringen einer Last direkt auf den Lastangriffspunkt auf der

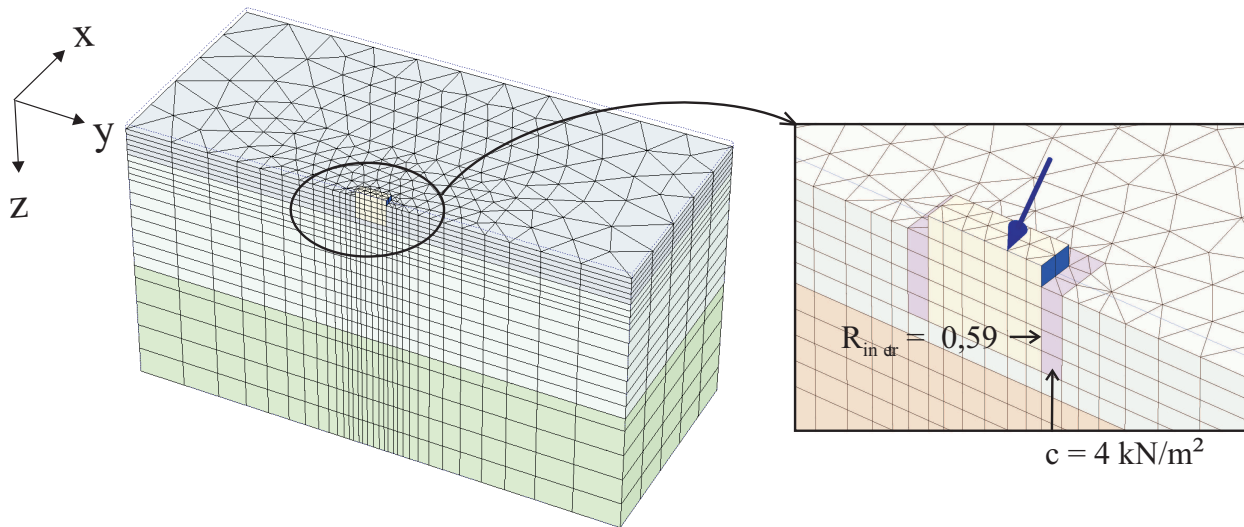


Abbildung 6.10: FE-Netz mit y-z-Ebene als Symmetrieebene und Ausschnitt des FE-Netzes in der Umgebung des Fundaments

Fundamentoberseite simuliert. Die Lastneigung bleibt während des Belastungsvorgangs konstant. Dies ist auch gerechtfertigt, da das Verhältnis $H/V = 0,4$ während der Probebelastung näherungsweise konstant blieb.

6.2.4 Ergebnisse der Nachrechnung

Abbildung 6.11 und 6.12 zeigen die Ergebnisse der Nachrechnung des Fundamentsversuchs und jene aus der Probebelastung. Die Setzungen und die Horizontalverschiebungen werden sehr gut wiedergegeben. Qualitative Unterschiede gibt es bei der Verkantung. Im Versuch dreht sich das Fundament anfangs entgegen der Lastrichtung und ab einer Pressenkraft von 400 kN in Lastrichtung. Die Begründung dafür könnte in der Messtechnik zu finden sein. Leichte Unterschiede sind beim Verlauf der Trajektorien in Abbildung 6.12 festzustellen. Die Trajektorie nach dem HS-Small Modell ist leicht gekrümmt, während jene aus dem Versuch nahezu linear verläuft. Außerdem ist die horizontale Verschiebung u bei den numerischen Berechnungen kleiner als jene des Versuchs. Allerdings sind die Richtungen der Verschiebungsinkremente in der Nähe des Bruchs annähernd identisch.

Die Nachrechnung der Probebelastung wurde auch auf Basis von Laboruntersuchungen durchgeführt. Die Ermittlung der Parameter erfolgte an Proben, deren Lagerungsdichte der Dichte im Feld entsprochen hat (von Wolfersdorff [142]). Dennoch konnte der Versuch nur mit Ansatz einer Vorbelastung infolge einer großflächigen Auflast von 50 kN/m^2 nachgerechnet werden. Diese Vorbelastung reduziert z.B. die Gesamtsetzung um ca. 25%.

Die Annahme einer Vorbelastung des vorliegenden Bodens ist strittig und aus Scherer [105] geht ebenfalls hervor, dass dies nicht gerechtfertigt ist. Deshalb kann festgehalten werden, dass die Nachrechnung der Probebelastung auf Basis von Drucksondierungen besser funktioniert als mit den Parametern aus den Laborversuchen, da Probestörungen un-

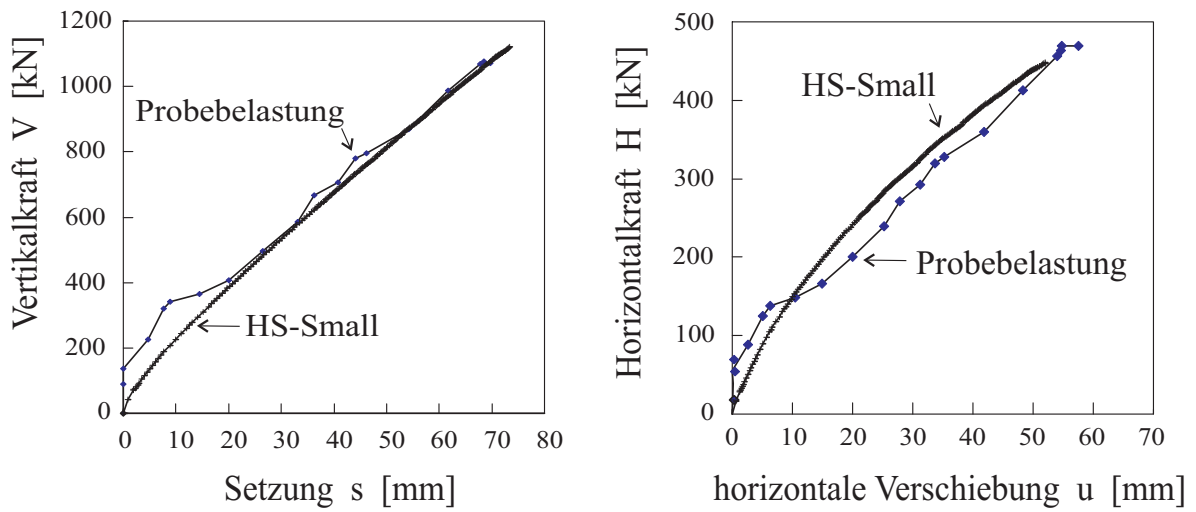


Abbildung 6.11: Last-Verschiebungskurven aus Probelastung und FE-Berechnung

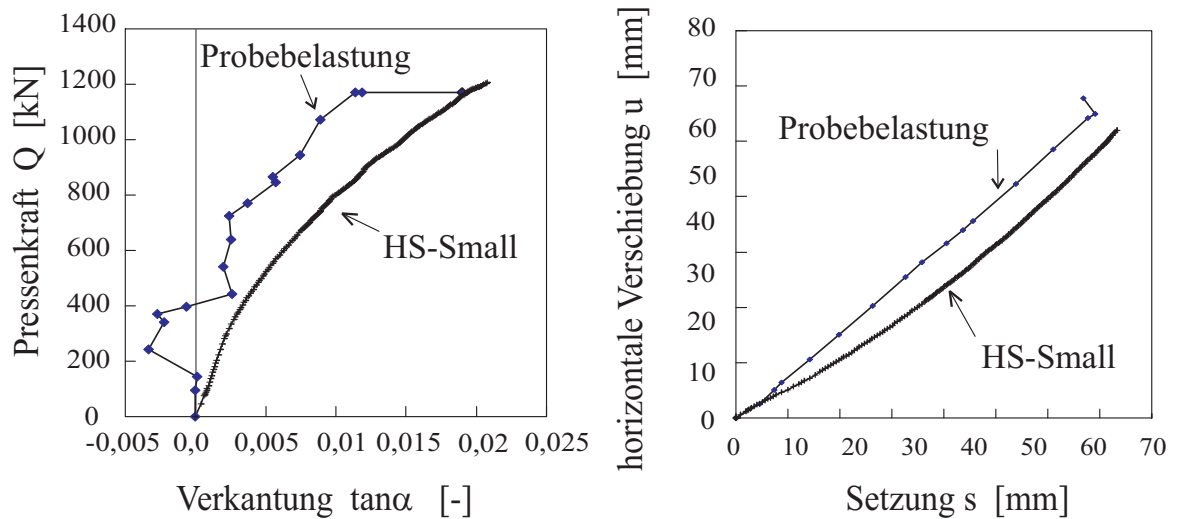


Abbildung 6.12: Verkantung und Verlauf der Trajektorien aus Probelastung und FE-Berechnung

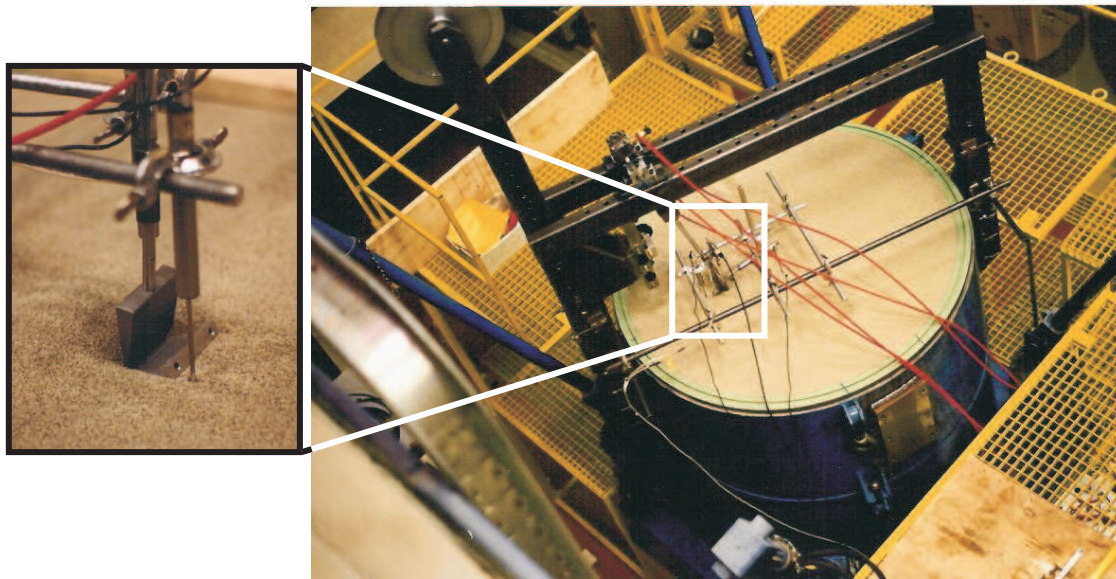


Abbildung 6.13: Versuchsbehälter mit Belastungseinrichtung (Montrasio und Nova [78])

vermeidlich sind. Die in der Literatur angegebenen Korrelationen zur Bestimmung von Bodenparametern aus dem Spitzenwiderstand erweisen sich als sehr hilfreich und nützlich.

6.3 Kleinmaßstäblicher 1g-Versuch von Montrasio und Nova [78]

Die kleinmaßstäblichen 1g-Fundamentversuche von Montrasio und Nova [78] wurden bereits in Kapitel 3.4 kurz behandelt. Schwerpunktmäßig wurde dort das Verschiebungsverhältnis u/s von quadratischen Fundamenten im Vergleich zu Streifenfundamenten behandelt. Nun werden ein kleinmaßstäblicher Fundamentversuch mit vertikaler Belastung und ein kleinmaßstäblicher I-C Versuch mit $\delta = 14^\circ$ mit der Finiten-Elemente-Methode nachgerechnet. Zur Anwendung kommt das FE-Programm PLAXIS 3D FOUNDATIONS. Als Bodenmodell wird wie schon in Kapitel 6.2 das HS-Small Modell verwendet. Die Kalibrierung der Bodenparameter erfolgt auf Basis von Laborversuchen.

6.3.1 Beschreibung des Versuchs

Abbildung 6.13 zeigt den zylindrischen Versuchsbehälter mit einem Durchmesser von 1,2 m und einer Höhe von 0,81 m, ein quadratisches Probefundament und die Belastungseinrichtung. Der Einbau des Versuchssandes erfolgte durch Einrieseln. Mit dieser gängigen Methode ist es möglich, die Gleichmäßigkeit des Bodeneinbaus zu gewährleisten und reproduzierbare Versuche auszuführen. Die Probefundamente haben eine Breite von 8 cm und ein Längen-Breitenverhältnis von 1, 2 und 3. Die Versuche wurden mit unterschiedlichen

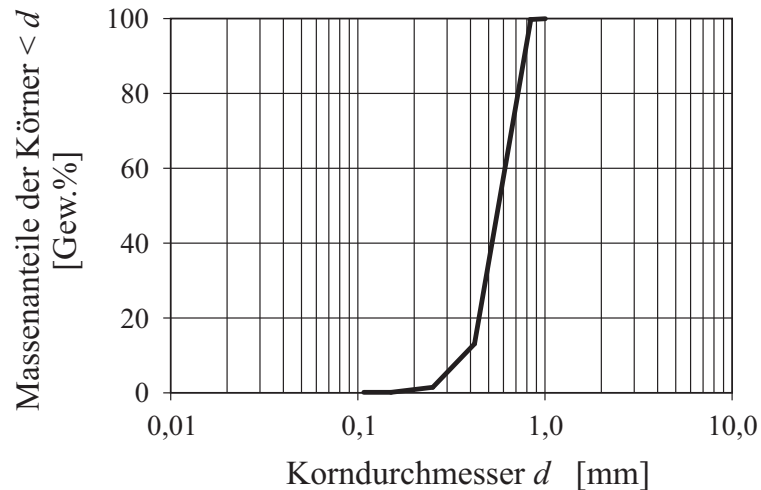


Abbildung 6.14: Kornverteilung des Ticino-Sandes nach Baldi u.a. [6]

Tabelle 6.2: Bodenphysikalische Kennwerte von Ticino-Sand

Bodenphysikalische Kennwerte		
Korndichte ρ_S	[g/cm ³]	2,65
Mittlerer Korndurchmesser d_{50}	[mm]	0,56
Ungleichförmigkeitsgrad $U = d_{60}/d_{10}$	[-]	1,65
Minimale Trockenwichte γ_{min}	[kN/m ³]	13,65
Maximale Trockenwichte γ_{max}	[kN/m ³]	16,68

Einbindetiefen durchgeführt. Mit der Belastungseinrichtung war es möglich, Versuche mit unterschiedlichen Lastneigungen und unterschiedlichen Exzentrizitäten zu fahren.

Als Versuchssand wurde der Ticino-Sand mit einer relativen Lagerungsdichte $I_D = 0,96$ verwendet. Abbildung 6.14 zeigt die Korngrößenverteilung nach Baldi u.a. [6] und Tabelle 6.2 gibt einen Überblick über die wichtigsten Kennwerte dieses Sandes. Infolge der sehr großen Lagerungsdichte und der daraus resultierenden hohen Steifigkeit war es nicht erforderlich die Oberfläche durch Absaugen des Sandes zu livellieren, um den Einfluss aus der seitlichen Auflast auszuschalten.

Zur Erzielung einer vollen Rauigkeit zwischen Boden und Fundament wurde Sand auf die Fundamentunterfläche geklebt. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert bis zum Bruch. Einzelheiten können aus Montrasio [77] und Montrasio und Nova [78] entnommen werden.

6.3.2 Ermittlung der Bodenparameter aus den Laboruntersuchungen

Zur Ermittlung der Parameter des HS-Modells werden Triaxialversuche des Ticino Sandes mit $I_D = 0,82$ aus Schivazappa [106] herangezogen. Die Abbildungen 6.15 und 6.16 zeigen

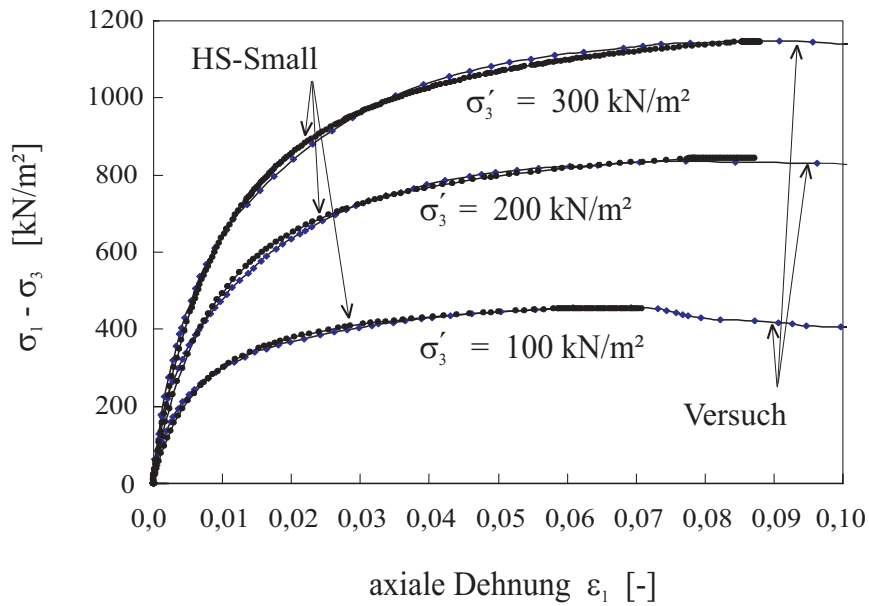


Abbildung 6.15: Dräniertes Triaxialversuch: Spannungs-Dehnungskurven aus Versuch und numerischer Nachrechnung mit HS-Modell für Ticino-Sand mit $I_D = 0,82$

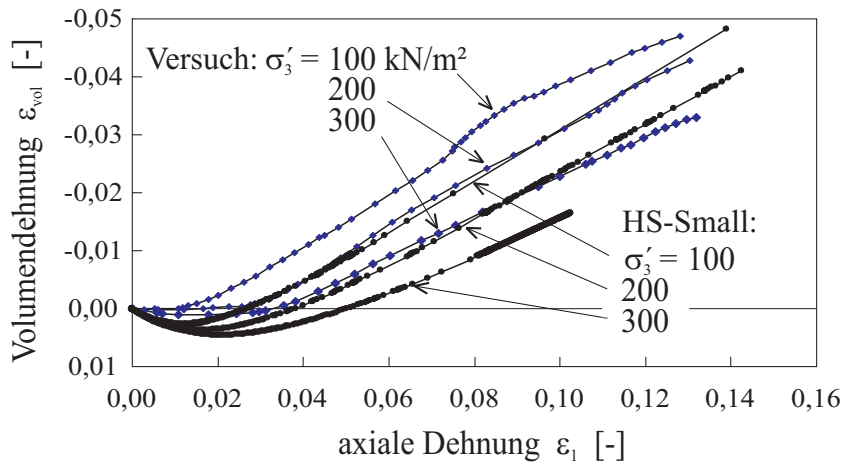


Abbildung 6.16: Dräniertes Triaxialversuch: $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_1$ -Verlauf aus Versuch und numerischer Nachrechnung mit HS-Modell für Ticino-Sand mit $I_D = 0,82$

Tabelle 6.3: Auswertung der dränierten Triaxialversuche von Schivazappa [106] für Ticino-Sand mit $I_D = 0,82$

σ'_3	$\varphi'_{peak}(Triax)$	$\psi(Triax)$	$\varphi'_{krit} = \varphi'_{peak} - \psi$	$b(Bolton)$	$a(Bolton)$
[kN/m ²]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
100	44,0	10,6	33,4	13,2	33,2
200	42,6	9,9	32,7	11,3	33,3
300	41,0	8,4	32,6	10,2	32,6

Tabelle 6.4: Parameter des HS-Small Modells für den Ticino-Sand

Parameter des HS-Modells		
φ'	[°]	47 (45)
c'	[kN/m ²]	0
ψ	[°]	15
E_S^{ref}	[MN/m ²]	45
E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	45
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	135
m	[–]	0,5
ν_{ur}	[–]	0,25
Parameter für die Small-Strain-Stiffness		
E_0^{ref}	[MN/m ²]	312,5
$\gamma_{0,7}$	[–]	$1,3 \cdot 10^{-4}$

die Testdaten bei Seitendrücken von $\sigma'_3 = 100, 200$ und 300 kN/m^2 . Die numerische Nachrechnung der Versuche erfolgt unter Verwendung von $E_{50}^{ref} = 40 \text{ MN/m}^2$ und $m = 0,5$, von φ'_{peak} und ψ aus Tabelle 6.3 und den empirischen Korrelationen für Versuchssande: $E_S^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ bzw. $E_{ur}^{ref} \approx 3E_S^{ref}$.

Abbildung 6.15 zeigt, dass das HS-Modell die Spannungs-Dehnungskurven sehr gut abbildet. Allerdings setzt der Beginn des dilatanten Verhaltens zu spät ein, wie aus den Volumendehnungen ε_{vol} als Funktion der Axialdehnungen ε_1 in Abbildung 6.16 hervorgeht. Die Steigung der Kurven stimmen wiederum gut überein.

Die bisherigen Ausführungen gelten für den Ticino-Sand mit $I_D = 0,82$. Zur Bestimmung der Steifigkeit E_{50}^{ref} für den Ticino-Sand mit $I_D = 0,96$ wird der annähernd lineare Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Lagerungsdichte herangezogen mit $E_{50}^{ref} = const \cdot I_D$. Daraus ergibt sich $E_{50}^{ref} \approx 45 \text{ MN/m}^2$. Die anderen Steifigkeiten des HS-Modells ergeben sich über die empirischen Korrelationen: $E_S^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ bzw. $E_{ur}^{ref} \approx 3E_S^{ref}$ (siehe Tabelle 6.4).

Der Ticino-Sand ist für den Bereich der hohen Steifigkeiten bei den sehr kleinen Dehnungen

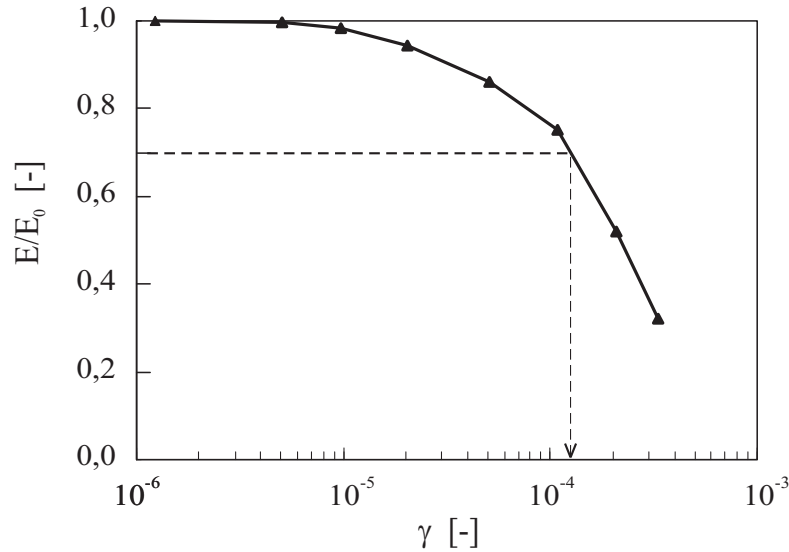


Abbildung 6.17: Verlauf des E-Moduls über die Scherdehnung nach Lo Presti [67]

u.a. von Lo Presti [67] sehr gut untersucht und dokumentiert. Der Schubmodul der Small-Strain-Stiffness G_0 kann nach Lo Presti u.a. [68] mit Gleichung 6.4³ ermittelt werden:

$$G_0 = A \cdot \frac{(2,27 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p'}{p^{ref}} \right)^{0,44} \cdot p^{ref} \quad \text{und} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (6.4)$$

Die Materialkonstante A beträgt für den Ticino-Sand nach Lo Presti u.a. $A = 71$. Bei einer Porenzahl von $e = 0,602$ für den Ticino-Sand mit $I_D = 0,96$ resultiert aus Gleichung 6.4 $G_0^{ref} \approx 125 \text{ MN/m}^2$. Da sich der Boden im Bereich der sehr hohen Steifigkeit nahezu elastisch verhält, kann der Schubmodul G_0^{ref} über die Querdehnzahl $\nu = 0,25$ in den E-Modul $E_0^{ref} = 312,5 \text{ MN/m}^2$ umgerechnet werden.

Der Parameter $\gamma_{0,7}$ wird aus dem Verlauf des normierten Moduls E/E_0 über die Scherdehnung γ aus Abbildung 6.17 bestimmt. Hieraus läßt sich ein Wert von $\gamma_{0,7} = 0,00013$ ablesen.

Tabelle 6.3 beinhaltet die Auswertung der Triaxialversuche von Schivazappa [106] für den Ticino-Sand mit $I_D = 0,82$. Darin enthalten ist der Peak-Reibungswinkel φ'_{peak} und der aus der Steigung der $(\varepsilon_{vol} - \varepsilon_1)$ -Kurve in Abbildung 6.16 abgeleitete Dilatanzwinkel ψ . Mit Hilfe von Gleichung 6.3 werden die beiden Parameter a und b berechnet. a ist unabhängig vom Druckniveau und der Lagerungsdichte und ist mit $a \approx 33^\circ$ für die betrachteten Seitendrucke annähernd konstant.

Zur Bestimmung des Reibungswinkels für $I_D = 0,96$ wird Gleichung 6.3 mit $a = 33^\circ$ und p'_f aus den Spannungen beim Bruch in der Sohle des vertikal belasteten quadratischen Fundaments verwendet. Daraus ergibt sich ein Reibungswinkel von $\varphi' = 48,4^\circ$. Aus der

³Bei der numerischen Nachrechnung mit dem HS-Small Modell wird die Spannungsabhängigkeit von E_0 mit dem Exponenten $m = 0,5$ berücksichtigt und nicht mit 0,44 aus Gleichung 6.4. Dadurch wird die Anfangssteifigkeit aber nur geringfügig unterschätzt.

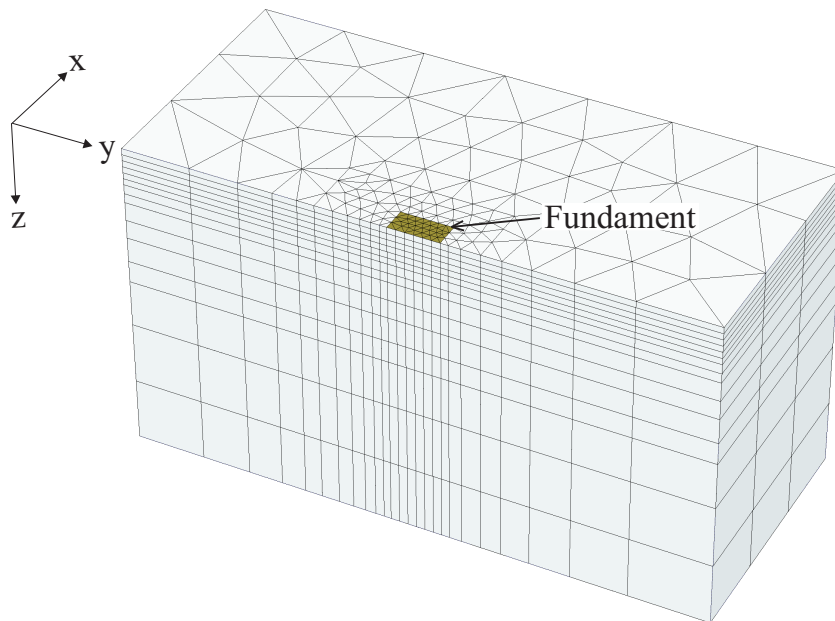


Abbildung 6.18: FE-Netz des kleinmaßstäblichen Modellversuch mit y-z-Ebene als Symmetrieebene

Beziehung $\varphi' = \varphi'_{krit} + \psi$ mit $\varphi'_{krit} \approx 33^\circ$ aus Tabelle 6.3 ergibt sich der Dilatanzwinkel $\psi = 15^\circ$.

Mit einem Reibungswinkel $\varphi' = 48,4^\circ$ ergeben sich jedoch zu große Bruchlasten aus der numerischen Berechnung im Vergleich zu den Versuchen. Deshalb wird für das vertikal belastete Fundament $\varphi' = 45^\circ$ und für das schräg belastete Fundament $\varphi' = 47^\circ$ verwendet. Damit ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, wie auch aus Abbildung 6.19 hervorgeht. Der vollständige Parametersatz des Ticino-Sandes ist in Tabelle 6.4 gegeben.

6.3.3 FE-Modellierung

Abbildung 6.18 zeigt das in den Berechnungen verwendete FE-Netz durch Ausnutzung der Symmetrie. Das Netz ist 90 cm breit, 40 cm tief und 50 cm hoch. Das quadratische Aluminiumfundament ($b = 8$ cm) wird als starre Platte mit einer Biegesteifigkeit von $EI = 2500 \text{ MNm}^2$ modelliert. Die Kontaktfläche zwischen Fundamentunterseite und Boden wird als absolut rau angenommen. Dieser Ansatz ist gerechtfertigt, da Ticino-Sand auf die Unterseite des Fundaments geklebt wurde. Die Belastung erfolgt kraftgesteuert bis zum Bruch. Die Lastneigung bleibt während des Belastungsvorgangs konstant.

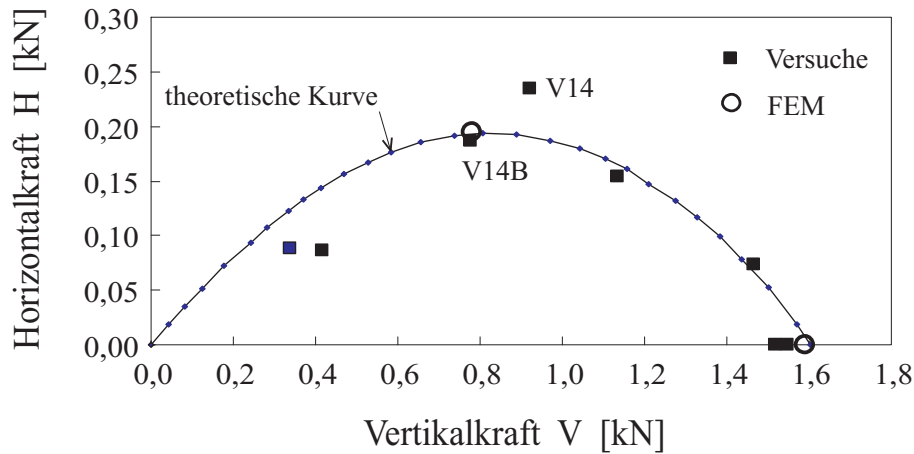


Abbildung 6.19: H-V-Interaktionsdiagramm beim Bruch aus Versuchen und eingetragene Bruchlasten aus FEM

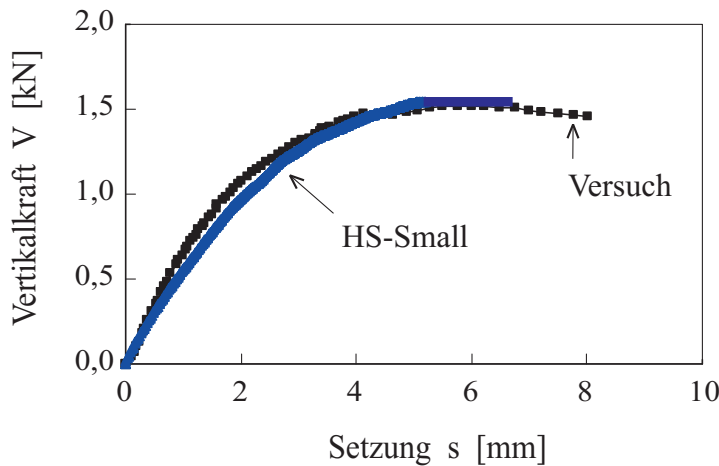
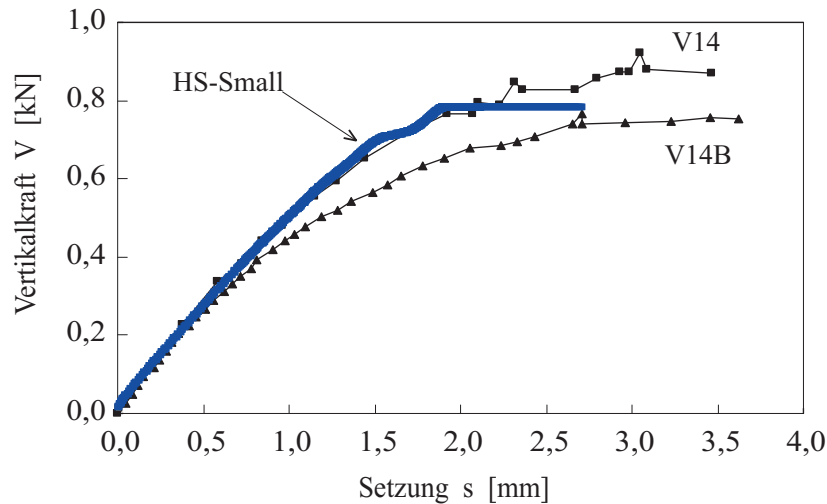


Abbildung 6.20: V-s-Linien infolge vertikaler Belastung aus Versuch und FEM

6.3.4 Ergebnisse der Nachrechnung

Abbildung 6.19 zeigt das V-H-Interaktionsdiagramm für die Bruchlasten aus den Versuchen und die theoretische Bruchlastumhüllende nach Montrasio und Nova [78]. Darin eingetragen sind auch die Bruchlasten, die sich aus den FE-Berechnungen ergeben. Es werden zwei Versuche nachgerechnet. Beim ersten Versuch ist die Belastung vertikal. Bei Verwendung eines Reibungswinkels $\varphi' = 45^\circ$ wird die Bruchlast sehr gut wiedergegeben, wie aus dem Interaktionsdiagramm und Abbildung 6.20 hervorgeht. Unter Verwendung der Parameter aus Tabelle 6.4 ist auch die Last-Setzungskurve nach dem HS-Small Modell in guter Übereinstimmung mit dem Versuch.

Der zweite Versuch, der nachgerechnet wird, ist ein I-C Versuch mit einem Lastneigungswinkel $\delta = 14^\circ$. Zum Vergleich liegen die zwei experimentellen Versuche V14 und V14B vor. Die Nachrechnung erfolgt in diesem Fall ebenso unter Anwendung der Parameter aus Tabelle 6.4 und $\varphi' = 47^\circ$. Aus dem Interaktionsdiagramm in Abbildung 6.19 geht hervor,

Abbildung 6.21: V-s-Linien aus Versuch mit $\delta = 14^\circ$ und FEM

dass die numerische Bruchlast in sehr guter Übereinstimmung mit Versuch V14B ist.

Die Abbildungen 6.21 und 6.22 zeigen die Last-Verschiebungskurven der beiden Versuche V14 und V14B und der numerischen Nachrechnung. Die V-s-Kurve wird mit dem HS-Small Modell gut wiedergegeben. Bei der H-u-Kurve verhält sich das HS-Small Modell wesentlich steifer als die beiden Versuche. Es liegt ein Faktor in der Größenordnung von ca. 2 zwischen dem HS-Small Modell und den Versuchen. Das steifere Verhalten der numerischen Versuche in horizontaler Richtung im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen Versuchen wurde schon in Kapitel 3.4.2 festgestellt und wird in diesem Zusammenhang auch durch die Nachrechnung bestätigt.

Die Abbildung 6.23 zeigt die Trajektorien der beiden Versuche und jene des HS-Small Modells. Die Kurven zeigen einen überlinearen Verlauf der Horizontalverschiebungen bis zum Bruch, wobei die Kurven des HS-Small Modells stärker gekrümmt sind⁴. Mit Beginn des Bruchs weisen die Trajektorien einen nahezu linearen Verlauf und ergeben die Richtungen der Verschiebungsinkremente. Dabei weichen die Richtungen des HS-Small Modells und der Versuche ca. 10° voneinander ab. Beim Streifenfundament ergab sich eine Abweichung von ca. 7° zwischen den Versuchen von Gottardi und Butterfield [44] und den HS-Small Berechnungen mit dem dichten Hostun-Sand.

6.4 Schlussfolgerungen

Die Nachrechnung des großmaßstäblichen Versuchs von Hochstetten gelingt auf Basis der Spitzenwiderstände q_c aus den vorliegenden Drucksondierungen. Folgendes sollte dabei berücksichtigt werden: Die in der Literatur angegebenen Korrelationen zur Bestimmung des Reibungswinkels φ' und des Steifemoduls E_S gelten für Sande unter Laborbedingun-

⁴Die stärkere Krümmung der Trajektorien des HS-Small Modells im Vergleich zu denen der kleinmaßstäblichen Modellversuche wurde schon in Kapitel 3.3.2 festgestellt.

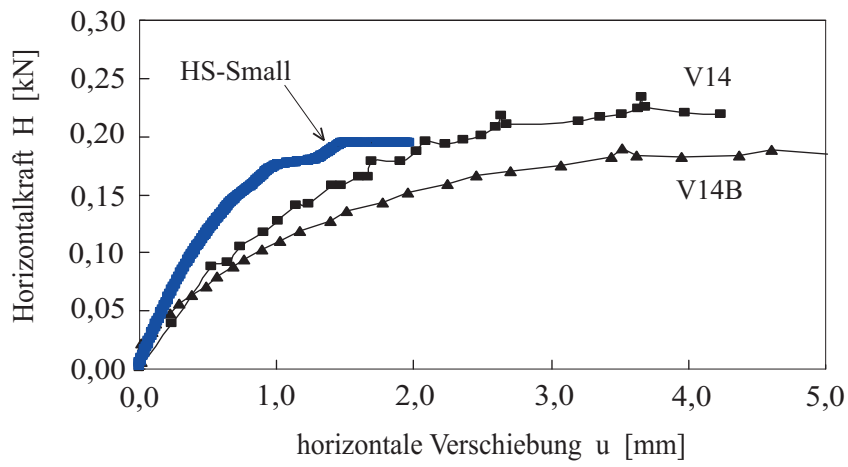


Abbildung 6.22: H-u-Linien aus Versuch mit $\delta = 14^\circ$ und FEM

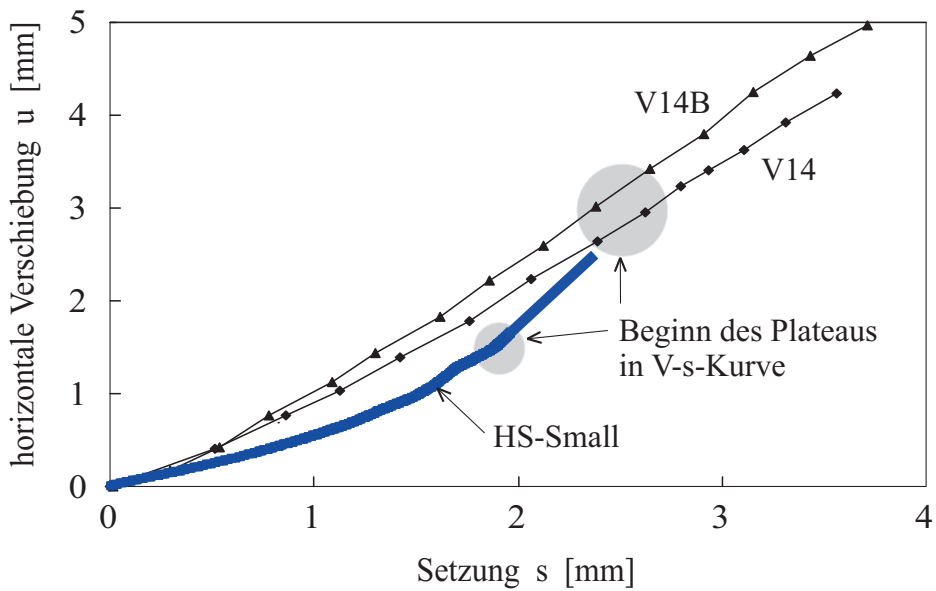


Abbildung 6.23: u-s-Linien aus Versuch mit $\delta = 14^\circ$ und FEM

gen. Natürlich gewachsene Sande weisen eine Verkittung der Bodenpartikel oder höhere Festigkeiten infolge einer Kapillarkohäsion auf. Diese Faktoren erhöhen die Spitzenwiderstände und führen damit zu einer Überschätzung der Lagerungsdichte und damit der Steifigkeit. Für den Anfangsmodul E_0 existieren ebenfalls Korrelationen für Versuchssande aus q_c und der Porenzahl e . Die in-situ Steifigkeit E_0 kann jedoch z.B. infolge von Zementierung deutlich größer sein als die Steifigkeit unter Laborbedingungen. Nach Benz [12] kann der Unterschied zwischen den im Feld gemessenen Werten und den Werten im Labor bis zu einem 4-fachen betragen.

Die Nachrechnung der kleinmaßstäblichen Versuche erfolgte auf Basis von Laboruntersuchungen. Es zeigt sich, dass das Setzungsverhalten mit dem HS-Small Modell sehr gut wiedergegeben werden kann. Jedoch unterscheiden sich die horizontalen Verschiebungen deutlich voneinander. Das in horizontaler Richtung steifere Verhalten des HS-Small Modells und der großmaßstäblichen Modellversuche im Vergleich zu den kleinmaßstäblichen Versuchen wurde schon in Kapitel 3 gezeigt. Infolge von Spannungsniveau-Effekten kann das Verhalten von kleinmaßstäblichen 1g-Fundamentversuchen nicht auf großmaßstäbliche Versuche übertragen werden.

Für beide Nachrechnungen gilt aber, dass die Trajektorien nach dem HS-Small Modell eine etwas zu starke Krümmung aufweisen im Vergleich zu den Ergebnissen der experimentellen Versuche.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellte Arbeit liefert einen Beitrag zur Analyse der Verschiebungen von Flachgründungen unter senkrechter und geneigter Belastung. Hierzu wurden numerische Berechnungen durchgeführt und sowohl mit konventionellen Methoden basierend auf der Elastizitätstheorie für die Verschiebungen bzw. auf der idealen Plastizität für Bruchzustände als auch mit experimentellen Modellversuchen verglichen.

7.1 Abgeschlossene Arbeiten

Folgende Arbeiten wurden im Rahmen dieser Dissertation abgeschlossen:

- Das HS-Small Modell und das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung (i.D.) wurden auf Basis von Laborversuchen kalibriert. Die beiden Bodenmodelle wurden für Flachgründungen unter vertikaler und geneigter Belastung verglichen.
- Die Ergebnisse der klassischen Setzungsberechnung wurden den Ergebnissen von numerischen Berechnungen in Sand und in Ton gegenübergestellt.
- Die Bruchlasten nach DIN 4017 für ein Streifenfundament unter geneigten Lasten wurden mit den Bruchlasten des Mohr-Coulomb Modells und des hypoplastischen Modells verglichen.
- Der Tangens des Verschiebungswinkels aus Berechnungen mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D. wurde mit klein- und großmaßstäblichen Versuchen mit geneigter Belastung verglichen.
- Die elastische Lösung zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen infolge einer horizontalen Belastung wurde für begrenzte Schichtdicken und für starre Fundamente erweitert.
- Die Anwendbarkeit der elastischen Lösung zur Ermittlung der horizontalen Verschiebungen wurde mit numerischen Berechnungen in Sand überprüft.
- Die Nachrechnung eines Fundamentversuchs im gewachsenen Boden wurde auf Basis der Auswertung der Spitzenwiderstände aus vorliegenden Drucksondierungen durchgeführt.
- Die Nachrechnung eines kleinmaßstäblichen Fundamentversuchs wurde auf Basis von Laboruntersuchungen durchgeführt.

7.2 Zusammenfassung der Schlussfolgerungen

Elastoplastizität versus Hypoplastizität: Der Vergleich zwischen elastoplastischen und hypoplastischen Bodenmodellen erfolgte u.a. durch Marcher u.a. [71] für Elementversuche, durch Viggiani und Tamagnini [134] für das Randwertproblem einer Baugrube oder durch von Wolfersdorff [143] ebenfalls für eine Baugrube.

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt der Vergleich für ein Streifenfundament im Sandboden. Das Neue an diesem Vergleich besteht darin, dass die verwendeten Bodenmodelle die sehr hohen Steifigkeiten bei den sehr kleinen Dehnungen („Small-Strain-Stiffness“) berücksichtigen. Die Berechnungen wurden mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Modell mit i.D. durchgeführt. Die Kalibrierung der Parameter erfolgte auf Basis derselben Laborversuche.

Im Folgenden wird zusammenfassend gezeigt, inwieweit die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit den beiden Bodenmodellen übereinstimmen:

- Das HS-Small Modell erfordert zwei Parametersätze zur Beschreibung der Eigenschaften des lockeren und des dichten Sandes. Das hypoplastische Modell benötigt nur einen Parametersatz. Beide Bodenmodelle ergeben eine sehr gute Übereinstimmung mit den vorliegenden Ödometer- und Triaxialversuchen. Lediglich das hypoplastische Modell weist im Triaxialversuch des lockeren Sandes ein zu steifes Verhalten gegenüber dem Versuch und dem HS-Small Modell auf.
- Bei den Fundamenten unter vertikaler Belastung zeigt sich, dass die Setzungen vor allem beim dichten Sand sehr gut übereinstimmen. Beim lockeren Sand verhält sich das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung etwas steifer als das HS-Small Modell. Der Verlauf der vertikalen Verschiebungen über die Tiefe stimmt für beide Bodenmodelle überein.

Unterschiede ergeben sich bei der Ausbreitung der Zusatzspannungen in der Tiefe. Beim HS-Small Modell bildet sich eine Senke unter der Fundamentmitte aus, beim hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung bildet sich die typische Glockenform aus.

- Die horizontalen Verformungen im Boden unter einem vertikal belasteten Fundament sind beim hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung ausgeprägter als beim HS-Small Modell.
- Die Bruchlasten von Streifenfundamenten unter geneigter Belastung sind beim hypoplastischen Modell signifikant höher als die Bruchlasten des MC-Modells bzw. HS-Small Modells. Es ergibt sich ein Unterschied von ca. 20% für den dichten Sand und von ca. 30% für den lockeren Sand. Diese Werte gelten genau genommen infolge von Spannungsniveau-Effekten (siehe Kapitel 3.2.4) nur für die betrachtete Fundamentbreite $b = 1$ m.
- Die Verschiebungsinkremente von Fundamenten mit geneigter Belastung sind im Bruchzustand sowohl beim HS-Small Modell als auch beim hypoplastischen Modell lastpfaf-

dunabhängig und nicht mit der Bruchlastumhüllenden assoziiert. Dies ist in Einklang mit kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen.

- Die horizontalen Fundamentverschiebungen u infolge geneigter Belastung nehmen beim HS-Small Modell schneller zu als die Setzungen s . Das hypoplastische Modell zeigt hingegen einen leicht unterlinearen Verlauf der horizontalen Verschiebungen auf.
- Die Trajektorien des HS-Small Modells weisen im Vergleich zu jenen der experimentellen Versuche eine stärkere Krümmung auf. Die Trajektorien des hypoplastischen Modells mit i.D. zeigen bis Erreichen der Bruchlasten kaum Krümmung auf. Die Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Modellversuche liegen somit zwischen den numerischen Berechnungen.
- Der Verschiebungswinkel ist ein Indiz für die relative Steifigkeit der Bodenmodelle. Im Bereich der Gebrauchslasten verhält sich das hypoplastische Modell mit i.D. weicher als das HS-Small Modell. Für die maximalen Gebrauchslasten stimmt der Tangens des Verschiebungswinkel u/s sehr gut überein. Beim Bruch weichen diese wieder deutlich voneinander ab.

Setzungsberechnung: Bei der Ermittlung von Setzungen mit den klassischen Methoden ist die direkte Methode vorzuziehen, da diese auch die Querdehnung des Bodens berücksichtigt. Entscheidend dabei ist, dass der gewählte E-Modul das Bodenverhalten für ein maßgebliches Spannungsintervall repräsentiert.

Die Setzungsberechnung im Sand auf Basis der Ergebnisse von Ödometerversuchen gelingt mit den klassischen Methoden für Belastungsniveaus weit entfernt von einem Bruchzustand. Bei weichen Tonböden können die klassischen Methoden nahezu für den gesamten Gebrauchslastbereich verwendet werden. Grund dafür liegt in der größeren Kompressibilität des weichen Tons im Vergleich zum Sand.

Die Idee der Grenztiefe bei der klassischen Setzungsberechnung ist richtig. Das Kriterium nach DIN 4019-1 mit $\Delta\sigma_z = 0,2 \cdot \sigma'_{z0}$ ist in guter Übereinstimmung mit dem HS-Small Modell und dem hypoplastischen Stoffgesetz mit i.D.. Die Bodenmodelle mit implementierter Small-Strain-Stiffness ergeben automatisch eine Grenztiefe. Bodenmodelle ohne Small-Strain-Stiffness benötigen vor allem bei Streifenfundamenten eine Begrenzung der Netzhöhe. Diese kann dabei in Anlehnung an die Grenztiefe nach DIN 4019-1 gewählt werden.

Setzungsberechnungen hängen entscheidend von der richtigen Wahl der Steifigkeitsparameter ab. Probestörungen bei der Entnahme beeinflussen die Ergebnisse. Dies hat Auswirkung auf die klassische Setzungsberechnung und auf die FE-Berechnungen.

Analyse von Flachgründungen unter geneigten Lasten: Die Bruchlasten von Streifenfundamenten infolge geneigter Lasten nach DIN 4017 sind in guter Übereinstimmung mit dem MC-Modell. Kleinmaßstäbliche Fundamentversuche mit geneigter Belastung verhalten sich in horizontaler Richtung deutlich weicher als großmaßstäbliche Versuche. Dennoch liefern kleinmaßstäbliche Versuche wertvolle Erkenntnisse:

- Die horizontalen Verschiebungen nehmen bei geneigten Lasten stärker zu als die Setzungen.
- Die Verschiebungsinkremente beim Bruch sind unabhängig vom Lastpfad und nicht-assoziiert mit der Bruchlastumhüllenden.
- Streifenfundamente unter geneigter Last verhalten sich in horizontaler Richtung steifer als Quadrat- oder Kreisfundamente.

Das HS-Small Modell ist bezüglich des Tangens des Verschiebungswinkels u/s in guter Übereinstimmung mit großmaßstäblichen Versuchen. Die Auswirkung der Lastneigung auf die Setzung bei Flachgründungen ist relativ gering.

Elastische Lösung für Horizontalverschiebungen infolge horizontaler Lasten: Mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode ist die bereits existierende elastische Lösung zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen für den elastisch-isotropen Halbraum für begrenzte Schichtdicken und starre Fundamente erweitert worden. Dadurch steht nun dem Anwender ein einfaches Hilfsmittel zur Verfügung, das in der Anwendung mit der direkten Setzungsmethode vergleichbar ist.

Anwendung der elastischen Methode zur Ermittlung von Horizontalverschiebungen: Die Anwendungsmöglichkeiten der elastischen Lösung zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen von Fundamenten beschränken sich auf einfache Baugrundverhältnisse und mittige Belastungen. Wichtig für die Anwendung ist die Lastpfadabhängigkeit der Verschiebungen zu erkennen.

Die elastische Lösung zeigt bei Versuchen mit geneigter Belastung (I-C Lastpfad) im Sand dieselben Anwendungsgrenzen wie die direkte Setzungsmethode, d.h. die Anwendung ist für Belastungssituationen mit geringem Plastizierung im Boden möglich. Der repräsentative E-Modul für die Setzungsberechnung kann auch für die Ermittlung der horizontalen Verschiebungen herangezogen werden.

Wird das Fundament zuerst vertikal und dann horizontal belastet (V-H Lastpfad), dann ist die elastische Lösung für einen großen Teil des Gebrauchslastbereichs anwendbar, sofern die Steifigkeitsverhältnisse im Boden nach erfolgter Vertikalkraft berücksichtigt werden.

Nachrechnung von Fundamentversuchen: Die Nachrechnung des großmaßstäblichen Versuchs von Hochstetten gelingt auf Basis der Spitzenwiderstände q_c aus den durchgeführten Drucksondierungen und unter Berücksichtigung der in-situ Steifigkeiten im Bereich der kleinen Dehnungen.

Die Nachrechnung der kleinmaßstäblichen Versuche gelingt auf Basis von Laboruntersuchungen nur bedingt. Jedoch zeigt sich ein steiferes Verhalten des HS-Small Modells in horizontaler Richtung.

7.3 Ausblick

Weiterer Forschungsbedarf ist für folgende Punkte gegeben:

- Im Rahmen dieser Studie ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen der Grundbruchlast von Streifenfundamenten für geneigte Lasten nach DIN 4017 mit dem MC-Modell. Die Untersuchungen könnten für Rechteckfundamente, exzentrische Belastungen und kohäsive Böden erweitert werden.
- Die Anwendung der elastischen Lösung zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen wurde bisher nur für Streifenfundamente auf Sand überprüft. Wie in Kapitel 5 schon erläutert, weist die elastische Lösung bei quadratischen Fundamenten einige Abweichungen zum experimentellen Befund auf. Es ist deshalb notwendig, (numerische) Versuche mit Rechteckfundamenten durchzuführen und mit den Ergebnissen der elastischen Lösung zu vergleichen. Ferner könnten Fundamentversuche im Ton weitere Anwendungsmöglichkeiten aufzeigen.
- Die bisherigen Untersuchungen zu den Horizontalverschiebungen von Fundamenten haben nur zentrische Belastungssituationen berücksichtigt. Fundamente für viele baupraktische Anwendungen sind aber häufig Momentenbelastungen ausgesetzt. Die quantitative Auswirkung der Momentenbelastung auf Setzungen, Horizontalverschiebungen und Fundamentverdrehungen könnte untersucht werden. Dabei sollte aufgezeigt werden, inwieweit die Verfahren der Elastizitätstheorie noch ausreichen und ab wann numerische Berechnungen unentbehrlich werden.
- Die elastische Lösung zur Ermittlung der Horizontalverschiebungen ist für die Anwender in der Baupraxis bestimmt. Rückkopplung der dortigen Erfahrungen ist erforderlich, um die im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeiteten Empfehlungen zu überprüfen und gegebenenfalls zu erweitern.
- Der Vergleich zwischen Berechnungen mit dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung und jenen mit dem HS-Small Modell sollte für andere Randwertprobleme, z.B. einer Baugrube oder eines Tunnels, weitergeführt werden.

Anhang A

Verwendete Stoffmodelle

A.1 Einleitung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zwei komplett unterschiedliche Bodenmodelle miteinander verglichen, nämlich das HS-Small Modell und das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung. Beide Modelle beinhalten die Wirkung der sehr hohen Steifigkeiten bei den sehr kleinen Dehnungen („Small-Strain-Stiffness“). Die Basis des HS-Small Modells ist das Hardening-Soil Modell. Zur Untersuchung der Auswirkung der „Small-Strain-Stiffness“ auf die Rechenergebnisse wurden in Kapitel 2 Berechnungen mit dem HS-Modell durchgeführt.

Für Bruchlastberechnungen wurde in Kapitel 3.2 anstelle des HS-Small Modells das Mohr-Coulomb Modell verwendet, da beide Modelle auf demselben Bruchkriterium basieren und da das Mohr-Coulomb Modell bei der Berechnung stabiler ist und auch geringere Rechenzeiten erfordert. Die aufgeführten Bodenmodelle werden im Folgenden beschrieben. Für mehr Details bei der Formulierung der Modelle wird der Leser auf andere Publikationen verwiesen.

A.2 Das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)

Das MC-Modell ist eine grobe Annäherung an das tatsächliche Bodenverhalten, da linear-elastisches, ideal-plastisches Verhalten unterstellt wird. Es werden fünf Eingabeparameter benötigt, nämlich der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl (Poisson Zahl) ν für das elastische Verhalten, die effektiven Scherparameter Kohäsion c' und Reibungswinkel φ' für das plastische Verhalten und der Dilatanzwinkel ψ .

Aus Abbildung A.1a geht hervor, dass für die Erstbelastung die Spannungs-Dehnungs-Beziehung elastisch mit einer konstanten Steifigkeit E bis zu einer bestimmten Bruchspannung σ_f modelliert wird. Das Verhalten für die Ent- und Wiederbelastung wird mit denselben Materialeigenschaften beschrieben wie für die Erstbelastung. Bei Erreichen der Bruchspannung treten plastische bzw. irreversible Verformungen auf. Mit Einführung von Fließflächen wird der elastische Bereich vom plastischen Fließen unterschieden. Bei der Darstellung im Hauptspannungsraum ergibt sich ein hexagonaler Konus (Abbildung A.1b). Durch Erweiterung der *Coulombschen* Grenzbedingung ergeben sich folgende Gleichungen

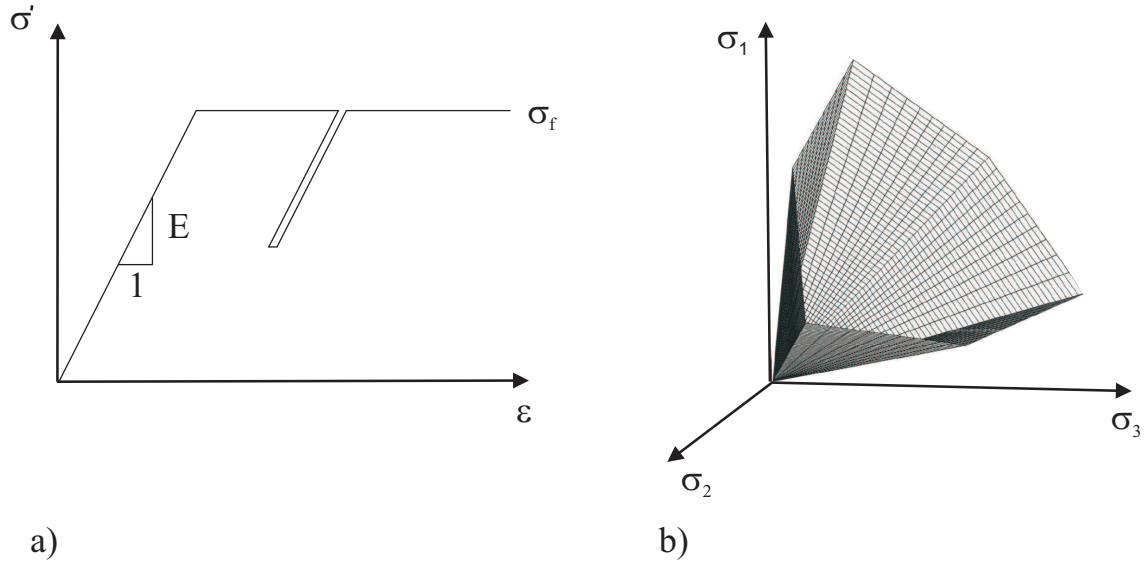


Abbildung A.1: MC-Modell: a) linear-elastisch, perfekt-plastisches Materialverhalten, b) Fließflächen im Hauptspannungsraum mit $c' = 0$

für den Hauptspannungsraum:

$$f_1 = 0 \quad \text{mit} \quad f_1 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_2 - \sigma'_3| - \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \leq 0 \quad (\text{A.1})$$

$$f_2 = 0 \quad \text{mit} \quad f_2 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_3 - \sigma'_1| - \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \leq 0 \quad (\text{A.2})$$

$$f_3 = 0 \quad \text{mit} \quad f_3 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_1 - \sigma'_2| - \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \leq 0 \quad (\text{A.3})$$

Für Spannungszustände innerhalb der Fließflächen verhält sich das MC-Modell linear elastisch und alle Dehnungen sind reversibel. Die elastische Dehnungsrate ist über das *Hookesche* Gesetz nach Gleichung A.4 mit der Spannungsrate verknüpft.

$$\dot{\sigma}' = \mathbf{D}^e \dot{\epsilon}^e \quad (\text{A.4})$$

Darin ist $\dot{\sigma}'$ die Spannungsrate, $\dot{\epsilon}^e$ die zugehörige elastische Dehnungsrate und \mathbf{D}^e die elastische Materialsteifigkeitsmatrix. Die letztere ergibt sich aus den zwei elastischen Materialparametern E und ν . In der Plastizitätstheorie setzen sich die Dehnungsraten $\dot{\epsilon}$ aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (\text{A.5})$$

wobei $\dot{\epsilon}^p$ die plastische Dehnungsrate ist. Aus den Gleichungen A.4 und A.5 ergibt sich

$$\dot{\sigma}' = \mathbf{D}^e (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^p) \quad (\text{A.6})$$

Wird assoziierte Plastizität angenommen, können die plastischen Dehnungsraten mit Hilfe der Fließbedingungen (Gleichungen A.1 - A.3) bestimmt werden. Die plastische Dehnungsrate ist dann ein Vektor, der normal auf die Fließflächen steht. Die Anwendung der assoziierten Plastizität führt allerdings zu plastischen Volumenverzerrungen die wesentlich größer als die beobachteten sind. Deshalb werden Potentialflächen g eingeführt, um eine Abweichung von der Normalitätsbedingung beschreiben zu können. Bei der nicht-assozierten Plastizitätstheorie ($g \neq f$) werden die plastischen Dehnungsraten wie folgt geschrieben:

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} + \lambda_3 \frac{\partial g_3}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad (\text{A.7})$$

wobei λ_1 , λ_2 und λ_3 plastische Multiplikatoren sind. Das plastische Potential g lautet:

$$g_1 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_2 - \sigma'_3| - \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin \psi \quad (\text{A.8})$$

$$g_2 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_3 - \sigma'_1| - \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \sin \psi \quad (\text{A.9})$$

$$g_3 = \frac{1}{2} \cdot |\sigma'_1 - \sigma'_2| - \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin \psi \quad (\text{A.10})$$

Der Dilatanzwinkel ψ wird anstelle des Reibungswinkels φ' verwendet, um die plastischen Volumenverzerrungsraten zu beschreiben. Bei Verwendung der Konsistenzbedingung

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \dot{\boldsymbol{\sigma}}' = 0 \quad (\text{A.11})$$

und der Gleichungen A.6, A.7 und A.11, wird der plastische Multiplikator λ_1 , λ_2 and λ_3 aus folgender Gleichung bestimmt:

$$\dot{f}_i = \frac{\partial f_i}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D}^e (\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} - \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} - \lambda_3 \frac{\partial g_3}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}) = 0 \quad (\text{A.12})$$

wobei $i = 1, 2, 3$.

Für mehr Informationen zur Formulierung und Implementierung des MC-Modells wird der Leser auf Smith und Griffith [115], Van Langen und Vermeer [128] und Brinkgreve und Vermeer [19] verwiesen.

A.3 Das Hardening-Soil Modell (HS-Modell)

Das Hardening-Soil Modell gehört zur Familie der Double Hardening Modelle und wurde von Schanz [103] und Schanz u.a. [104] auf Grundlage von Vermeer [129], [131] entwickelt. Durch die Einführung zweier weiterer Fließbedingungen neben der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb 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-/Wiederbelastung.

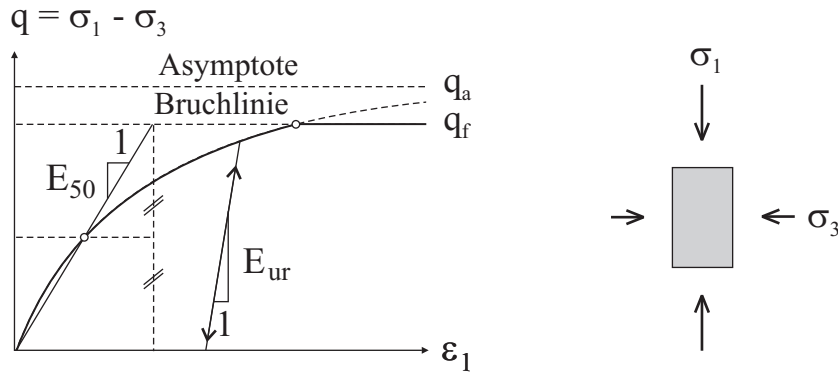


Abbildung A.2: Dränierter Triaxialversuch: hyperbolische Beziehung zwischen Spannung und Dehnung

Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung: Die Form der Spannungs-Dehnungs-kurve eines dränierter Triaxialversuchs (siehe Abbildung A.2) ähnelt stark einer Hyperbel. Um dieses Materialverhalten zu simulieren, wird im Modell eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet, die zuerst von Kondner und Zelasko [62] formuliert und später von Duncan und Chang [36] erweitert wurde.

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad (\text{A.13})$$

Diese Beziehung ist in Abbildung A.2 dargestellt. Die asymptotische Deviatorspannung q_a ist mit der maximalen Deviatorspannung q_f entsprechend folgender Gleichung verknüpft:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{mit} \quad q_f = (c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{R_f \cdot (1 - \sin \varphi')} \quad (\text{A.14})$$

Darin beschreibt R_f das Verhältnis zwischen q_f und q_a und ist immer kleiner als eins. Duncan und Chang [36] finden Werte von R_f zwischen 0,75 und 1,0. Erfahrungswerte zeigen jedoch, dass in den meisten Fällen ein Wert von $R_f = 0,9$ verwendet werden kann. Die maximale Spannung q_f wird aus dem *Mohr – Coulombschen* Bruchkriterium abgeleitet. Der Sekantenmodul E_{50} ist spannungsabhängig und ist wie folgt definiert:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (\text{A.15})$$

wobei E_{50}^{ref} der Sekantenmodul der triaxialen Spannungs-Dehnungskurve bei 50 % der maximalen Deviatorspannung q_f und einer Referenzseitenanspannung von p^{ref} ist. In Anlehnung an Ohde [90] wird die Spannungsabhängigkeit vom Exponenten m gesteuert, der sowohl im Ödometerversuch als auch im Triaxialversuch gemessen werden kann. Von Soos [118] gibt Anhaltswerte zwischen 0,4 und 1,0 für unterschiedliche Böden. Typische Werte für Sand liegen bei $m \approx 0,5$ und für Ton bei $m = 1,0$.

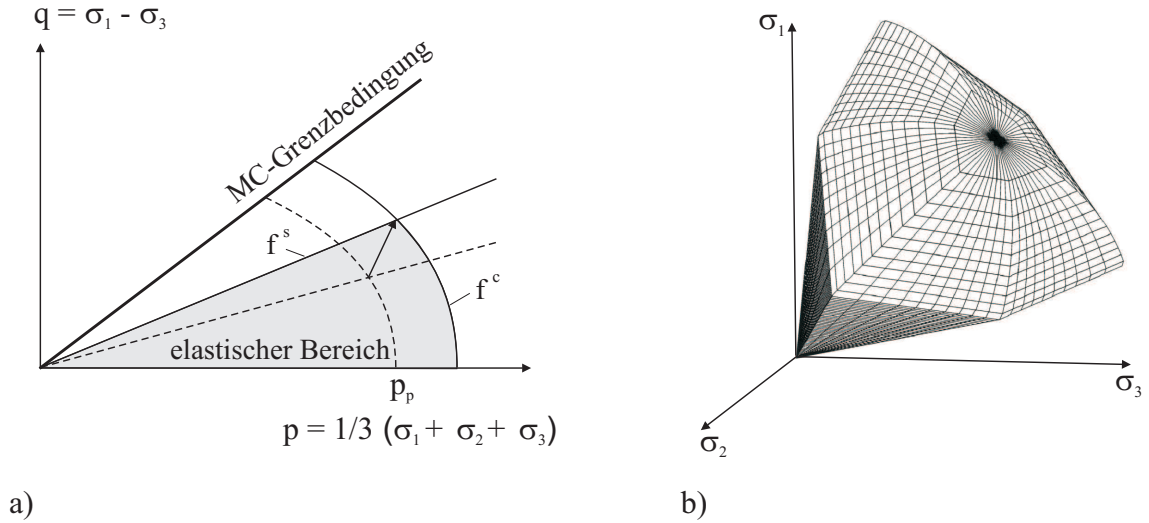


Abbildung A.3: Fließflächen des HS-Modell für $c' = 0$: a) Fließflächen in p-q-Darstellung
b) komplette Darstellung der Fließflächen im Hauptspannungsraum

Im Gegensatz zur deviatorischen Erstbelastung werden Ent-/Wiederbelastungen als rein elastische Vorgänge nicht linear modelliert. Als elastische Parameter wird die spannungsabhängige Steifigkeit E_{ur} und die konstante Querdehnzahl ν_{ur} benötigt. Analog der bereits gezeigten Steifigkeit E_{50} ist die Ent-/Wiederbelastungs-steifigkeit E_{ur} wie folgt definiert:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma_3'}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (\text{A.16})$$

wobei E_{ur}^{ref} die Referenzsteifigkeit bei einem Referenzseitendruck von p^{ref} ist.

Beim HS-Modell entstehen im Vergleich zum elastisch, perfekt plastischen MC-Modell plastische Dehnungen bevor die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb erreicht ist, weil das HS-Modell Fließflächen beinhaltet, die sich mit fortschreitender plastischer Dehnungsverfestigung aufweiten. Wie Abbildung A.3 a) zeigt, werden zwei Arten der Verfestigung unterschieden, nämlich der Scherverfestigung (deviatorische Verfestigung) und der volumetrischen Verfestigung. Für die deviatorische Verfestigung wird eine Fließfläche f^s eingeführt, die eine Funktion des Verfestigungsparameters γ^p ist und für die volumetrische Verfestigung wird eine Fließfläche f^c formuliert, die durch den Verfestigungsparameter p_p bestimmt wird. Die Abbildung A.3 b) zeigt die komplette Fließfläche im Hauptspannungsraum für einen kohäsionslosen Boden.

Deviatorische Fließfläche f^s : Mit Hilfe der deviatorischen Fließfläche f^s lassen sich die irreversiblen Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung beschreiben. Die Fließfläche f^s ergibt sich nach Vermeer [130] aus den Konturlinien mit $\gamma^p = \text{const.}$ f^s wird im HS-Modell wie folgt formuliert:

$$f^s = \bar{f} - \gamma^p \quad (\text{A.17})$$

wobei

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}^{ref}} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}^{ref}} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (\text{A.18})$$

eine Funktion der Spannung und der Verfestigungsparameter

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2 \cdot \varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p \quad (\text{A.19})$$

eine Funktion der plastischen Dehnungen ist. Gleichung A.19 ist nur dann exakt gültig, wenn die plastischen Volumenverzerrungen bei Scherbeanspruchung in der Formulierung der Fließfläche vernachlässigt werden können. Dies ist z.B. für mitteldicht und dicht gelagerte Sande näherungsweise zulässig (Schweiger [111]). Wie beim MC-Modell wird auch beim HS-Modell eine nicht-assoziierte Fließregel ($g^s \neq f^s$) verwendet. Für das plastische Potential g^s 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 wie folgt:

$$g^s = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \psi_m \quad (\text{A.20})$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m wird in Anlehnung an die Formulierung von Rowe [102]

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cv}} \quad (\text{A.21})$$

in Abhängigkeit vom mobilisierten Reibungswinkel φ_m berechnet. φ_m ergibt sich aus folgender Gleichung

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \quad (\text{A.22})$$

und der Restreibungswinkel φ_{cv} ¹(\equiv kritischer Reibungswinkel) aus folgender Gleichung

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \cdot \sin \psi}. \quad (\text{A.23})$$

Der Dilatanzwinkel ψ_m ist positiv sobald der mobilisierte Reibungswinkel φ_m größer wird als der Restreibungswinkel φ_{cv} . Für $\varphi_m < \varphi_{cv}$ gilt $\psi_m = 0$, d.h. das Material verhält sich kontraktant. Neben der Verwendung des mobilisierten Dilatanzwinkels zur Definition der deviatorischen Fließfläche wird ψ_m zur Berechnung der plastischen volumetrischen Dehnungen bei reiner Scherbeanspruchung verwendet. Von Schanz u.a. [104] wurde folgende Beziehung zwischen $\dot{\varepsilon}_v^p$, $\dot{\gamma}^p$ und ψ_m eingeführt.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \dot{\gamma}^p \cdot \sin \psi_m \quad (\text{A.24})$$

Die Dehnungsänderungen $\dot{\varepsilon}$ infolge deviatorischer Belastung setzen sich schließlich entsprechend den Gleichungen A.5, A.6 und A.7 wie folgt zusammen:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ps} = \mathbf{D}^{-1} \dot{\sigma}' + \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma'} \quad (\text{A.25})$$

Der plastische Multiplikator λ^s wird mit Hilfe der Konsistenzbedingung ermittelt. Eine genauere Beschreibung ist z.B. in Wehnert [138] und Möller [76] gegeben.

¹Der Index *cv* steht für *constant volume*.

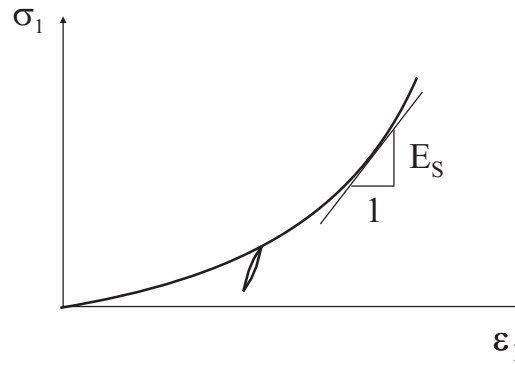


Abbildung A.4: Charakteristischer Kurvenverlauf eines Ödometersversuchs

Kappen-Fließfläche f^c : 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 (Abbildung A.3 a)). Diese sogenannte Kappen-Fließfläche entwickelt sich unabhängig von f^s und beschreibt die Verfestigung unter isotroper Belastung. Für triaxiale Bedingungen ($\epsilon_2 = \epsilon_3$) ist die Kappen-Fließfunktion wie folgt definiert:

$$f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (\text{A.26})$$

Die Größe und Form der Kappe wird über die Parameter α und die isotrope Vorkonsolidationsspannung p_p bestimmt. Die plastischen volumetrischen Dehnungen bzw. die Verfestigung ergeben sich zu:

$$\epsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (\text{A.27})$$

p^{ref} ist der isotrope Referenzdruck. Die Parameter α und β 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 Böden und vom Verhältnis E_{50}^{ref} zu E_S^{ref} , β ist unmittelbar von E_S^{ref} abhängig. Abbildung A.4 zeigt einen charakteristischen Kurvenverlauf eines Ödometersversuchs. Im HS-Modell wird die spannungsabhängige Ödometersteifigkeit E_S in Anlehnung an die Ansätze von Ohde [89] und Janbu [55] wie folgt berücksichtigt:

$$E_S = E_S^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma_1'}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (\text{A.28})$$

wobei E_S^{ref} die Referenz-Ödometersteifigkeit bei einem axialen Referenzdruck von p^{ref} ist. Für den Spezialfall $m = 1$ erhält man eine lineare Spannungsabhängigkeit, die gewöhnlich für Ton gilt. Um die plastische Dehnungsänderung bei isotroper Belastung zu ermitteln,

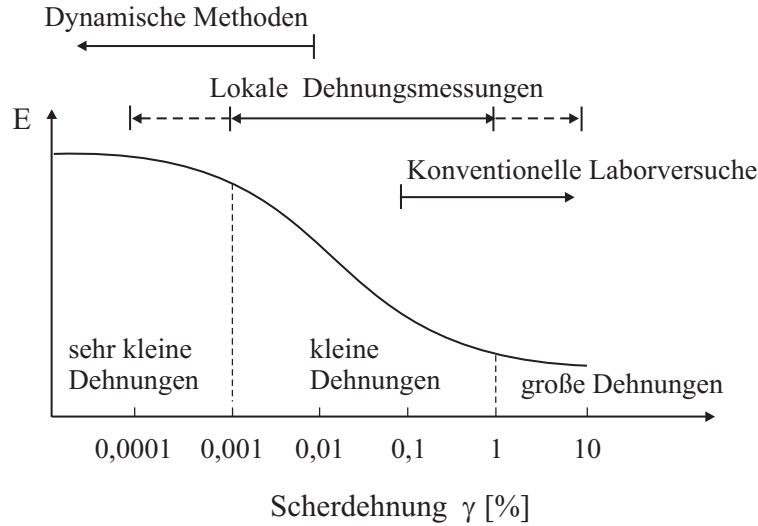


Abbildung A.5: Steifigkeits-Dehnungs-Beziehung nach Atkinson und Sallfors [5]

liegt im Gegensatz zur deviatorischen Fließfläche f^s eine assoziierte Fließregel ($g^c = f^c$) vor.

$$\dot{\epsilon}_v^{pc} = \lambda^c \frac{\partial f^c}{\partial \sigma'} \quad (\text{A.29})$$

Der plastische Multiplikator wird wiederum aus der Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$ bestimmt. Eine genauere Beschreibung ist z.B. in Möller [76] gegeben.

Die gesamte plastische Dehnungsrate $\dot{\epsilon}^e$ ergibt sich aus dem plastischen deviatorischen Dehnungsanteil $\dot{\epsilon}^{pc}$ und dem plastischen volumetrischen Dehnungsanteil $\dot{\epsilon}^{pc}$

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^{ps} + \dot{\epsilon}^{pc} \quad (\text{A.30})$$

A.4 Das HS-Small Modell

Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Boden ist ausgeprägt nicht-linear über den gesamten Bereich einer Belastung mit Ausnahme des quasi-elastischen Bereichs der sehr kleinen Dehnungen kleiner als 10^{-5} . Nach Atkinson and Sallfors [5] ergeben sich drei Bereiche: Bereich der sehr kleinen Dehnungen (normalerweise kleiner als 10^{-5}), Bereich der kleinen Dehnungen zwischen 10^{-5} und 10^{-2} und der Bereich der großen Dehnungen (siehe Abbildung A.5). Nach Atkinson [4] sind die Dehnungen im Boden neben Verbauwänden und unter Fundamenten relativ klein und gewöhnlich kleiner als 10^{-2} , mit Ausnahme von kleinen Bereichen in der Nähe von Fundamentecken. Gemäß [4] sind die Steifigkeiten bei den sehr kleinen Dehnungen nur mit dynamischen Methoden messbar. Mit lokalen Dehnmessstreifen kann im Bereich der kleinen Dehnungen gemessen werden. Bei herkömmlichen Laborversuchen kann die Steifigkeit bei Dehnungen kleiner als 10^{-3} nicht verlässlich gemessen werden.

Das HS-Small Modell ist eine Erweiterung des HS-Modells um den Effekt der erhöhten

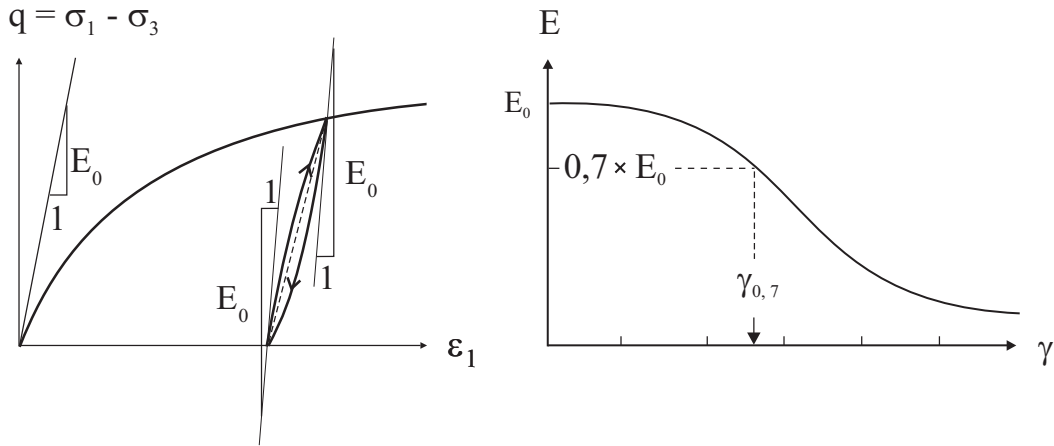


Abbildung A.6: HS-Small Modell: links: Anfangsmodul E_0 in einem dränierten Triaxialversuch, rechts: Parameter E_0 und $\gamma_{0,7}$ zur Beschreibung der „Small-Strain-Stiffness“

Steifigkeiten bei den sehr kleinen bzw. kleinen Dehnungen. In Abbildung A.6 links sind die erhöhten Anfangssteifigkeiten E_0 für eine Erst-, Ent- und Wiederbelastung in einem Triaxialversuch dargestellt. Zur Beschreibung der Steifigkeitsreduktion wird der hyperbolische Ansatz von Hardin und Drnevich [49] in einer modifizierten Form herangezogen:

$$E = \frac{E_0}{1 + \frac{3}{7} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (\text{A.31})$$

Darin ist E die aktuelle Sekanten-Steifigkeit bei einer bestimmten Scherdehnung γ , E_0 ist die Anfangssteifigkeit und $\gamma_{0,7}$ ist die Scherdehnung bei 70% der Anfangssteifigkeit E_0 , wie aus Abbildung A.6 rechts hervorgeht. E_0 bezeichnet den E-Modul bei den sehr kleinen Dehnungen und unter der Annahme, dass sich der Boden bei den sehr kleinen Dehnungen linear elastisch verhält, kann er über die Querdehnzahl ν in den Anfangs-Schubmodul mit folgender Beziehung umgerechnet werden:

$$G_0 = \frac{E_0}{1 + 2\nu} \quad (\text{A.32})$$

Die Scherdehnung ist definiert als:

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (\text{A.33})$$

und für den Spezialfall der triaxialen Belastung vereinfacht sich die Beziehung zu $\gamma = |\varepsilon_1 - \varepsilon_3|$.

Die Parameter, welche die Größe von E_0 eines gegebenen Materials beeinflussen, sind in erster Linie die Porenzahl e und die mittlere Spannung p . Viele der in der Literatur angegebenen Korrelationen zwischen dem E-Modul E_0 , der Porenzahl e und der Spannung p werden in Anlehnung an Hardin und Black [48] wie folgt definiert:

$$E_0 = A \cdot f(e) \cdot OCR^k \cdot \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^m \quad (\text{A.34})$$

wobei A , k und m die Materialkonstanten sind, f eine zu definierende Funktion der Potenzzahl e beschreibt und OCR der Überkonsolidierungsgrad des betrachteten Bodens ist. Die ermittelten Materialparameter A , k und m aus mehr als 30 veröffentlichten Messreihen sind in Benz [12] tabellarisch dokumentiert. Es zeigt sich, dass m ähnlich dem Gesetz von Ohde einen Wert von $m \approx 0,5$ annimmt.

Eine sehr einfache Korrelation für E_0 ergibt sich nach Biarez und Hicher [13] für Quarzsande mit folgender Gleichung:

$$E_0 = \frac{140}{e} \cdot \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^{0,5} \quad (\text{A.35})$$

Eine weitere Möglichkeit der Abschätzung von E_0 ergibt sich nach Alpan [2], sofern der statische E-Modul nach Alpan als ein Sekantenmodul im Ent-/Wiederbelastungsbereich (E_{ur}) interpretiert wird.

Die Steifigkeitsreduktion wird im wesentlichen durch den Parameter $\gamma_{0,7}$ gesteuert. Die Referenzscherdehnung liegt nach Seed und Idris [112] für Sande im Allgemeinen in einem Bereich von $6 \cdot 10^{-5}$ bis $3 \cdot 10^{-4}$ bei einer Referenzspannung $p = 100 \text{ kN/m}^2$. Nähere Informationen zu $\gamma_{0,7}$ für bindige Böden finden sich in Vucetic und Dobry [136] und Stokoe u.a. [122]. Eine detaillierte Beschreibung des HS-Small Modells erfolgt durch Benz [12].

A.5 Das hypoplastische Modell

A.5.1 Darstellung des hypoplastischen Modells

Das hypoplastische Modell beschreibt Spannungsänderungen von Korngerüsten mit einer tensoriellen Gleichung:

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathbf{h}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) \quad (\text{A.36})$$

Nach Gleichung A.36 ist die objektive Spannungsrate $\dot{\mathbf{T}}$ eine Funktion der Cauchy-Spannung \mathbf{T} , der Deformationsrate \mathbf{D} und der Potenzzahl e . \mathbf{T} ist der Spannungstensor des Korngerüsts (Druckkomponenten sind nach Konvention der Kontinuumsmechanik negativ). Im Unterschied zur Elastoplastizität bedarf es keiner Aufteilung der Dehnungen in einen elastischen und plastischen Anteil, ebenso werden mathematische Instrumentarien der klassischen Plastizitätstheorie wie plastisches Potential, Fließfläche, Fließregel und Konsistenzbedingung nicht benötigt.

Das im Rahmen dieser Arbeit verwendete hypoplastische Modell geht auf die Formulierung von von Wolffersdorff [142] zurück. Die Basis dafür bilden die theoretischen Arbeiten von Kolymbas [60],[61], Gudehus [47] und Bauer[9]. Wesentliche Eigenschaften granularer Materialien wie z.B. Spannungs-, Dichte- und Pfadabhängigkeit sowie Dilatanz und

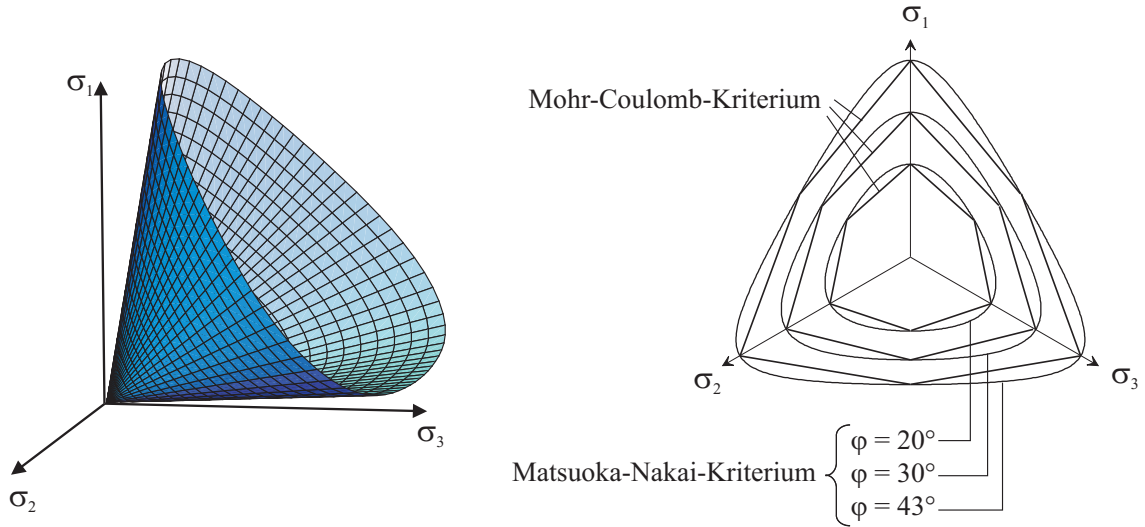


Abbildung A.7: hypoplastisches Modell, links: Fließfläche nach Matsuoka-Nakai im Hauptspannungsraum, rechts: Fließfläche in der Deviatorebene; die Grenzbedingung nach Matsuoka-Nakai [73] stimmt in den Achsschnittpunkten mit dem Mohr-Coulomb Kriterium überein.

Kontraktanz sind in diesem Gesetz berücksichtigt. Die Anwendbarkeit beschränkt sich auf nichtbindige Böden. Das vollständige hypoplastische Modell ergibt sich aus Gleichung A.37:

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathcal{L}(\mathbf{T}, e) : \mathbf{D} + \mathbf{N}(\mathbf{T}, e) \parallel \mathbf{D} \parallel \quad (\text{A.37})$$

Die Tensorfunktionen \mathcal{L} und \mathbf{N} werden wie folgt dargestellt:

$$\mathcal{L} = f_b \cdot f_e \cdot \frac{1}{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \hat{\mathbf{T}})} \cdot (F^2 \mathbf{1} + a^2 \hat{\mathbf{T}}^2) \quad (\text{A.38})$$

$$\mathbf{N} = f_b \cdot f_e \cdot f_d \cdot \frac{a \cdot F}{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^2)} \cdot (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) \quad (\text{A.39})$$

mit dem auf das Druckniveau bezogenen Spannungstensor $\hat{\mathbf{T}} = \mathbf{T}/\text{tr}\mathbf{T}$ und dessen Deviator $\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}\mathbf{1}$.

Kritische Spannungszustände liegen vor, wenn der Boden für reine Scherung keine weiteren Spannungen aufnehmen kann (siehe Plateau der Spannungs-Verzerrungs-Kurve in Abbildung A.8 links). Der kritische Spannungszustand wird durch die Grenzbedingung nach Matsuoka-Nakai [73] beschrieben. Der Öffnungswinkel der kegelförmigen Grenzfläche wird durch den kritischen Reibungswinkel φ_c bestimmt (siehe Abbildung A.7). Für die Formulierung des hypoplastischen Modells wird die Grenzbedingung nach Matsuoka-Nakai mit dem Faktor F berücksichtigt:

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\vartheta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (\text{A.40})$$

mit den invarianten Winkelfunktionen

$$\cos 3\vartheta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^{*3})}{[\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^{*2})]^{3/2}} \quad (\text{A.41})$$

und

$$\tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| \quad (\text{A.42})$$

Der Parameter a ergibt sich aus folgender Beziehung

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (\text{A.43})$$

In den skalaren Funktionen f_d , f_e und f_b wird die Zustandsgröße e berücksichtigt. Den Einfluss der Dichte (Pyknotropie) berücksichtigen f_d und f_e :

$$f_d := \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha \quad (\text{A.44})$$

$$f_e := \left(\frac{e_c}{e} \right)^\beta \quad (\text{A.45})$$

Den Einfluss des Druckes (Barotropie) berücksichtigt die skalare Funktion f_b :

$$f_b := \frac{h_s}{n} \cdot \left(\frac{1 + e_i}{e_i} \right) \cdot \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \cdot \left(\frac{-\text{tr}\mathbf{T}}{h_s} \right)^{1-n} \cdot \left[3 + a^2 - \sqrt{3}a \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (\text{A.46})$$

Die einzelnen Stoffparameter h_s , n , φ_c , e_{c0} , e_{i0} , e_{d0} , α und β werden im Folgenden beschrieben.

A.5.2 Die Stoffparameter des hypoplastischen Modells

Die acht Stoffkonstanten des hypoplastischen Modells können nach Herle [50] aus Standardversuchen im Labor mit künstlich aufbereiteten Proben bestimmt werden. Ungestörte Proben sind für die Bestimmung der Stoffparameter ungeeignet, da ihre Struktur weit von denjenigen eines aufbereiteten Korngerüsts entfernt sein kann. In den folgenden Abschnitten werden die hypoplastischen Stoffkonstanten vorgestellt und die Verfahren zu deren Bestimmung beschrieben. Hypoplastische Parameter von verschiedenen Granulaten sind durch Herle [50] gegeben.

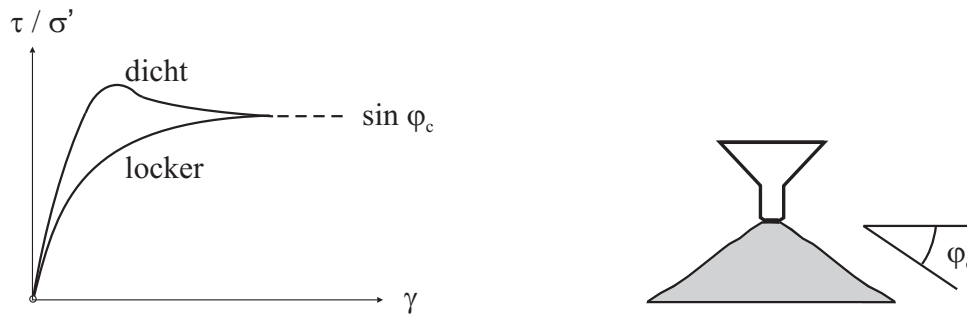


Abbildung A.8: links: Kritischer Reibungswinkel an einer dichten und lockeren kohäsionslosen Sandprobe, rechts: Bestimmung des kritischen Reibungswinkels aus dem Schüttkegelversuch

Kritischer Reibungswinkel φ_c : In einem Scherversuch an einer Sandprobe erreicht das Korngerüst bei zunehmender Scherverformung einen kritischen Zustand, ab dem keine Zunahme der Spannung und Änderung des Volumens des Korngerüsts auftritt (Schofield und Wroth [109]), d.h.

$$\dot{\sigma}' = 0 \quad \text{und} \quad \dot{e} = 0 \quad (\text{A.47})$$

Dieser Zustand wird auch als residueller Zustand bezeichnet, da sich der Zustand des Korngerüsts nicht mehr ändert. Abbildung A.8 links zeigt, dass sich der derselbe kritische Zustand sowohl für eine dichte als auch lockere Lagerung der Probe einstellt. Aus den Hauptspannungen lässt sich dann der kritische Reibungswinkel bestimmen:

$$\sin \varphi_c = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (\text{A.48})$$

Bei einem kohäsionslosen Boden ist eine Abschätzung des kritischen Reibungswinkels auch aus dem Schüttkegelversuch möglich (Cornforth [26]). Dazu wird das Material langsam aus einem Trichter zu einem Kegel aufgeschüttet. Es wird angenommen, dass sich das Korngerüst infolge des Schüttvorgangs in einem kritischen Zustand befindet. Der kritische Reibungswinkel ergibt sich aus der Kegelneigung des Sandkegels (siehe Abbildung A.8 rechts). Die entscheidende Rolle auf die Größe von φ_c spielen Kornform, -größe und -verteilung. Anhaltswerte einiger untersuchter Granulate werden von Herle [50] angegeben.

Granulathärte h_s und Exponent n : Die beiden Parameter Granulathärte h_s und Kompressionsexponent n steuern das Kompressionsverhalten von Korngerüsten im hypoplastischen Modell. Unter isotroper Kompression ändert sich die Porenzahl e nach folgender Gleichung:

$$e = e_0 \cdot \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (\text{A.49})$$

Trägt man die Porenzahl e in Abhängigkeit von der mittleren Spannung p_s (\equiv mittlerer Korndruck) in einem halblogarithmischen Maßstab auf, erhält man für nichtbindige Böden einen gekrümmten Verlauf (Abbildung A.9).

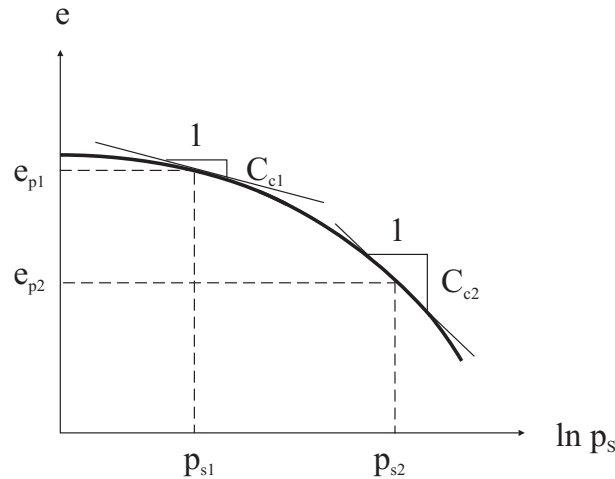


Abbildung A.9: Kompressionskurve: Definition von C_c und die Bestimmung von n aus zwei Punkten der Kompressionskurve

Aus Gleichung A.49 wird ersichtlich, dass bei konstantem Exponenten n die isotrope Zusammendrückung nur von der Granulathärte h_s abhängig ist. Die Granulathärte h_s kann folglich als eine Art Kompressionskennwert betrachtet werden. Im hypoplastischen Modell ist h_s der einzige mit einer Dimension behaftete Parameter. h_s ist im wesentlichen durch das Kornmaterial, die Kornform und der Korngrößenverteilung beeinflusst. Je scharfkantiger die Körner sind und je kleiner die Ungleichförmigkeitszahl ist, desto geringer ist die Granulathärte.

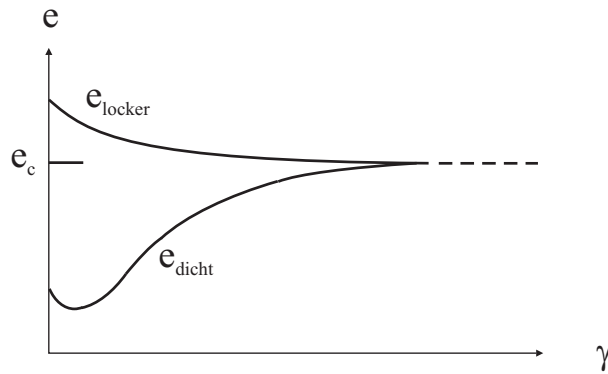
Der Exponent n beschreibt die Krümmung der Kompressionskurve. Je größer der Wert für n gewählt wird, desto gekrümmter die Kurve. Die Bestimmung des Exponenten n kann aus einem isotropen Kompressionsversuch oder aus einem Ödometersversuch an einer anfangs locker gelagerten Probe erfolgen. Dazu werden die Kompressionsbeiwerte² C_{c1} und C_{c2} zu den Spannungen p_{s1} und p_{s2} bzw. e_{p1} und e_{p2} bestimmt. Mit Gleichung lässt sich dann der Exponent n berechnen:

$$n = \frac{\ln \left(\frac{e_{p1} \cdot C_{c2}}{e_{p2} \cdot C_{c1}} \right)}{\ln \left(\frac{p_{s2}}{p_{s1}} \right)} \quad \text{und} \quad C_c = \frac{de}{d(\ln p_s)} \quad (\text{A.50})$$

Herle [50] hat nachgewiesen, dass der Exponent stark von der Ungleichförmigkeitszahl $U = d_{60}/d_{10}$ und dem mittleren Korndurchmesser d_{50} abhängt. Mit folgender empirischer Korrelation kann der Exponent n ermittelt werden:

$$n = 0,366 - 0,0341 \cdot x \quad \text{mit} \quad x = \frac{U}{(d_{50}/d_0)^{0,33}}, \quad d_0 = 1 \text{ mm} \quad (\text{A.51})$$

²Der hier verwendete Kompressionsindex C_c des hypoplastischen Modells ist nicht zu verwechseln mit dem in der *Critical Soil Mechanics* verwendeten Kompressionsindex C_c . C_c z.B. nach Schofield und Wroth [109] bezeichnet die Neigung der ödometrischen Normal-Konsolidation-Linie aufgetragen im $e - \log \sigma'$ Diagramm.


Abbildung A.10: Kritische Porenzahl e_c

Nachdem der Exponent n ermittelt ist, kann die Granulathärte wie folgt berechnet werden:

$$h_s = 3p_{s1} \cdot \left(\frac{n \cdot e_1}{C_{c1}} \right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{oder} \quad h_s = 3p_{s2} \cdot \left(\frac{n \cdot e_2}{C_{c2}} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (\text{A.52})$$

Porenzahl im kritischen Zustand e_{c0} : Wird ein Boden mit zwei unterschiedlichen Lagerungsdichten (z.B. dicht und locker) im Triaxialversuch bei gleicher Seitenspannung σ_3 abgeschert, ändert sich die Porenzahl gemäß Abbildung A.10. Nach einem langen Scherweg erreichen beide Proben die gleiche kritische Porenzahl e_c . Der Parameter e_{c0} ist nach Gudehus [47] die kritische Porenzahl bei verschwindendem Korndruck p_s . Bestimmt werden kann die kritische Porenzahl e_c mit einem Scherversuch an einer locker gelagerten Probe. Anschließend wird die so ermittelte Porenzahl e_c mit Gleichung auf die Spannung Null extrapoliert:

$$\frac{e_c}{e_{c0}} = \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (\text{A.53})$$

Herle [50] hat nachgewiesen, dass die in Gleichung A.53 bestimmten Werte für e_{c0} sich den Werten der maximalen Porenzahl e_{max} annähern. Daher kann die kritische Porenzahl e_{c0} folgendermaßen abgeschätzt werden: $e_{c0} \approx e_{max}$. Die lockerste Lagerung kann mit dem sogenannten Einrieselversuch z.B. nach DIN 18126 [31] bestimmt werden.

Grenzporenzahlen e_{d0} und e_{i0} : Ein Granulat kann nicht mit beliebigen Porenzahlen vorliegen. Der Bereich der möglichen Porenzahl ist nach oben durch e_i und nach unten durch e_d beschränkt. Ebenso wie die kritische Porenzahl e_c sind die beiden Grenzporenzahlen e_d e_i spannungsabhängig. Die Druckabhängigkeit kann mit folgendem exponentiellen Gesetz nach Bauer [9] beschrieben werden:

$$\frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{3p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (\text{A.54})$$

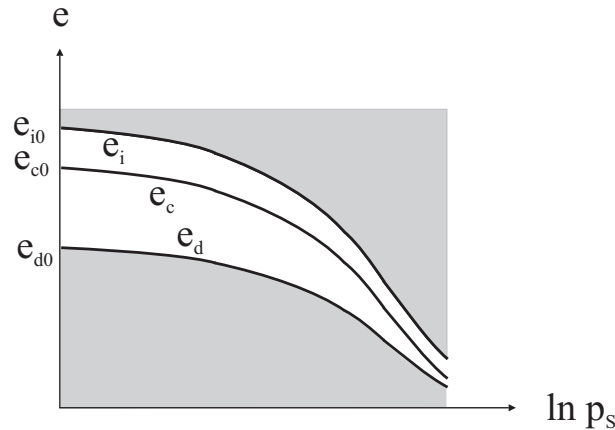


Abbildung A.11: Beziehung zwischen e_i , e_c und e_d . Der graue Bereich stellt den unzulässigen (nicht möglichen) Zustand eines Granulats dar.

Die Grenzporenzahl e_{d0} ist nach Gudehus [47] die Porenzahl bei dichtester Lagerung beim Korndruck Null. Da ein verschwindender Korndruck unter Laborbedingungen streng genommen nicht zu erreichen ist, muss e_{d0} aus der Porenzahl e_d bei einem mittleren Druck p_s mit Hilfe von Gleichung A.54 extrapoliert werden. Die Bestimmung von e_d kann nur in zyklischen Scherversuchen mit kleiner Verformungsamplitude bei konstanter Auflast erreicht werden. Übliche Verfahren, z.B. Schlaggabel oder Rütteltisch, führen nicht zu einer so großen Verdichtung. Dennoch kann nach Herle [50] näherungsweise angenommen werden, dass e_{d0} der Porenzahl bei dichtester Lagerung e_{min} nach DIN 18126 entspricht: $e_{d0} \approx e_{min}$, da die unvollkommene Verdichtung bei der Standardbestimmung von e_{min} vom verschwindenden Druck bei e_{d0} kompensiert wird.

Die Grenzporenzahl e_{i0} ist nach Gudehus [47] die Porenzahl bei größtmöglicher Porenzahl bei verschwindendem Korndruck. Die größtmögliche Porenzahl e_{i0} kann nicht experimentell bestimmt werden. Herle gibt eine Abschätzung für natürliche Quarzsande an: $e_{i0} \approx 1,15 \cdot e_{max}$. Die maximale Porenzahl e_{max} kann in Anlehnung an z.B. DIN 18126 [31] relativ einfach bestimmt werden.

Exponent α und β : Der Exponent α beschreibt den Einfluss der Dichte auf den Peakreibungswinkel φ_p eines Korngerüsts. α kann unter Kenntnis der bisher beschriebenen hypoplastischen Parameter und eines im Triaxialversuch gemessenen Peakreibungswinkels φ_p an einer Probe mit dichter Lagerung ermitteln. Herle [50] gibt eine Beziehung der Form $\alpha = f(\varphi_p, \varphi_c \text{ und } r_e)$. r_e stellt darin eine Art druckbereinigte Porenzahl dar.

Der Exponent β ist ein Pyknotropiefaktor, der bewirkt, dass bei konstanter Verformungsrate und konstantem mittleren Druck die Spannungsrate mit zunehmender Dichte steigt (siehe Gleichung A.45). Der Parameter β ergibt sich aus dem Vergleich der Steifemoduln E_S einer dichten und einer lockeren Probe bei gleichem Druck im Ödometerversuch.

Für mehr Informationen zu den hypoplastischen Stoffparametern wird der Leser auf Herle [50] verwiesen.

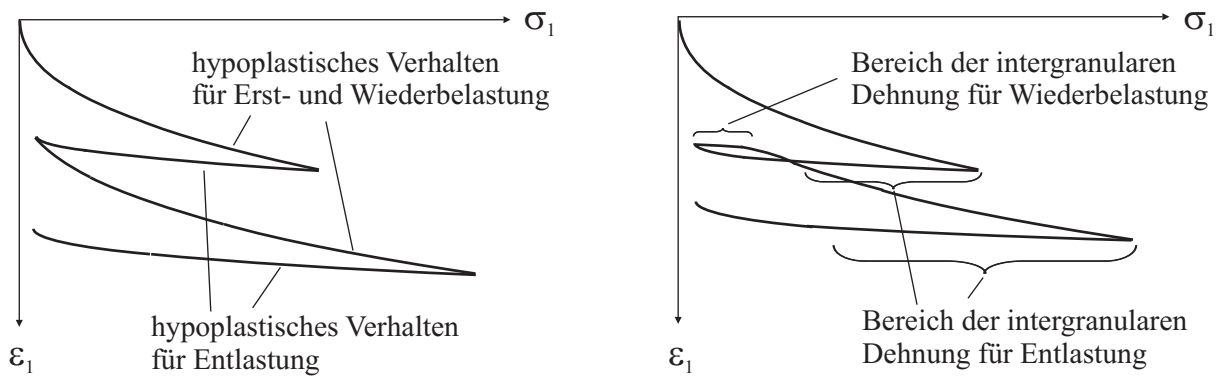


Abbildung A.12: Erst-, Ent- und Wiederbelastung im Ödometerversuch mit und ohne Wirkung der intergranulären Dehnung nach von Wolffersdorff [143]

A.6 Das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung

Das hypoplastische Modell beschreibt das nichtlineare, anelastische Verhalten von granularen Stoffen bei Be- und Entlastung sehr realitätsnah. Kommen allerdings weitere Be- und Entlastungsvorgänge hinzu, weicht die Hypoplastizität von der Realität ab. Bei mehreren aufeinanderfolgenden Spannungszyklen kommt es zur Akkumulation von Dehnungen. Dieser Effekt wird *ratcheting* genannt. Niemunis und Herle [87] erweiterten das hypoplastische Modell um eine weitere Zustandsvariable S , der sogenannten intergranulären Dehnung³. Mit dieser Erweiterung lässt sich das Problem des *ratchetings* lösen. Abbildung A.12 zeigt die Auswirkung der intergranulären Dehnung in einem Ödometerversuch: Bei Ent- und Wiederbelastung wirkt die intergranuläre Dehnung und das Modell reagiert steifer als das ursprüngliche hypoplastische Modell. Infolge dessen entsteht eine Hystereseschleife, wie sie tatsächlich in Ödometerversuchen auftritt (von Wolffersdorff [143]).

Konzept der intergranulären Dehnung: Wird ein Korngerüst belastet, tritt nicht unmittelbar eine Verschiebung der einzelnen Körner gegeneinander ein. Die intergranuläre Dehnung berücksichtigt zusätzlich die Verformung der Kontaktflächen zwischen den Körnern. Bei einer Dehnungsumkehr (Ent- oder Wiederbelastung) bewirkt die intergranuläre Dehnung eine Erhöhung der Steifigkeit. Mit zunehmender Verformung nähert sich die erhöhte Steifigkeit der Erstbelastungssteifigkeit an und das Stoffgesetz reagiert wieder rein hypoplastisch. Das sogenannte *ratcheting* wird folglich dadurch vermieden, dass bei kleinen zyklischen Belastungen erst der Bereich der Verformungen der Kontaktflächen durchschritten werden muss.

Anschaulich lässt sich dieses Prinzip mit der „Stein-Analogie“ nach Simpson [113] in Abbildung A.13 erläutern. Danach stelle man sich eine Person vor, an dessen Bein ein

³Beim hypoplastischen Modell wird die „Small-Strain-Stiffness“ Erweiterung als intergranuläre Dehnung bezeichnet

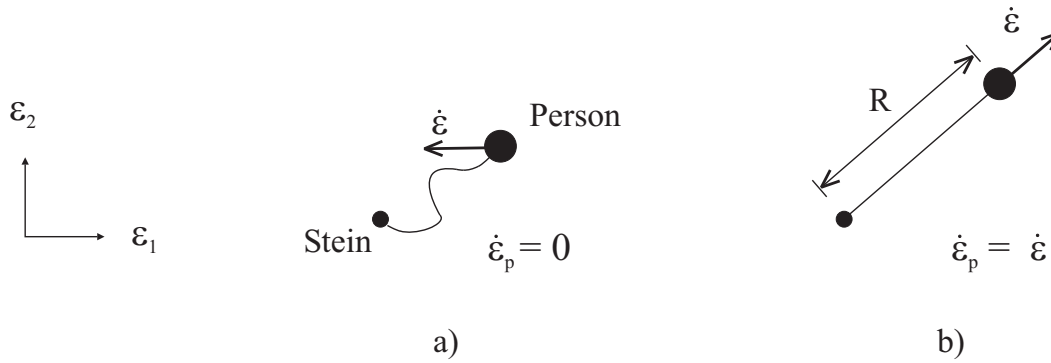


Abbildung A.13: „Stein-Analogie“ nach Simpson [113]

Stein über eine Schnur der Länge R befestigt ist. Bewegt sich die Person in eine beliebige Richtung, stellt der von ihr zurückgelegte Weg die Gesamtdehnung des Materials dar. Wird der Stein von der Person mitbewegt, d.h. die Schnur ist gespannt und der Abstand zwischen Person und Stein beträgt R , stellt die Translation des Steines die Spannungsraten des hypoplastischen Modells dar (Abbildung A.13 b). Ändert die Person jetzt ihre Bewegungsrichtung, z.B. um 180° , bleibt der Stein liegen und zwar so lange, bis die Schnur wieder gespannt ist und der Stein wieder mitgezogen wird. Diese Relativbewegung stellt die intergranulare Dehnung dar. In dem Bereich, in dem die Schnur nicht gespannt ist, werden die Spannungsraten mit der Erweiterung der intergranularen Dehnung berechnet (Abbildung A.13 a). Die Zustandsvariable S speichert gewissermaßen die vorangegangene Deformationsrichtung und erhöht bei einer folgenden Richtungsänderung die Steifigkeit.

Für die Erweiterung der intergranularen Dehnung sind insgesamt fünf weitere Parameter erforderlich:

- **Radius der elastischen Dehnung R** : Der Radius der elastischen Dehnung R ist das Dehnungsmaß, in welchem die intergranulare Dehnung eine Rolle spielt.
- **Steifigkeitsbeiwerte m_R und m_T** : Der Steifigkeitsbeiwert m_R ist der Beiwert für die maximale erhöhte Steifigkeit (180° Drehung), wohingegen der Beiwert m_T für die minimale erhöhte Steifigkeit steht (90° Drehung).
- **Exponent β_R** : Der Exponent β_R beeinflusst die Entwicklung der intergranularen Dehnung.
- **Exponent χ** : Der Exponent χ beschreibt den Abbau der Steifigkeit von E_R nach E_0 bei monotoner Deformation. Er kann durch zyklische Tests mit kleinen Dehnungsamplituden verifiziert werden.

Der Verlauf der Steifigkeit in Abhängigkeit der Dehnung ist in Abbildung A.14 dargestellt. Man kann erkennen, dass mit zunehmender Dehnung die erhöhten Steifigkeiten E_R und E_T

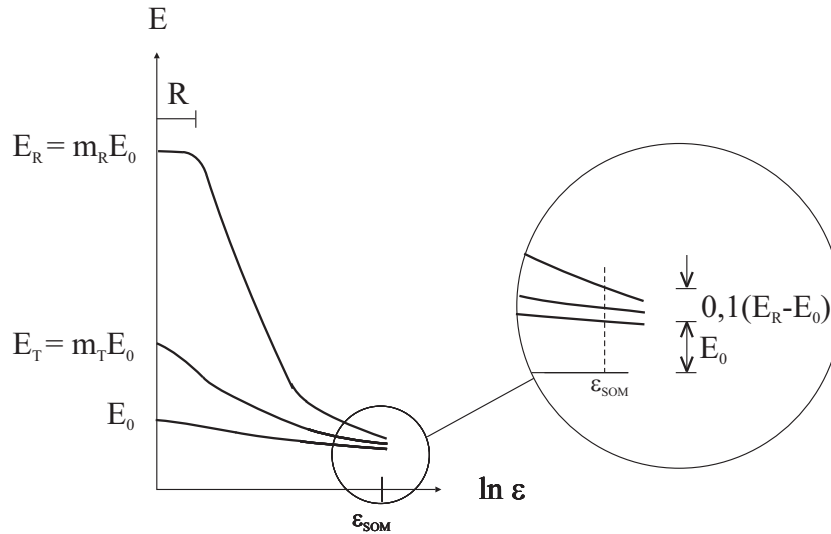


Abbildung A.14: Verlauf der Steifigkeit bei Wirkung der intergranularen Dehnung

abnehmen und sich der Erstbelastungssteifigkeit E_0 ⁴ annähern. Im Bereich $S < R$ verläuft die Steifigkeit annähernd konstant. Erst wenn die intergranulare Dehnung den Wert R erreicht, wird die Steifigkeit abgebaut. Der Abbau der erhöhten Steifigkeit wird über die Parameter χ und β_r gesteuert. Nach Erreichen von ε_{SOM} (swept out of memory) erhält man wieder rein hypoplastisches Verhalten. ε_{SOM} entspricht der Dehnung, bei der die Differenz zwischen der erhöhten Steifigkeit E_R und der rein hypoplastischen Steifigkeit E_0 weniger als 10% beträgt. Eine genauere Beschreibung der Stoffparameter und ihrer Herleitung kann Niemunis [86] entnommen werden.

3D-Formulierung des hypoplastischen Modells mit intergranularer Dehnung (von Wolffersdorff und Schwab [144]): Für das hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung \mathbf{S} gilt folgende erweiterte konstitutive Beziehung

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathcal{M}(\mathbf{T}, \mathbf{S}, e) : \mathbf{D} \quad (\text{A.55})$$

Durch die dritte Zustandsvariable \mathbf{S} , in der vorangegangene Deformationsrichtungen gespeichert werden, ist das Modell nicht mehr in einer einzigen tensoriellen Gleichung darstellbar. Für die 3-D Formulierung des erweiterten hypoplastischen Modells wird die normalisierte Länge von \mathbf{S} eingeführt:

$$\rho = \frac{\|\mathbf{S}\|}{R} \quad (\text{A.56})$$

Die Richtung von \mathbf{S} ist wie folgt definiert:

$$\hat{\mathbf{S}} = \begin{cases} \mathbf{S} / \|\mathbf{S}\| & \text{für } \mathbf{S} \neq \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \text{für } \mathbf{S} = \mathbf{0} \end{cases} \quad (\text{A.57})$$

⁴Die Erstbelastungssteifigkeit E_0 bei Beschreibung des hypoplastischen Modells ist nicht zu verwechseln mit der Anfangssteifigkeit E_0 der „Small-Strain Stiffness“ aus Kapitel A.4.

Die Entwicklungsleichung für die dritte Zustandsvariable \mathbf{S} ist von den Richtungen der aktuellen Deformation \mathbf{D} und der intergranularen Dehnung $\hat{\mathbf{S}}$ zueinander abhängig. Diese Abhängigkeit wird durch das Skalarprodukt $\text{tr}(\hat{\mathbf{S}}\mathbf{D})$ berücksichtigt. Es gilt folgender Ansatz:

$$\dot{\mathbf{S}} = \begin{cases} \mathbf{D} - \rho^{\beta_R} \cdot \hat{\mathbf{S}}^2 : \mathbf{D} & \text{für } \text{tr}(\hat{\mathbf{S}}\mathbf{D}) > 0 \\ \mathbf{D} & \text{für } \text{tr}(\hat{\mathbf{S}}\mathbf{D}) \leq 0 \end{cases} \quad (\text{A.58})$$

wobei $\dot{\mathbf{S}}$ die objektive Rate der intergranularen Dehnung ist.

Im allgemeinen Fall ergibt sich für beliebige Größen der intergranularen Dehnung, d.h. $0 \leq \rho \leq 1$, und beliebige Richtungen von \mathbf{D} und $\hat{\mathbf{S}}$ die folgende modifizierte inkrementelle Steifigkeit:

$$\mathcal{M} = [m_T \cdot \rho^\chi + m_R \cdot (1 - \rho^\chi)] + \begin{cases} (1 - m_T) \cdot \rho^\chi \cdot \mathcal{L} : \hat{\mathbf{S}}^2 + \rho^\chi \cdot \mathbf{N}\hat{\mathbf{S}} & \text{für } \text{tr}(\hat{\mathbf{S}}\mathbf{D}) > 0 \\ (m_R - m_T) \cdot \rho^\chi \cdot \mathcal{L} : \hat{\mathbf{S}}^2 & \text{für } \text{tr}(\hat{\mathbf{S}}\mathbf{D}) \leq 0 \end{cases} \quad (\text{A.59})$$

aus den hypoplastischen tensoriellen Anteilen $\mathcal{L}(\mathbf{T}, e)$ und $\mathbf{N}(\mathbf{T}, e)$. Die Wirkungsweise von Gleichung A.59 ist im allgemeinen Fall komplex und beruht auf der Interpolation von unterschiedlichen Steifigkeitsgrenzfällen (Niemunis und Herle [87]). Zur Erläuterung dieser charakteristischen Steifigkeiten werden zunächst die beiden Fälle $\rho = 1$, d.h. maximale intergranulare Dehnung, und $\rho = 0$, d.h. keine intergranulare Dehnung, unterschieden. Im Fall 1, $\rho = 1$, gibt es drei charakteristische Steifigkeiten:

a) Bei fortlaufender monotoner Deformation mit $\mathbf{D} \sim \hat{\mathbf{S}}$ vereinfacht sich Gleichung A.59 zu

$$\mathcal{M} = \mathcal{L} + \mathbf{N}\hat{\mathbf{S}} \quad (\text{A.60})$$

Da in diesem Fall $\mathbf{N}\hat{\mathbf{S}}:\mathbf{D} = \mathbf{N}\|\mathbf{D}\|$ ist, erhält man Gleichung A.37, d.h. es gilt hypoplastisches Verhalten ohne intergranulare Dehnung.

b) Bei einer Deformationsumkehr, d.h. $\mathbf{D} \sim -\hat{\mathbf{S}}$, vereinfacht sich Gleichung A.59 zu

$$\mathcal{M} = m_R \cdot \mathcal{L} \quad (\text{A.61})$$

Da in diesem Fall der zweite hypoplastische Term $\mathbf{N}(\mathbf{T}, e)$ in Gleichung A.59 verschwindet, gilt hypoelastisches Verhalten mit einer Steifigkeitserhöhung von \mathcal{L} , d.h. die Stoffkonstante ist $m_R > 1$.

c) Bei einem Richtungswechsel der Deformationsrate um 90° , d.h. $\text{tr}(\hat{\mathbf{S}}\mathbf{D}) = 0$ vereinfacht sich Gleichung A.59 zu

$$\mathcal{M} = m_T \cdot \mathcal{L} \quad (\text{A.62})$$

Es gilt wie in b) hypoelastisches Verhalten jedoch mit einer geringeren Steifigkeitserhöhung von \mathcal{L} als in b) d.h., die Stoffkonstante m_T liegt im Bereich $m_R > m_T > 1$.

Im Fall 2, $\rho = 0$, gilt unabhängig von der Richtung von \mathbf{D} hypoplastisches Verhalten mit erhöhter Steifigkeit

$$\mathcal{M} = m_R \cdot \mathcal{L} \quad (\text{A.63})$$

Es sei angemerkt, dass der Referenzzustand für ein Material mit „reiner“ Hypoplastizität im Fall 1a) vorliegt und nicht im Fall 2. Für weitere Erklärungen zur Wirkungsweise des hypoplastischen Modells mit intergranularer Dehnung wird auf von Wolffersdorff und Schwab [144] verwiesen.

Literaturverzeichnis

- [1] ALPAN, I.: *Estimating Settlements of Foundations on Sand*. Civ. Eng. And Public Works Review. 1964
- [2] ALPAN, I.: The geotechnical properties of soils. In: *Earth-Science Reviews* 6 (1970), pp. 5–49
- [3] ALTES, J.: Die Grenztiefe bei Setzungsberechnungen. In: *Der Bauingenieur* (1976), No. 51, pp. 93–96
- [4] ATKINSON, J. H.: *An Introduction to: The Mechanics of Soils and Foundations*. McGraw Hill Book Company Europe, 1993
- [5] ATKINSON, J.H. ; SALLFORS, G.: Experimental determination of soil properties. In: *Proc. 10th ECSMFE* Vol. 3. Florence, 1991, pp. 915–956. – General Report to Session 1
- [6] BALDI, G. ; BELLOTTI, R. ; GHIONNA, V.N. ; JAMIOLKOWSKI, M. ; PASQUALINI, E.: Laboratory Validation of In-Situ Tests. In: *Proc. 11th Int. Conf. SMFE, San Francisco* Vol. AGI Golden Jubilee Volume, 1985, pp. 217–239
- [7] BARD, E.: *Comportement des Matériaux granulaires secs et à liant hydrocarbure*, Dissertation, École Centrale de Paris, Laboratoire de Mécanique, Sols, Structure et Matériaux, 1993
- [8] BARKAN, D.D.: *Dynamics of bases and foundations*. McGraw Hill, New York, 1962
- [9] BAUER, E.: Calibration of a comprehensive constitutive equation. In: *Soils and Foundations* 36 (1996), No. 1, pp. 13–25
- [10] BAUN, C.: *Setzungsanalyse von Flachgründungen unter Verwendung eines elastoplastischen und hypoplastischen Stoffgesetzes*, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Diplomarbeit 171, 2006
- [11] BEIBLATT 1 ZU DIN 4019-1: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund, Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung*. Berlin: Beuth Verlag. April 1979
- [12] BENZ, T.: *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Dissertation, Universität Stuttgart, Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik, 2007

- [13] BIAREZ, J. ; HICHER, P.-Y.: *Elementary Mechanics of Soil Behaviour*. Balkema, 1994
- [14] BOLTON, M.D.: The strength and dilatancy of sands. In: *Géotechnique* 36 (1986), No. 1, pp. 65–78
- [15] BRIAUD, J.-L.: *The Pressuremeter*. AA. Balkema Publishers, Brookfield, Vermont, 1992
- [16] BRIAUD, J.-L. ; GIBBONS, R.: Large scale load tests and data base of spread footings on sand / U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. 11 1997 (FHWA-RD-97-068). – Final Report
- [17] BRINCH-HANSEN, J.: A revised and extended formula for bearing capacity. In: *Bull. n.98, The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen* (1970), pp. 5–11
- [18] BRINKGREVE, R.B.J. (Publ.): *PLAXIS, 2D Version 8*. AA. Balkema, 2002
- [19] BRINKGREVE, R.B.J. (Publ.) ; VERMEER, P.A. (Publ.): *PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 3D Tunnel*. AA. Balkema, Rotterdam, 2001
- [20] BURLAND, J.B.: A method of estimating the pressures and displacements beneath embankments on soft natural clay deposits. In: PARRY, R.H.G. (Publ.): *Stress-strain behaviour of Soils; Proc. Roscoe Mem. Symp.*, G.T. Foulis & Co. Ltd, 1971, pp. 77–82
- [21] BURLAND, J.B. ; BROMS, B.B. ; MELLO, V.F.B. de: Behaviour of Foundations and Structures. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo* Vol. 2 ICSFME (Organ.), 1977, pp. 495–546
- [22] BURLAND, J.B. ; BURBRIDGE, B.C.: Settlement of Foundations on Sand and Gravel. In: *Proceedings of the Institute of Civil Engineers, 7th Eur. Conf. Soil Mech.* Glasgow and West Scotland Association (Organ.), 1984, pp. 1325–1379
- [23] BUTTERFIELD, R. ; TICOF, J.: The use of physical models in design. Discussion. In: *Design parameters in geotechnical engineering; Proc. VII ECSMFE, Brighton* Vol. 4, British Geotechnical Society, London, 1980, 1979, pp. 259–261
- [24] CERRUTI, V.: Sulla deformazione di uno strato isotropo indefinito limitato da due piani paralleli. In: *Atti dell' Accademia dei Lincei* Vol. 1, 1882, pp. 521–522
- [25] CLOUGH, G.W. ; SITAR, N. ; BACHUS, R.C. ; RAD, N.S.: Cemented sands under static loading. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 107 (1981), No. GT6, pp. 799–817
- [26] CORNFORTH, D.: Prediction of drained strength of sands from relative density measurements. In: *Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils*, STP 523, ASTM, 1973, pp. 281–303

-
- [27] D'APPOLONIA, D.J. ; POULOS, H.G. ; LADD, C.C.: Initial Settlement of Structures on Clay. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE* 97 (1971), No. SM10, pp. 1359–1397
- [28] DESRUES, J. ; VERMEER, P.A. ; ZWESCHPER, B.: *Database for Tests on Hostun RF Sand*. Institutsbericht 13, Universität Stuttgart. 2000
- [29] DIN 1054:1976-11: *Deutsches Institut für Normung: Zulässige Belastung des Baugrunds*. Berlin: Beuth Verlag. November 1976
- [30] DIN 1054:2005-01: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. Berlin: Beuth Verlag. Januar 2005
- [31] DIN 18126: *Deutsches Institut für Normung : Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*. Berlin: Beuth Verlag. 1989
- [32] DIN 4017: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen*. Berlin: Beuth Verlag. 2001
- [33] DIN 4019-1: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund, Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung*. Berlin: Beuth Verlag. 1979
- [34] DIN 4019-2: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund, Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig angreifender Belastung*. Berlin: Beuth Verlag. Februar 1981
- [35] DIN 4019-3: *Deutsches Institut für Normung: Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 3: Rammsondierungen*. Berlin: Beuth Verlag. Januar 2002
- [36] DUNCAN, J.M. ; CHANG, C.-Y.: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. In: *ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div.* 96 (1970), pp. 1629–1653
- [37] EUROCODE 7: *Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*
- [38] EVB: *Empfehlungen Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen*. Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin. 1993
- [39] FEDA, J.: 1-g model loading tests: method and results. In: KATZENBACH, R. (Publ.) ; ARSLAN, U. (Publ.): *Darmstadt Geotechnics, No. 4: International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering 8./9. October 1998* Vol. 2, 1998, pp. 371–381
- [40] FRASER, R. ; WARDLE, L.J.: Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations. In: *Géotechnique* 26 (1976), No. 4, pp. 613–630
- [41] GIROUD, J.P.: Déplacement horizontal de la surface d'un massif élastique semi-infini supportant une charge tangentielle linéairement répartie sur une aire rectangulaire. In: *C.R. Acad.Sc. Paris t.268 Série A* (1969), pp. 191–193
-

- [42] GIROUD, J.P.: *mécanique des sols: tables pour le calcul des fondations*. Vol. tome 2. Dunod, 1973
- [43] GOTTARDI, G. ; BUTTERFIELD, R.: On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. In: *Soils and Foundations* 33 (1993), No. 3, pp. 68–79
- [44] GOTTARDI, G. ; BUTTERFIELD, R.: The displacements of a model rigid surface footing on dense sand under general planar loading. In: *Soils and Foundations* 35 (1995), No. 3, pp. 71–82
- [45] GOTTARDI, G. ; HOULSBY, G.T. ; BUTTERFIELD, R.: Plastic response of circular footings on sand under general planar loading. In: *Géotechnique* 49 (1999), No. 4, pp. 453–469
- [46] GUDEHUS, G.: Erddruckermittlung. In: SMOLTCZYK, U. (Publ.): *Grundbauwissenschaftenbuch, 3. Auflage, Teil 1*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1980, pp. 281–352
- [47] GUDEHUS, G.: A comprehensive constitutive equation for granular materials. In: *Soils and Foundations* 36 (1996), No. 1, pp. 1–12
- [48] HARDIN, B.O. ; BLACK, W.L.: Vibration modulus of normally consolidated clays. In: *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94 (1968), No. SM2, pp. 353–369
- [49] HARDIN, B.O. ; DRNEVICH, V.P.: Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. In: *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98 (1972), No. SM7, pp. 667–692
- [50] HERLE, I.: *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*, Dissertation, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 142, 1997
- [51] HERLE, I. ; TEJCHMAN, J.: Effects of grain size and pressure level on bearing capacity of footings on sand. In: ASAOKA, A. (Publ.) ; ADACHI, T. (Publ.) ; OKA, F. (Publ.): *Proc. Int. Symp. Def. Prog. Failure in Geomechanics, IS-Nagoya'97*, Pergamon, 1997, pp. 781–786
- [52] HETTLER, A.: Modellgesetze für Flachgründungen auf Sand im Gebrauchs- und im Grenzzustand. In: *OHDE-Kolloquium 1993*, Institut für Geotechnik, TU Dresden, Mitteilungen Heft 2, Dresden 1995, pp. 1–17
- [53] HÜGEL, H.M.: *Prognose von Bodenverformungen*, Dissertation, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 136, 1995

-
- [54] JAMIOLKOWSKI, M. ; LADD, C.C. ; GERMAINE, J.T. ; LANCELLOTTA, R.: New developments in field and laboratory testing of soils. State-of-the art report. In: *Proc. 11th Int. Conf. SMFE* Vol. 1. San Fransisco : Balkema Pub., Rotterdam, 1985, pp. 57–153
- [55] JANBU, N.: Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. In: *Proc. 3rd ECSMFE* Vol. 1. Wiesbaden, 1963, pp. 19–25
- [56] JANBU, N. ; BJERRUM, L. ; KJAERNSLI, B.: *Veiledning ved losning av Fundamenteringsoppaver*. Norges Geotekniske Institutt, Oslo, Publ. 16. 1956
- [57] JARZOMBEK, G.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Spannungs-Verformungsverhalten von trockenem Sans am Beispiel einer Streifengründung*, Dissertation, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Informationen des Wissenschaftsbereiches Grundbau und Bodenmechanik der Sektion Bauingenieurwesen, 1990
- [58] J.H. SCHMERTMANN, J.P. H. ; BROWN, P.R.: Improved Strain Influence Factor Diagram. In: *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 104 (GT8) (1991), pp. 1131–1135
- [59] KANY, M.: *Berechnung von Flachgründungen, Band 2: Tabellen und Kurventafeln*. 2. Auflage. Wilhelm Ernst & Sohn, 1974
- [60] KOLYMBAS, D.: Eine konstitutive Theorie von Böden und andere körnige Stoffe. – Habilitation. Veröff. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 109, Universität Karlsruhe, 1988
- [61] KOLYMBAS, D.: An outline of hypoplasticity. In: *Archive of Applied Mechanics* 61 (1991), pp. 143–151
- [62] KONDNER, R.L. ; ZELASKO, J.S.: A hyperbolic stress-strain formulation for sands. In: *2nd Pan. Am. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* Vol. 1. Brazil, 1963, pp. 289–394
- [63] KULHAWY, F.H. ; MAYNE, P.W.: *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report No. EL-6800*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA. August 1990
- [64] LANCELLOTTA, R. ; CALAVERA, J.: *Fondazioni*. McGraw-Hill Libri Italia srl, 1999
- [65] LANG, H.-J. ; HUDER, J. ; AMANN, P.: *Bodenmechanik und Grundbau, 6. Auflage*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1996
- [66] LEUSSINK, H.: Die Genauigkeit von Setzungsberechnungen. In: *Vorträge der Baugrundtagung in Hannover*, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Hamburg (Organ.), Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1953, pp. 23–38

- [67] LO PRESTI, D.C.F.: *Comportamento della sabbia del Ticino in prove di colonna risonante*, Tesi di dottorato in Ingegneria Geotecnica, Politecnico di Torino, Dissertation, 1987
- [68] LO PRESTI, D.C.F. ; PALLARA, O. ; LANCELLOTTA, R. ; ARMANDI, M. ; MANISCALCO, R.: Monotonic and cyclic loading behaviour of two sands at small strains. In: *Geotechnical Testing Journal* 16 (1993), December, No. 4, pp. 409–424
- [69] LUNNE, T. ; ROBERTSON, P.K. ; POWELL, J.J.M.: *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, London, 1997
- [70] MAIER, T.: *Numerische Modellierung der Enfestigung im Rahmen der Hypoplastizität*, Dissertation, Universität Dortmund, Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau, Heft 24, 2002
- [71] MARCHER, T. ; VERMEER, P.A. ; WOLFFERSDORFF, P.-A. von: Hypoplastic and elastoplastic modelling - a comparison with test data. In: KOLYMBAS, D. (Publ.): *Constitutive Modelling of granular Materials*, Springer, 2000, pp. 353–374
- [72] MARTIN, C.M.: *Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads*, DPhil thesis, University of Oxford, Dissertation, 1994
- [73] MATSUOKA, H. ; NAKAI, T.: A new failure criterion for soils in three dimensional stresses. In: *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*. Delft, 1982, pp. 253–263
- [74] MEYERHOF, G. G.: *Neue Forschungen über die Tragfähigkeit von Flachgründungen und Pfahlgründungen*. Mitteilungen aus dem Inst. für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen, Heft 25. 1962
- [75] MILOVIC, D.M. ; TOUZOT, G. ; TOURNIER, J.P.: Stresses and Displacements in elastic layer due to inclined and eccentric load over a rigid strip. In: *Géotechnique* 20 (1970), No. 3, pp. 231–252
- [76] MÖLLER, S.C.: *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*, Dissertation, Universität Stuttgart, Mitteilung 54 des Instituts für Geotechnik, 2006
- [77] MONTRASIO, L.: *Un metodo per il calcolo dei cedimenti di fondazioni su sabbia soggette a carichi eccentriche e inclinati*, Tesi di Dottorato, Politecnico di Milano, Dissertation, 1994
- [78] MONTRASIO, L. ; NOVA, R.: Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects. In: *Géotechnique* 47 (1997), No. 1, pp. 49–60
- [79] MOORE, P.J. ; SPENCER, G.K.: Settlement of Building on Deep Compressible Soil. In: *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* 95 (1969), No. SM3, pp. 769–790

-
- [80] MUHS, H.: *Die experimentelle Untersuchung der Grenztragfähigkeit nichtbindiger Böden bei lotrechter Belastung*. Degebo-Mitteilungen, Heft 27, 1. Aufsatz. 1971
- [81] MUHS, H. ; WEISS, K.: *Untersuchung der Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden*. Berichte aus der Bauforschung, Heft 69. 1971
- [82] MUHS, H. ; WEISS, K.: *Die Grenztragfähigkeit von flachgegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch*. Berichte aus der Bauforschung, Heft 101. 1975
- [83] NANFAH, Siegfried D.: *Horizontale Verschiebungen im elastisch isotropen Halbraum*, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Diplomarbeit, 2005
- [84] NAYLOR, D.J.: Discussion - Session 5. In: PARRY, R.H.G. (Publ.): *Stress-strain behaviour of Soils; Proc. Roscoe Mem. Symp.*, G.T. Foulis & Co. Ltd, 1971, pp. 611–617
- [85] NENDZA, H. ; NACKE, C.: *Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter und auf Sand gegründeter Fundamente* / Universität - Gesamthochschule - Essen. 1986 (12). – Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik
- [86] NIEMUNIS, A.: *Extended hypoplastic models for soils*, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 34, 2003
- [87] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 2* (1997), No. 4, pp. 279–299
- [88] NOVA, R. ; MONTRASIO, L.: Settlements of shallow foundations on sand. In: *Géotechnique* 41 (1991), No. 2, pp. 243–256
- [89] OHDE, J.: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. In: *Der Bauingenieur*, 20 (1939), pp. 451–459
- [90] OHDE, J.: *Grundbaumechanik*. Vol. 3. Hütte, 1951
- [91] PECK, R. B. ; BAZARAA, A.R.S.: Settlement of Spread Footings from SPT Values. In: *Proceedings, Symposium on Interaction of Structure and Foundation*, Foundation Engineering Society, Birmingham, 1967, pp. 905–909
- [92] POTTS, D.M. ; ZDRAVKOVIĆ, L.: *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. Thomas Telford, 1999
- [93] POTTS, D.M. ; ZDRAVKOVIĆ, L.: *Finite element analysis in geotechnical engineering: application*. Thomas Telford, 2001

- [94] POULOS, H.G.: Common Procedures for Foundation Settlement Analysis - Are They Adequate? In: HOBART, Instn. Engrs. A. (Publ.): *Proc., 8th Austr.-New Zealand Conf. on Geomechanics* Vol. 1, 1999, pp. 3–25
- [95] POULOS, H.G.: Spannungen und Setzungen im Boden. In: SMOLTCZYK, U. (Publ.): *Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Teil 1*, Ernst und Sohn, Berlin, 2001, pp. 255–305
- [96] POULOS, H.G. ; DAVIS, E.H. ; LAMBE, T.W. (Publ.) ; WHITMAN, R.V. (Publ.): *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., 1974 (Series in Soil Engineering)
- [97] PRANDTL, L.: *Über die Härte plastischer Körper*. Nachr. Ges. der Wissenschaften. 1920
- [98] PUPPALA, A.J. ; ACAR, Y.B. ; M.T, Tumay: CPT in a very weakly cemented sand: A calibration chamber study. In: *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linköping, Sweden* Vol. 2 Swedish Geotechnical Society (Organ.), 1995, pp. 269–276
- [99] RAULT, G. ; CANÉPA, Y.: Essais sur medeles centrifuges, Etude experimentale de l'effet de l'inclinaison des la charge sur la portance d'une fondation superficielle / Laboratoire regional des ponts & chaussees est parisien. 1996. – Dossier LREP n° 1.6.10205
- [100] RIX, G.J. ; STOKOE, K.H.: Correlation of initial tangent modulus and cone resistance. In: *Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, New York*, Elsevier, 1991, pp. 351–362
- [101] ROBERTSON, P.K. ; CAMPANELLA, R.G.: Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand. In: *Canadian Geotechnical Journal* 20 (1983), No. 4, pp. 718–733
- [102] ROWE, P.W.: The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. In: *Proc. of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences* Vol. 269, 1962, pp. 500–527
- [103] SCHANZ, T.: *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. – Habilitation. Mitt. Inst. für Geotechnik (45), Universität Stuttgart, 1998
- [104] SCHANZ, T. ; VERMEER, P.A. ; BONNIER, P.G.: Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. In: BRINGREVE, R.B.J. (Publ.): *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 281–290
- [105] SCHERER, B.: *Numerische Simulation eines Fundamentversuchs auf Basis von Labor- und in-situ-Untersuchungen*, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Diplomarbeit, 175, 2006

-
- [106] SCHIVAZAPPA, C.: *Analisi teorica e sperimentale del comportamento meccanico di terreni complessi*, Università di Parma, tesi di laurea in ingegneria civile (Diplomarbeit), 1999
- [107] SCHMERTMANN, J.H.: Guidelines for cone penetration test and design / U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. 1978 (FHWA-TS-78-209). – Report
- [108] SCHMERTMANN, J.H.: Dilatometer to Compute Foundation Settlement. In: *Proceedings of In Situ'86, Specialty Conference on Use of In Situ Tests and Geotechnical Engineering* ASCE, New York (Organ.), 1986, pp. 303–321
- [109] SCHOFIELD, A. ; WROTH, C.: *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London, 1968
- [110] SCHULTZE, E. ; SHERIF, G.: Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observations. In: *Proc. 8th ICSMFE, Moscow* Vol. 1.3, 1973, pp. 225–230
- [111] SCHWEIGER, H.F.: *Kurs Finite Elemente in der Geotechnik - Theorie und Praxis*. Chap. Das Hardening-Soil Modell, Technische Akademie Esslingen, 2004
- [112] SEED, H.B. ; IDRIS, I.M.: Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis / EERC. Berkeley, CA, 1970 (70-10). – Report
- [113] SIMPSON, B.: Retaining structures: displacement and design, The 32nd Rankine Lecture. In: *Géotechnique* 42 (1992), No. 4, pp. 541–576
- [114] SKEMPTON, A.W. ; BJERRUM, L.: A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. In: *Géotechnique* 7 (1957), pp. 168–178
- [115] SMITH, I.M. ; GRIFFITH, D.V.: *Programming the Finite Element Method*. 2. John Wiley & Sons, Chisester, UK, 1982
- [116] SMOLTCZYK, U. (Publ.): *Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Teil 1*. Ernst und Sohn, Berlin, 2001
- [117] SMOLTCZYK, U. (Publ.): *Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Teil 3*. Ernst und Sohn, Berlin, 2001
- [118] SOOS, P. von: Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor. In: SMOLTCZYK, U. (Publ.): *Grundbautaschenbuch, 6. Auflage, Teil 1*, Ernst und Sohn, Berlin, 2001, pp. 117–201
- [119] SOUMAYA, B.: *Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden*, Dissertation, Universität Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 16, 2005
- [120] STEENFELT, J. S.: Scale effect on bearing capacity factor. In: *The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen* (1979)
-

- [121] STEINBRENNER, W.: Tafeln zur Setzungsberechnung. In: *Die Straße* Heft 1 (1934), pp. 121–124
- [122] STOKOE, K.H. ; DARENDELI, M.B. ; GILBERT, R.B. ; MENQ, F.-Y. ; CHOI, W.K.: Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves. In: *International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response*. UC Berkeley, CA, 2004
- [123] TAN, C.K. ; DUNCAN, J.M.: Settlement of Footings on Sand - Accuracy and Reliability. In: *Proc. Geot. Eng. Congress, ASCE, Geot. Spec. Pub. 27 2* (1991), pp. 446–455
- [124] TATSUOKA, F. ; GOTO, S. ; TANAKA, T. ; TANI, K. ; KIMURA, Y.: Particle size effects on bearing capacity of footing on granular material. In: ASAOKA, A. (Publ.) ; ADACHI, T. (Publ.) ; OKA, F. (Publ.): *Proc. Int. Symp. Def. Prog. Failure in Geomechanics, IS-Nagoya'97*, Pergamon, 1997, pp. 133–138
- [125] TERZAGHI, K. ; PECK, R.B.: *Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd. Edition*. John Wiley, New York, 1967
- [126] TOMLINSON, M.J.: *Foundation Design and Construction*. 6. Longman, 1995
- [127] TÜRK, F.: *Numerische Untersuchung eines Streifenfundaments unter geneigten Lasten*, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Diplomarbeit 180, 2006
- [128] VAN LANGEN, H. ; VERMEER, P.A.: Automatic step size correction for non-associated plasticity problems. In: *Int. Jour. Num. Meth. in Eng.* 29 (1990), pp. 579–598
- [129] VERMEER, P.A.: A double hardening model for sand. In: *Géotechnique* 28 (1978), No. 4, pp. 413–433
- [130] VERMEER, P.A.: *Formulation and analysis of sand deformation problems*, Delft University of Science and Technology, Dissertation, 1980
- [131] VERMEER, P.A.: A five constant model unifying well-established concepts. In: GÜDEHUS, G. (Publ.) ; DARVE, F. (Publ.) ; VARDOULAKIS, I. (Publ.): *Results of the international workshop on constitutive relations for soils, Grenoble, 6-8 September 1982*, A.A Balkema, Rotterdam, Boston, 1984, pp. 175–197
- [132] VERMEER, P.A. ; HINTNER, J. ; BAUN, C.: Die Setzungsanalyse von Flachgründungen. In: SCHAD, H. (Publ.): *Bauen in Boden und Fels, 5. Kolloquium, 24. und 25. Januar 2006, Ostfildern*, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 2006, pp. 351–362
- [133] VERMEER, P.A. ; SCHWEIGER, H. ; ZWESCHPER, B.: *Assessment of Influence of Constitutive Model in Finite Element Analysis of Deep Excavations with an appendix on: Evaluation of Stiffness Parameters as used in the HS-Model*. Institutsbericht 13, Universität Stuttgart. 2000

-
- [134] VIGGIANI, G. ; TAMAGNINI, C.: Ground movements around excavations in granular soils: a few remarks on the influence of constitutive assumptions on FE predictions. In: *Mechanics on Cohesive-Frictional Materials* 5 (2000), pp. 399–423
- [135] ŠMÍD, J. ; NOVOSAD, J.: Pressure distribution under heaped bulked solids. In: *Int. Chem. Eng. Symp. Series* 63 (1981), pp. D3/V/1–12
- [136] VUCETIC, M. ; DOBRY, R.: Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. In: *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 117 (1991), No. 1, pp. 89–107
- [137] WALZ, B.: Möglichkeiten und Grenzen bodenmechanischer 1g-Modellversuche. In: RACKWITZ, F. (Publ.): *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*, Springer Berlin Heidelberg, 2006, pp. 63–78
- [138] WEHNERT, M.: *Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik*, Dissertation, Universität Stuttgart, Mitteilung des Instituts für Geotechnik, Heft 53, 2006
- [139] WILLIAMS, I. ; HICKS, M.A.: Finite-Elemente-Prognose für ein schräg belastetes Fundament. In: *Geotechnik* 15 (1992), pp. 66–72
- [140] WOLFFERSDORFF, P.-A. von: Baugrundtagung 1990: Probelastung für ein Einzel-fundament. In: *Geotechnik* 12 (1989), pp. 213–214
- [141] WOLFFERSDORFF, P.-A. von: Probelastung zur Baugrundtagung 1990: Versuchsergebnisse und Auswertung des Prognosewettbewerb. In: *Geotechnik* 14 (1991), pp. 16–21
- [142] WOLFFERSDORFF, P.-A. von: Verformungsprognosen von Stützkonstruktionen. 1997. – Habilitation. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 141
- [143] WOLFFERSDORFF, P.-A. von: Ausgewählte Probleme bei der Berechnung von Stützkonstruktionen mit der Methode der Finiten Elemente. In: R.B.J. BRINKGREVE, H.F. Schweiger E. W. (Publ.): *Geotechnical Innovations, Festschrift für Prof. P.A. Vermeer zum 60. Geburtstag und Tagungsband zum Symposium, abgehalten am 25. Juni 2004 in Stuttgart*, 2004
- [144] WOLFFERSDORFF, P.-A. von ; SCHWAB, R.: Schleuse Uelzen I - Hypoplastische Finite-Elemente-Analyse von zyklischen Belastungen. In: *Bautechnik* 78 (2001), No. 11, pp. 771–781
- [145] WOOD, D.M.: *Geotechnical modelling*. 1. Spon Press, London & New York, 2004
- [146] WROTH, C. P.: The interpretation of in situ soil tests. In: *Géotechnique* 34 (1984), No. 4, pp. 449–489

Lebenslauf

- 03.03.1972 Geboren in Gsies (Italien)
- 1991-1998 Universität Innsbruck (Österreich)
Studium des Bauingenieurwesens (Dipl.-Ing.)
- 1998 University of Bristol (UK)
Diplomarbeit
- 1999-2003 Ed. Züblin AG, Stuttgart, Technisches Büro Tiefbau
Projektingenieur
- 2003-2007 Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik
Wissenschaftlicher Mitarbeiter

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

- Nr. 01 Thamm, B. R. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wasser-gesättigten 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. Schleu-
Pertschi, O. / sennorm der UDSSR (SN 30365).
Hilmer, K.
Vergriffen
- Nr. 06 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusen-kammerwände.
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.
Gußmann, P. Zum Modellgesetz der Konsolidation.
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. / (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangstraßen in Siedlungen.
Schweikert, O.
6,14 €
- Nr. 16 Malcharek, K. / (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten.
Smolczyk, U.
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. | (1985) | Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben. |
| | Smoltczyk, U. /
Schad, H. /
Zoller, P. | | 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 Schlitzzen 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) Smoltczyk, 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 Smoltczyk, 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 Staudammbau. 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 €
Nr. 54	Möller, S.C.	(2006)	Tunnel induced settlements and forces in linings	
				17,90 €
Nr. 55	Benz, T.	(2007)	Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences.	
				17,90 €
Nr. 56	Abed, A.	(2008)	Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior.	
				17,90 €
Nr. 57	Hintner, J.	(2008)	Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung.	
				17,90 €

