



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART

1999
Mitteilung 47
Herausgeber P.A. Vermeer

Carola Vogt-Breyer

Experimentelle und numerische
Untersuchungen zum Tragverhalten und zur
Bemessung horizontaler Schraubanker



Herausgeber:

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

Institut für Geotechnik

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 35

70569 Stuttgart

Telefon 0711/685-2436

Telefax 0711/685-2439

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

ISBN 3-921837-47-2

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

Herausgegeben 1999 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik.



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1999
Mitteilung 47
Herausgeber P.A. Vermeer**

Carola Vogt-Breyer

**Experimentelle und numerische
Untersuchungen zum Tragverhalten und zur
Bemessung horizontaler Schraubanker**

EXPERIMENTELLE UND NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN
ZUM TRAGVERHALTEN UND ZUR BEMESSUNG
HORIZONTALER SCHRAUBANKER

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

CAROLA VOGT-BREYER

geboren in St. Georgen.

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

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. H. Schulz

Tag der mündlichen Prüfung: 18. Juni 1999

Vorwort des Herausgebers

Die erste Patentierung von Schraubankern geht nachweislich in das letzte Jahrhundert zurück. Eine maßgebliche Verbreitung setzte in den 60er Jahren mit dem Eingang in technische Vorschriften des Fernmeldebaus ein. In den Niederlanden kommen Schraubanker seit etwa 25 Jahren zur Verankerung von Ufersicherungen zum Einsatz. Auf der Grundlage dieser Erfahrungen wurden von den einzelnen Anwendern Bemessungshilfen abgeleitet, die jedoch nur auf vergleichbare Situationen hinsichtlich Geometrie und Baugrund übertragbar sind. Der Erschließung weiterer Anwendungsbereiche und einem Eingang in die deutsche Normung stand bisher das Fehlen einer allgemeingültigen Bemessungsgrundlage entgegen.

Die vorliegenden Untersuchungen von Frau Carola Vogt hatten das Ziel, nach einer Aufarbeitung des bisherigen Anwendungs- und Forschungsstandes das Tragverhalten horizontaler Schraubanker für nichtbindige Böden in möglichst allgemeingültiger Form zu erfassen und im Hinblick auf eine für baupraktische Zwecke geeignete Bemessungsregel auszuwerten.

V Versuchsergebnisse zeigen, daß die Tragfähigkeit von Schraubankern erwartungsgemäß vorrangig von der Tiefenlage der Ankerplatte und der Scherfestigkeit des umgebenden Materials abhängt. Mehrere Forscher haben in der Vergangenheit versucht, diese Abhängigkeit mit Hilfe kleinmaßstäblicher Versuche zu erfassen. Wegen der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels, insbesondere bei Sanden und geringen Drücken, kommt es bei einer Ausführung in kleinem Maßstab jedoch zu einer Überschätzung der Ankertragfähigkeit. Darüberhinaus zeigen die in der Literatur dokumentierten Kleinversuche wegen unterschiedlicher Maßstabseffekte eine ungeheure Streuung der Ergebnisse auf.

Frau Vogts Bewertung von Maßstabseffekten verdeutlicht, daß eine zuverlässige Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens nur in großmaßstäblichen Versuchen möglich ist. Durch die Formulierung geeigneter Anforderungen an die Versuchsanlage und die Optimierung in der Vorgehensweise konnte in den Versuchen eine hohe Reproduzierbarkeit erzielt werden.

Heute ist ein Entwicklungsstand in der Geotechnik erreicht, der dadurch gekennzeichnet ist, daß Probleme des Tragverhaltens auch numerisch gelöst werden können. Zur Ergänzung der großmaßstäblichen Modellversuche wurden von Frau Vogt deswegen dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Zum einen wird festgestellt, daß die numerischen Simulationen weitgehend mit Modellversuchen übereinstimmen, zum anderen werden Daten geliefert, die die experimentellen Ergebnisse ergänzen.

Die durch Auswertung dieser Untersuchungen entwickelte empirische Ansatzfunktion sowie ein Bemessungsdiagramm stellen eine solide Basis für einen vielfältigen Einsatz von Schraubankern in nichtbindigen Böden dar und sollten nach einer Erprobung durch die Praxis Eingang in geotechnische Richtlinien finden. Die Baumaßnahmen zur Erweiterung des Mittellandkanals in Hannover boten schon die Möglichkeit, an einem unbefestigten Ufer Schraubanker in Lage und Neigung einzubringen, wie es eine Verankerung von Spundwänden erfordert. Das Ziel dieser Untersuchung von Frau Vogt lag vor allem darin, den Einfluß von Inhomogenitäten eines natürlich anstehenden Untergrundes festzustellen. Für eine Erweiterung der Anwendung auf bindige Böden wird ein zusätzlicher Forschungsbedarf gesehen.

Vorwort der Autorin

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart von 1994 bis 1999. Wesentliche Anregungen zur Durchführung dieser Arbeit gingen von der Glienke Gerätebau GmbH aus, die die Untersuchungen intensiv unterstützt und im Rahmen einer Forschungsk Kooperation über zwei Jahre finanziell gefördert hat. Für dieses Engagement sei der Firma und persönlich Herrn Dr.-Ing. Czetto herzlich gedankt. Eine Fortsetzung des Vorhabens mit umfangreichen Versuchsserien und aufwendigen Berechnungen ermöglichte mit einer Förderung über 2 1/2 Jahre die Deutsche Forschungsgemeinschaft, bei der ich mich an dieser Stelle ebenfalls bedanke.

Herrn Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer gilt mein besonderer Dank. Er hat mir direkt nach seiner Übernahme der Institutsleitung in Stuttgart die Möglichkeit zur Durchführung dieser Arbeit geboten. Ich danke ihm für die Förderung und Betreuung sowie die Übernahme des Hauptberichtes. Herzlich gedankt sei auch Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Schulz für die weiterführenden Anregungen und die Übernahme des Mitberichtes.

Herr Dr.-Ing. Dieter Salden und Herr PD Dr.-Ing. habil. Hermann Schad haben mich ermutigt und maßgeblich zu meiner Entscheidung beigetragen, nach dreijähriger Tätigkeit in der freien Wirtschaft eine wissenschaftliche Arbeit am Institut aufzunehmen. Ich habe in ihnen stets interessierte Ansprechpartner gefunden, die mir mit ihren vielseitigen Erfahrungen wertvolle Hilfestellungen geboten haben.

Fachliche und menschliche Unterstützung konnte ich auch von vielen Kollegen, wissenschaftlichen Hilfskräften und Diplomanden erfahren. Besonders hervorheben möchte ich Herrn Helmut Sooss, der mit viel Tatkraft, hohem persönlichen Einsatz und Ideenreichtum die praktische Durchführung der großmaßstäblichen Versuche ermöglichte, die für meine weitere Forschung eine wesentliche Grundlage bildeten.

Von Herzen danke ich meinem Mann Bernd Breyer, der durch sein Verständnis und seinen erbauenden Optimismus maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat.

Carola Vogt

Summary

Screw anchors consist basically of a tie rod with a circular metal plate made out of construction steel. Since the beginning of this century screw anchors are used as tie-backs of wires (electricity, agricultur, etc.) and as safety measure against uplift of pipelines. Since the early seventies screw anchors with typical plate diameters in the range between 300 mm and 350 mm are used to anchor sheet-pile walls along canal banks in the Netherlands. Typical working loads of these anchors are in the range between 60 kN and 80 kN. In Germany screw anchor applications along canals are mostly restricted to subordinate projects. In the USA the use of so-called multi-helix anchors is wide spread for various different applications. For the design of screw anchors, suppliers and appliers have created various rules which differ substantially and offer no uniform concept.

Theoretically the bearing behaviour of screw anchors is dominated by passive earth pressure. However screw anchors are characterized by a deep position of the anchor plate and a deep failure mechanism. Because of the circular shape of the plate we get a three-dimensional failure mechanism, which cannot be modelled as a 2D-problem and the relevant passive earth pressure is difficult to assess.

Research data on horizontal plate anchors in non-cohesive soil as documented in literature are showing the tendency, that only a small number of large-scale tests were done; mainly for shallow anchor plates. By far most of the tests were carried out with very small model anchors. Because of the stress dependency of the friction angle, especially for low confining pressures, small-scale model tests overestimate the bearing capacity. In the centrifuge a realistic value of the confining pressure can be reached, but changes of the stress conditions in the slip surfaces caused by dilatancy cannot be determined reliably. This is due to the fact that soil dilatancy depends on grain size, shape and roughness of the sand. Moreover, only few authors analysed anchor plates in a deep position with a depth over five times the plate diameter.

In the scope of the presented research large-scale anchor tests were carried out in sand with different densities. Three different types of load-displacement curves could be observed. Shallow anchor plates in dense sand show a peak and a residual bearing capacity. In loose sand one obtains the maximum load more or less asymptotically. With increasing depth of the anchor plate the peak loads vanishes and a true collapse load is not observed. Instead, the loads are showing a slight continuing increase with displacements.

In order to assess the influence of the anchor installation procedure, both laid anchors and screwed anchors are tested. For laid anchors, the embedment is achieved by pouring sand on top of the anchor. The bearing capacity of laid anchors with a plate diameter of 250 mm and a depth of 2,23 m was found to be 58 kN in a medium dense sand, whereas a value of 91,7 kN was observed for screwed anchors. The corresponding horizontal plate displacement was

about 50 mm in both cases. The comparison of test results between screwed anchors and laid anchors shows, that the screwing installation of the anchors densifies the surrounding soil, which results in an increase of the bearing capacity.

In front of the anchor plates surface heave was measured for tests in medium dense and in very dense sand. In very loose sand mainly settlements are observed due to significant densification. Here it should be realized that an extremely loose sand with $I_p \approx 0$ was tested.

The load-displacement curves determined by three-dimensional finite-element calculations coincide sufficiently with the curves of the large-scale model tests. Even for the complex deep failure mechanisms the elasto-plastic material law with combined compression and shear hardening, appeared to enable a suitable modelling of the anchor behaviour.

In-situ tests at the "Mittellandkanal" in Hannover in a natural soil with stones and tree roots made clear, that the installation of anchor plates with diameters beyond 250 mm need not only screwing but also axial vibration. Furthermore, during installation a proper guide of the flexible anchor shaft should be used to avoid deviations from the planned plate position. For these in-situ tests, the bearing capacity of anchor plates with diameters in the range between 300 mm and 350 mm was found to be 150 kN in average.

In order to arrive at statements concerning the anchor bearing capacity, the results of the large-scale model tests and the FE-analyses are given priority. For a constant friction angle, the results of the FE-analyses show a linear increase of the anchor capacity with the overburden pressure. Computational results also indicate the extreme influence of the friction angle φ for $\varphi > 35^\circ$. It is assumed that the reason for this load increase is dilatancy, as this phenomenon results in high pressures at the slip surface of deep failure mechanisms. Another important parameter of the bearing capacity is the relative depth t/D of the anchor plate, as this parameter determines the type of failure mechanism.

Based on the data of both the large-scale model tests and the 3D finite-element analyses, it is possible to derive a formula for the holding capacity of the anchor. This formula describes the anchor capacity as a function of the soil friction angle, the plate area, the overburden pressure and the relative depth.

The design formula was verified by considering in-situ tests, which obviously show much more scatter than the large-scale model tests. For the in-situ tests, soil friction angles were estimated using data from cone penetration tests. Then, the range of in-situ test measurements could be well explained by the design formula.

In contrast to in-situ tests, most reported literature on plate anchors is restricted to very low stress levels. A well-known empirical relation (*Bolton, 1986*) has been used to account for the stress dependency of the friction angle. Then it could be shown that a good agreement exists between test data from most literature and the novel design formula.

The present report ends with comments on practical installation procedures, minimum anchors distances, corrosion rates and some remarks on the (smaller) holding capacity of vertical anchors.

Inhalt

Seite

1	Einleitung	7
2	Stand der Technik	9
2.1	Verankerungen, allgemein	9
2.2	Historische Entwicklung der Schraubankeranwendungen	10
2.3	Erfahrungen bei praktischen Anwendungen und vorhandene Bemessungshilfen	13
2.4	Zusammenfassung und Bewertung der vorliegenden Erfahrungen	19
3	Stand der Forschung	21
3.1	Theoretische Ansätze	21
3.2	Modellversuche	25
3.2.1	Einflüsse des Modellmaßstabes	25
3.2.2	Übersicht und Zusammenstellung in Literatur veröffentlichter Modellversuche	30
3.2.3	Beschreibung der großmaßstäblichen Modellversuche	30
3.2.4	Beschreibung der kleinmaßstäblichen Modellversuche	33
3.2.5	Auswertung und Vergleich der Modellversuche	38
4	Modellversuche zur Erfassung des Bruchmechanismus	43
4.1	Versuchsaufbau	44
4.2	Versuchsauswertungen	44
5	Großmaßstäbliche Modellversuche	47
5.1	Versuchsaufbau	48
5.1.1	Versuchssand	48
5.1.2	Einbau des Sandes	52
5.1.3	Verwendete Schraubanker	54
5.1.4	Einbau der Schraubanker	55
5.1.5	Belastungseinrichtung	55
5.1.6	Meßwerterfassung	56
5.2	Durchführung der Zugversuche, Belastungssteuerung und -geschwindigkeit	56
5.2.1	Kraftsteuerung	56
5.2.2	Wegsteuerung	57
5.3	Versuchsergebnisse	59
5.3.1	Einschraubverhalten der Anker	59
5.3.2	Last-Verformungsverhalten, Bestimmung des Bruchzustandes	63
5.3.3	Dichtebestimmungen in der Sandschüttung	70

6	Finite-Elemente-Berechnungen	73
6.1	Spannungen und Verzerrungen im Kontinuum	73
6.2	Stoffgesetze	75
6.2.1	Elasto-plastisches Materialverhalten	76
6.2.2	Das Modell von Mohr-Coulomb	78
6.2.3	Das Hardening Soil Model	79
6.3	Eingabedaten für die Berechnungen	84
6.3.1	Untergrundausschnitt und Elementierung	84
6.3.2	Materialparameter	85
6.4	Ablauf der Berechnungen	86
6.5	Ergebnisse	87
6.6	Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der großmaßstäblichen Modellversuche und Bewertung	90
7	In situ-Versuche am Mittellandkanal	95
7.1	Einschraubgerät	95
7.2	Versuchsgelände	96
7.3	Einschrauben der Anker	97
7.4	Durchführung der Ankerzugversuche	99
7.5	Versuchsergebnisse	100
7.6	Zusammenfassende Bewertung	101
8	Auswertung der Grenztragfähigkeiten und Modellbildung	103
8.1	Bestimmung einer Ansatzfunktion	103
8.2	Auswertung von Parametern mit indirektem Einfluß	108
8.2.1	Einfluß des Ankerdurchmessers	108
8.2.2	Einfluß des Einschraubens	110
8.3	Vergleiche mit in-situ-Versuchen und Literaturwerten	112
8.3.1	In-situ-Versuche am Mittellandkanal und am Wilhelmina-Kanaal/NL	113
8.3.2	Großmaßstäbliche Versuche in der Literatur	115
8.3.3	Kleinmaßstäbliche Versuche in der Literatur	118
8.4	Zusammenfassung der Vergleiche	120
9	Bemessungsdiagramm, Hinweise für praktische Anwendungen	121
9.1	Bemessungsdiagramm	121
9.2	Mindestabstände zwischen Einzelankern	127
9.3	Mehrplattenanker	127
9.4	Einschrauben der Anker	130
9.5	Bauaufsichtliche Zulassung, Korrosion	131
	Zusammenfassung und Ausblick	133
	Literaturverzeichnis	137
	Anhang	145

Bezeichnungen

In der vorliegenden Arbeit finden überwiegend die Formelzeichen und Benennungen der *DIN 1080, Teil 6 (März 1980)* Anwendung. Darüber hinausgehende, für die Zwecke dieser Arbeit definierte Bezeichnungen sowie Abweichungen von der Norm sind im folgenden zusammengestellt. Die in Abschnitt 6 verwendeten Zeichen und Begriffe zur Beschreibung des Stoffverhaltens von Böden werden im Rahmen der Ausführungen eindeutig festgelegt.

Bezeichnungen für die Geometrie von Schraubankern

A	[m ²]	ohne Index: Fläche der Ankerplatte mit Index: Fläche des im Index bezeichneten Bauteils
a	[m]	Abstand zwischen Ankerplatten (bei Mehrplattenankern)
D	[m]	Durchmesser von kreisförmigen Ankerplatten bzw. Höhe von rechteckigen Ankerplatten
d	[m]	Durchmesser des Ankerschaftes
l	[m]	Länge des Ankerschaftes
l _{st}	[m]	Steigung der Ankerplatte
t	[m]	Tiefenlage der Ankerplatte

Bezeichnungen zum Tragverhalten von Schraubankern

q	[kN/m ²]	Überlagerungsspannung
σ_N	[kN/m ²]	Normalspannung auf die Ankerplatte
F	[kN]	Ankerkraft $\sigma_N \cdot A$
F _{grenz}	[kN]	Grenztragfähigkeit
N	[-]	Bruchfaktor $N = F_{\text{grenz}} / (A \cdot q)$
s	[m]	horizontale Verschiebung der Ankerplatte
v	[m/s]	Vorschubgeschwindigkeit in weggesteuerten Versuchen

1 Einleitung

Mit dem Begriff Schraubanker wird in der vorliegenden Arbeit ein Bauteil beschrieben, das aus einem Ankerschaft mit einer angeschweißten, schraubenförmigen Platte besteht (Bild 1). Die Ankerplatte wird aus einem kreisförmigen Blech gefertigt, das eingeschnitten und durch Prägung mit einer konstanten Steigung versehen wird. Die Platte entspricht somit einer Schraubenwindung ohne Überlappungen in der Projektion. Der Ankerschaft besteht üblicherweise aus einem Rundstahl als Voll- oder Hohlprofil und kann mittels geeigneter Schraubmuffen aus Teilstücken zusammengesetzt werden. Je nach Erfordernis wird der Ankerkopf mit Kopfplatte, Gewinde und Mutter oder einer Schlaufe ausgeführt.

Das Ziel der Untersuchungen war, das Tragverhalten horizontal bealsteter Schraubanker in nichtbindigen Böden zu erfassen und möglichst allgemeingültige Grundlagen zur Bemessung zu erarbeiten! In einem ersten Schritt wurde ermittelt, für welche Zwecke Schraubanker zum Einsatz kommen und welche Erfahrungen im Zusammenhang mit diesen Anwendungen vorliegen. Desweiteren wurden die in der Literatur dokumentierten Forschungsergebnisse zu horizontalen Plattenankern in Sand zusammengestellt und in ihrer Aussage zum Tragverhalten von Schraubankern bewertet.

Ein wesentliches Kennzeichen von Schraubankern ist die - im Vergleich zu sonstigen Plattenankern (Stellplatten, Ankerwände, u. ä.) - große Tiefenlage der Ankerplatte und eine Lastabtragung im Boden über räumlichen Erdwiderstand. Durch Modellversuche in farbig markiertem Sand konnte die Veränderung des Bruchmechanismus mit der Tiefenlage der Ankerplatte und der Lagerungsdichte des umgebenden Sandes sichtbar gemacht werden. Diese Versuche liefern wesentliche Erkenntnisse zur progressiven Entwicklung tiefliegender, räumlicher Bruchvorgänge und ermöglichen eine möglichst zutreffende Modellbildung.

Betrachtungen zu Maßstabeffekten (Dichte- und Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels und der Dilatanz) verdeutlichen, daß Grenztragfähigkeiten bei tiefliegenden Bruchvor-

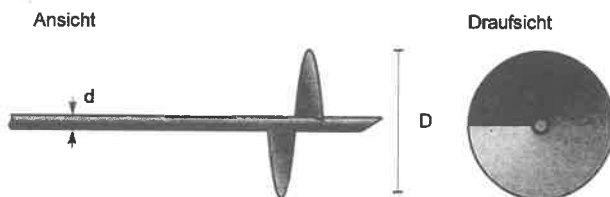


Bild 1: Schraubanker

gängen nur in großmaßstäblichen Versuchen zuverlässig bestimmt werden können. Hierzu wurden Sandschüttungen in drei unterschiedlichen, reproduzierbaren Lagerungsdichten hergestellt und weggesteuerte Ankerzugversuche bei verschiedenen Tiefenlagen der Ankerplatte durchgeführt. Als weiterer Parameter wurde der Durchmesser der Ankerplatte variiert. Der Einfluß des Einschraubens konnte durch den Vergleich der Versuchsergebnisse von eingelegten und eingeschraubten Ankern erfaßt werden. Diese Versuchsserien stellen aufgrund ihrer hohen Aussagekraft den Schwerpunkt der vorliegenden Untersuchungen dar.

Ergänzt und unterstützt werden die Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche durch dreidimensionale Finite-Elemente(FE)-Berechnungen. Hierbei kam ein elasto-plastisches Stoffgesetz mit kombinierter Verfestigung aus Scherbeanspruchung und isotroper Belastung zur Anwendung. Die Leistungsfähigkeit des verwendeten Programmes wurde durch die Nachrechnung der Versuche geprüft. Darauf aufbauend wurden Parametervariationen durchgeführt, die weitergehende Aussagen ermöglichen. Eine zusätzliche Kontrollmöglichkeit der FE-Berechnungen bietet der Vergleich der berechneten Verschiebungsbilder mit den im Sand-Modell beobachteten Verformungen.

Durch Versuche am Mittellandkanal in Hannover konnte festgestellt werden, inwieweit in-situ-Bedingungen (natürlich anstehender Untergrund, punktuelle Erkundung, maschinelles Einschrauben der Anker) von den großmaßstäblichen Modellversuchen abweichen und welcher Einfluß auf die Ankertragfähigkeit daraus resultiert.

Anhand der Ergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche und der Finite-Elemente-Berechnungen wurde eine empirische Ansatzfunktion bestimmt, die die Ankertragfähigkeit, normiert als sogenannter Bruchfaktor N , über die bezogene Tiefenlage der Ankerplatte t/D beschreibt. Der Bruchfaktor N bezeichnet die Normalspannung auf die Ankerplatte $\sigma_{N, \text{grenz}} = F_{\text{grenz}}/A$ bezogen auf die Überlagerungsspannung $q = \gamma t$ und ist dimensionsfrei. Eine zusätzliche Verifizierung des Ansatzes erfolgte über den Vergleich mit in-situ-Versuchen und Literaturwerten.

Als Grundlage zur Erstellung eines Bemessungsdiagrammes wurden somit vier unterschiedliche Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit herangezogen: Großmaßstäbliche Modellversuche, FE-Berechnungen, in-situ-Versuche und Literaturwerte. Die Ergebnisse wurden vergleichend betrachtet und unter Berücksichtigung ihrer in unterschiedlichem Maße begrenzten Aussagekraft bewertet. Das Bemessungsdiagramm beruht auf charakteristischen Werten des Reibungswinkels und ermöglicht sowohl eine Bemessung mit globalen als auch mit partiellen Sicherheitsbeiwerten.

Durch Hinweise zu Mindestabständen, zu Mehrplattenankern, zu gerätetechnischen Aspekten des Einschraubens und zur Korrosion ist mit Hilfe der vorliegenden Arbeit eine vollständige Bemessung von horizontal belasteten Schraubankern (Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit, Nachweis der Gebrauchstauglichkeit) in nichtbindigen Böden möglich.

2 Stand der Technik

Die Darstellungen zum Stand der Technik beruhen auf Recherchen in von Firmen und Behörden zur Verfügung gestellten Unterlagen sowie einer Vielzahl von Gesprächen mit deren Vertretern. Es läßt sich somit sicherlich kein lückenloses Bild zeichnen, jedoch erzeugt das Zusammenfügen der einzelnen, z. T. sehr unabhängigen Informationen eine Vorstellung von der bisherigen Bedeutung der Schraubankertechnik für Verankerungen in der Baupraxis.

2.1 Verankerungen, allgemein

Verankerungen werden überall dort erforderlich, wo Zugkräfte in den Baugrund einzuleiten sind. In vertikaler Richtung treten Zugkräfte auf, wenn Bauteile unter Auftrieb stehen. Abspannungen von Tragkonstruktionen, z. B. Schrägseilbrücken, Hallendachkonstruktionen, abgespannte Masten, sind in der Regel gegen die Vertikale geneigt. Horizontale Zugkräfte werden durch Wind und durch Erddruck, der auf eine Stützwand oder ein sonstiges Bauwerk wirkt, verursacht.

Allgemein ist ein Anker eine zugfeste Verbindung eines sogenannten Kopfpunktes, der dort liegt, wo die Zugkraft an der Konstruktion aufzunehmen ist, mit einem Ankerpunkt, an dem die Last in den Baugrund eingeleitet und somit verankert wird. Da eine Lasteinleitung nicht punktuell erfolgen kann, hat der Ankerpunkt eine bestimmte Ausdehnung. Je nach Ankertyp erfolgt die Krafteinleitung über Druck oder über eine Scherbeanspruchung des Baugrundes. Im ersten Fall muß am Ankerende eine lastverteilende Platte vorhanden sein, im zweiten Fall ein längs der Ankerachse ausgedehnter Körper, der einen guten Verbund zum umgebenden Material aufweist.

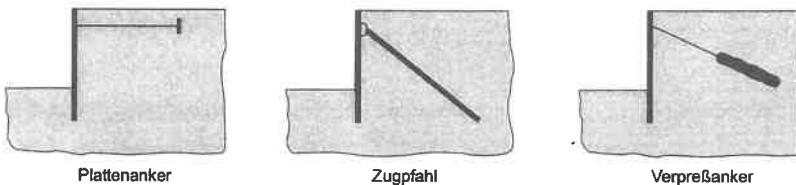


Bild 2.1: Verankerungssysteme

In der Vergangenheit wurden Abstützungen bei Baugruben durch Aussteifungen erreicht, permanente Stützwände wurden durch Stellplatten mit Ankerstahl, "tote Männer", Zugpfähle oder Pfahlböcke gesichert bis in den 70er Jahren Verpreßanker eine breite Anwendung fanden (Herbst, 1997). Bis heute hat jedoch jedes Verankerungssystem einen speziellen Einsatzbereich, der vorrangig durch die Größe der abzutragenden Kräfte, den anstehenden Baugrund und Bedingungen an den Bauablauf gekennzeichnet ist. Neben bautechnischen Aspekten spielen bei der Auswahl des Verankerungssystems für eine bestimmte Anwendung auch die in der jeweiligen Sparte üblichen Materialien und Bauweisen eine Rolle.

Baugruben werden heutzutage nahezu ausschließlich mit Verpreßankern gesichert. Die Tiefen der Baugruben erfordern meist mehrere Ankerlagen, so daß mit Verpreßankern ein problemloser Anschluß an die schon vorab hergestellte Stützkonstruktion möglich ist. Falls das Einbringen von Verankerungselementen in die Umgebung nicht möglich ist, wird angestrebt, Bauteile des endgültigen Bauwerks zur Aussteifung heranzuziehen.

Stützkonstruktionen zur Geländemodellierung, z. B. neben Verkehrswegen, haben zu einem großen Anteil so geringe Höhen, daß Schwergewichtsmauern, Winkelstützmauern oder frei auskragende Spundwände die Lasten bei wirtschaftlichen Abmessungen aufnehmen können. Bei größeren Stützhöhen kommen verankerte Bohrpfahlwände und Spundwände zum Einsatz. Auch hier stellt der Verpreßanker das übliche Verankerungselement dar. Bei permanenten Bauwerken ist jedoch ein aufwendiger Korrosionsschutz vorzunehmen, da es sich bei den Ankerkern um hochzugfeste Stähle mit erhöhter Spannungskorrosion (Ischebeck, 1997) handelt.

Bei Ufersicherungen im Wasserbau werden neben Verpreßankern überwiegend einfache Baustähle in Form von geramnten, zum Teil mantelverpreßten Ankerpfählen und Ankerbohlen verwendet. Der Korrosionsschutz kann hier im einfachsten Fall durch einen Dickenzuschlag erreicht werden. Bis zur Einführung von Verpreßankern waren Rundstahlanker und Stahlkabelanker mit hochliegender Ankerplatte oder durchgehender Ankerwand eine verbreitete Bauweise.

2.2 Historische Entwicklung der Schraubankeranwendungen

Die Anwendung von Schraubankern geht nachweislich in das letzte Jahrhundert zurück. Eine Patentschrift vom 17. Juni 1897 des Kaiserlichen Patentamtes schützt *"Schraubanker mit daran befestigtem Zugorgan und einem zum Einschrauben dienenden, abnehmbaren Schlüssel, dadurch gekennzeichnet, daß das an der schraubenförmig aufgebogenen Ankerplatte befestigte Zugorgan durch den hohl ausgebildeten Schaft des Schlüssels hindurchgeführt und dadurch gegen Verdrehen geschützt ist."*

In größerem Umfang setzt die Anwendung von Schraubankern jedoch erst in den 60er Jahren ein, 1961 wird ein weiteres Patent erteilt. Der Schwerpunkt der praktischen Einsatzbereiche liegt zu dieser Zeit bei der Verankerung von Freileitungsmasten sowie Drahtanlagen für den Wein- und Hopfenbau. Das Fernmeldetechnische Zentralamt der Deutschen Bundespost erteilt eine Genehmigung für Schraubanker als Dauerverankerung zur Absicherung von Holzmasten. Im Zuge der Verkabelung verliert diese Anwendung jedoch an Bedeutung. Auch bei zahlreichen Energieversorgungsunternehmen und Anlagenbauern befinden sich Schraubanker

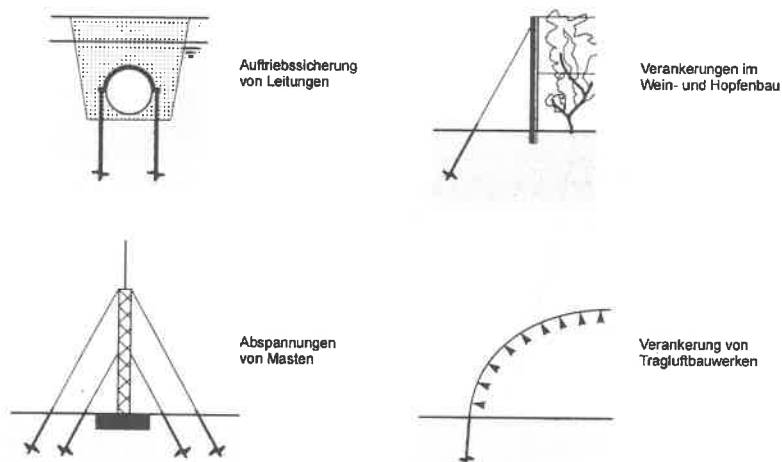


Bild 2.2.1: Anwendungsbereiche vertikaler Schraubanker

mit Scheibendurchmessern von typischerweise 150 mm in den technischen Richtlinien. Neben der Abspannung von Masten werden Schraubanker hier für die Auftriebssicherung von Großrohrleitungen eingesetzt. Bei dem Bau einer Tennis-Traglufthalle in Erlangen wird die dauerhafte Verwendung von Schraubankern genehmigt.

Die Eignung von Schraubankern für eine Belastung auf Druck wird in den 80er Jahren diskutiert. Es wird die Möglichkeit gesehen, Schraubanker als wiederverwendbare Fundamente einzusetzen. Gegen eine dauerhafte Fundamentierung mit diesem Bauteil wurde jedoch die Korrosionsgefahr angeführt, insbesondere da eine spätere Zugänglichkeit bei derartiger Verwendung nicht mehr gegeben ist. Dieses Argument verhinderte die Ausführung eines geplanten Pilotprojektes.

Die Abtragung horizontaler oder annähernd horizontaler Lasten mit Hilfe von Schraubankern geht maßgeblich auf Bauprojekte in den Niederlanden zurück, die zu Beginn der 70er Jahre ausgeführt wurden. Ufer entlang von Binnenwasserstraßen, die instandgesetzt bzw. erneuert werden sollten, wiesen hohe landseitige Böschungen (bis ca. 6 m) bei einer geringen Stützhöhe der Spundwand (ca. 2 m) auf. Eine Verankerung mit Verpreßankern erschien aufgrund der geringen abzutragenden Ankerlasten unwirtschaftlich. Aufgrabungen für den Einbau von Stellplatten oder das Rammen von Ankerwänden und das Einbringen von Rundstahlankern war wegen uferparalleler Fahrwege und unterirdischen Leitungen mit hohem Aufwand verbunden und stellte wegen des vorhandenen Bewuchses einen erheblichen Eingriff in die Ökologie dar. Somit wurde von Rijkswaterstaat die Möglichkeit der Anwendung von Schraubankern geprüft, zum ersten Mal zwischen 1973 und 1975 bei der Verbreiterung des Markkanaal in Noord-Brabant, wo die Anker auch zum Einsatz kamen. Die in diesem Zusammenhang durchgeführten Untersuchungen sind von *Tiermersma (1977)* dokumentiert.



Bild 2.2.2: Foto einer Spundwand mit Schraubankern

Weitere umfangreiche Anwendungen von Schraubankern fanden im Zuge der Erweiterung des Wilhelmina-Kanaal (1983) und des Noord-Willems-Kanaal (1984) statt. Typische, aufzunehmende Ankerlasten liegen hier bei ca. 60 kN, die mit Plattendurchmessern von 300 mm bis 350 mm abgetragen werden. Der Ankerschaft ist i. d. R. aus Rundstahl mit einem Durchmesser von $d = 30$ mm bis 35 mm gefertigt.

In Deutschland gehen die Erfahrungen mit Schraubankern für annähernd horizontale Verankerungen ebenfalls in die 70er Jahre zurück. Ein hinsichtlich der Stückzahlen der eingebauten Anker umfangreiches Projekt stellt die Instandsetzung des Ems-Jade-Kanals zwischen 1973 und 1987 dar, dessen Ausbau vom Staatlichen Amt für Wasser und Abfall Aurich, d.h. von einer Landesbehörde, betreut wurde. Die rechnerische Ankerkraft ist dort mit 2 kN/m jedoch äußerst gering, so daß die Verankerung nahezu als konstruktive Maßnahme einzustufen ist. Eine aufnehmbare Last von 40 kN bei maximalen Verformungen von bis zu 3 cm wurde durch Zugversuche nachgewiesen. Bis heute werden in dieser Gegend Schraubanker für untergeordnete Zwecke eingesetzt, wobei aufgrund des homogenen Baugrunds in der Regel keine Eignungs- und Abnahmeprüfungen durchgeführt werden. Bei dort ansässigen Firmen sind mittlerweile Bohrgeräte vorhanden, die an Hydraulikbagger montiert werden können.

Weitere Anwendungen in verschiedenen Gegenden Norddeutschlands, die in der Regel von regionalen Behörden betreut wurden, sind eine Ufersicherung an einem Yachthafen, die Fußsicherung eines Deckwerkes sowie konstruktive Sicherungen von Holz-Pfahlwänden.

In den USA ist die Anwendung von Schraubankern durch die Firma Chance bekannt, die verschiedene Schraubankersysteme für vielfältige Zwecke anbietet. Ihr erstes Patent für Erdanker wurde von A. Bishop Chance vor über 80 Jahren angemeldet (*Chance, 1995*). Auch in den USA wurden Schraubanker anfänglich bei Abspannungen für Einrichtungen der Telekommunikations- und Energieversorgungsunternehmen benutzt. Bis heute haben sich die Einsatzbereiche wesentlich erweitert und reichen über Verankerungen von Baugruben und

Stützwänden, Auftriebssicherungen von Pipelines bis zu Unterfangungskonstruktionen und Gründungen. Um auch hinsichtlich der abzutragenden Lasten und der beim Einschrauben zu durchdringenden Böden ein großes Spektrum abzudecken, stellt die Firma fast ausschließlich Mehrplattenanker her, die zum Teil mit einem sehr torsionssteifen Schaft (Außendurchmesser bis $d = 89 \text{ mm}$) ausgebildet werden, um hohe Einschraubmomente (bis 15000 Nm) aufnehmen zu können. Die Grenztragfähigkeiten je Anker werden mit bis zu 450 kN angegeben.

Die im Zusammenhang mit den beschriebenen Anwendungen durchgeführten Zugversuche und die dokumentierten Erfahrungen sind im folgenden Abschnitt 2.3 dargestellt.

2.3 Erfahrungen bei praktischen Anwendungen und vorhandene Bemessungshilfen

Die mögliche Zugbelastung von vertikalen und schrägen Schraubankern wurde von der Bayerischen Landesgewerbeanstalt (LGA) Nürnberg (*Kany / Becker 1967*) im Rahmen einer Untersuchung zur Verankerung fliegender Bauten - leichte bauliche Anlagen, die wiederholt aufgestellt und zerlegt werden - gemäß folgender Formel angegeben:

$$F_{\text{grenz}} = q_s \cdot t \cdot D \cdot \pi \quad (2.3.1)$$

q_s wird als spezifischer Reibungswiderstand bezeichnet, der auf der Grundlage von Versuchen der LGA in Sand als auch zahlreichen Ergebnissen von Baustellenversuchen angegeben wird (Bild 2.3.1). Für die Bestimmung der Gebrauchslast wird ein Sicherheitsfaktor von 3 empfohlen.

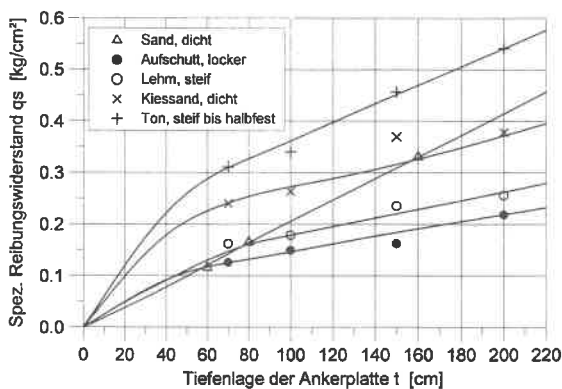


Bild 2.3.1: Mittlerer spezifischer Reibungswiderstand in Abhängigkeit der Tiefenlage der Ankerplatte in verschiedenen Böden (*Kany/Becker, 1967*)

Bei den Anwendern verbreiteter als der Ansatz der LGA ist eine sogenannte "Haltekraft-Tabelle" der Firma Glienke-Gerätebau (Bild 2.3.2), die Schraubanker herstellt. Hier werden für gängige Plattendurchmesser zwischen $D = 80$ mm und 350 mm und Einschraubtiefen zwi-

Plattendurchmesser D [mm]	Tiefenlage der Ankerplatte t [m]	Bodenart A F_{grenz} [kN]	Bodenart B F_{grenz} [kN]	Bodenart C F_{grenz} [kN]	Bodenart D F_{grenz} [kN]	Bodenart E F_{grenz} [kN]
80	0,7	4,9	4,2	3,6	2,3	2,0
100	0,7	6,0	5,1	4,1	3,1	2,4
	1,0	9,3	7,8	6,4	4,9	3,9
130	0,7	8,9	7,6	5,9	4,4	3,7
	1,0	13,7	11,8	9,3	7,4	5,9
	1,5	25	22,6	20,6	14,7	9,8
150	0,7	10,8	9,3	6,7	5,9	4,4
	1,0	16,7	14,2	10,8	8,6	7,0
	1,5	29,4	27,5	23,5	17,7	11,8
	2,0	54	39,2	31,4	24,5	21,6
200	0,7	15,7	14,2	10,8	8,8	6,7
	1,0	24,5	21,6	16,7	12,7	10,8
	1,5	44,2	39,2	35,3	26,5	17,7
	2,0	71,1	58,9	47	37,3	29,4
250	0,7	19,6	17,7	13,3	10,8	8,3
	1,0	29,4	24,5	19,6	14,2	12,7
	1,5	53	47	41,2	31,4	20,6
	2,0	80,4	68,7	54	41,2	30,4
300	1,0	32,8	27,5	21,6	17,7	13,7
	1,5	56,9	51	45,1	34,3	22,5
	2,0	88,3	73,6	56,9	44,1	32,4
350	1,0	41,2	35,3	27,4	21,6	17,8
	1,5	73,6	66,8	58,9	44,1	29,4
	2,0	117,7	98,1	78,5	61,8	55,9

Beschreibung der Bodenarten:

Bodenart A	Bodenart B	Bodenart C	Bodenart D	Bodenart E
Boden von schwerer Beschaffenheit, fetter, steifer Ton, stark ausgetrocknet, auch durchsetzt mit Geröll, Geschiebe und Steinen	gut abgestufte Kies-Sandgemische, gleichkörnige Kiese mit wenig Feinbestandteilen (mittelschwerer Boden)	Kiessand, grobgekörnt, festgelagert	bindige Böden, halbfest, leicht bis schwer knetbar, Lehm, Mergel, Lößlehm	aufgeschütteter, nicht künstlich verdichteter Boden, mit geringer Bindung, feinkörnige Sande

Bild 2.3.2: Haltekrafttabelle der Firma Glienke Gerätebau (1996)

schen 0,7 m und 2 m unterschieden nach Bodenarten "Haltekräfte" angegeben, bei denen es sich um Bruchlasten handelt. Die dort genannten Werte resultieren aus einer Vielzahl von Zugversuchen im Zusammenhang mit konkreten Anwendungen und stehen in Zusammenhang mit dem Ansatz der LGA, sind jedoch aufgrund weiterer Untersuchungen leicht modifiziert worden.

Sowohl die Untersuchungen der LGA als auch die Angaben der Firma Glienke sind auf vertikale Schraubanker ausgerichtet. Der Schwerpunkt der Erfahrungen liegt bei Plattendurchmessern von $D = 150$ mm bis 200 mm, Werte für größere Platten beruhen auf wenigen Einzelergebnissen.

Umfangreiche und detailliert dokumentierte Untersuchungen an horizontalen Schraubankern mit Plattendurchmessern von $D = 300$ mm liegen aus den Niederlanden im Zusammenhang mit der Erweiterung des Wilhelmina-Kanaal bei Dongen vor.

Die Erkundung des Baugrunds erfolgte dort überwiegend durch Drucksondierungen und ergänzend durch sog. Begemannbohrungen (Kleinbohrungen mit Durchmesser 29 mm). Die Kornverteilungen ließen auf einen eng gestuften Fein- bis Mittelsand schließen, die Sondierwiderstände q_c im natürlich anstehenden Sand schwankten zwischen 3 MN/m² und 13 MN/m².

Die bei Dongen verwendeten Anker bestehen aus einer 9 m langen Ankerstange, Durchmesser $d = 35$ mm, und einer spiralförmigen Ankerplatte mit einem Durchmesser von $D = 300$ mm, die aufgrund der Ankerneigung von 1:6 planmäßig 2,7 m unter Gelände liegt.

Durch das Freigraben einiger Anker konnte die tatsächliche Lage der Ankerplatte festgestellt werden. Die Abweichungen zur planmäßigen Lage betrugen im Mittel etwa 20 cm und beruhen auf der geringen Biegesteifigkeit der Ankerstangen. Dadurch wandert die Ankerplatte während des Einschraubens in Bereiche mit geringerem Eindringwiderstand.

Die Anker wurden mit einem hydraulischen Bohrgerät eingebracht. Bei Überschreitung eines bestimmten Drehmomentes wurde ein axialer Rüttelmechanismus hinzugeschaltet, der bei Unterschreitung des Grenzwertes wieder abschaltete.

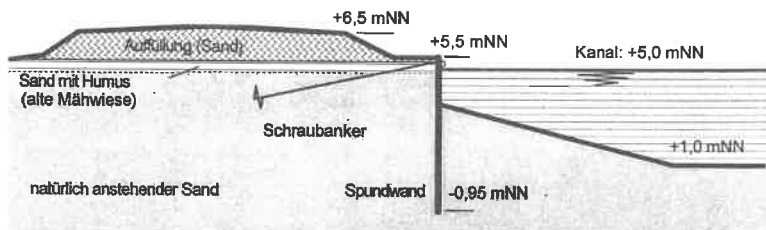


Bild 2.3.3: Querprofil am Wilhelmina-Kanaal bei Dongen/NL

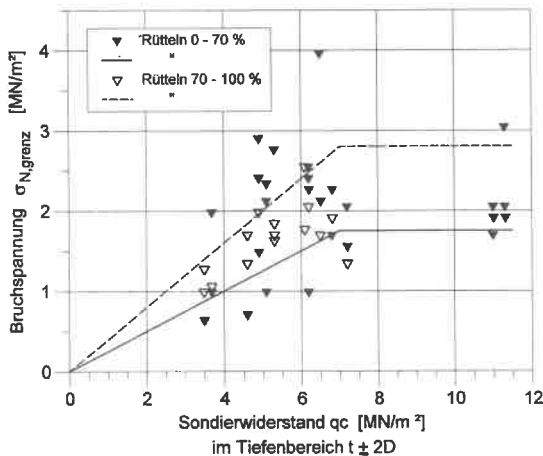


Bild 2.3.4: Ergebnisse von Schraubanker-Zugversuchen bei Dongen/ NL
(Hergarden/Posthumus, 1983)

Die Probelastungen lieferten Bruchlasten zwischen 70 kN und 280 kN. Bei Prüfungen der Gebrauchsfähigkeit zeigte sich, daß bei einer konstanten Belastung von 83 kN nach einer Minute die Verformungen zwischen nahezu 0 mm und 78 mm lagen. Um die Tragfähigkeit von Schraubankern auf der Grundlage von Erkundungsergebnissen abschätzen zu können, wurden die in den Versuchen ermittelten Bruchlasten in Bezug zu den Sondierwiderständen im planmäßigen Bereich der Ankerplatte gesetzt.

In Bild 2.3.4 sind die in den Versuchen bestimmten Spannungen auf die Ankerplatte im Grenzzustand $\sigma_{N,renz}$ den über den Einflußbereich der Ankerplatte von angenommen $\pm 2D$ gemittelten q_c -Werten (Eindringwiderstände) der vorab durchgeführten Drucksondierungen gegenübergestellt.

Die dargestellten Ergebnisse weisen eine große Streubreite auf, die vorrangig durch Baugrundinhomogenitäten zu begründen ist. Die Ankertragfähigkeiten werden auf Sondierergebnisse bezogen, die in einem für Baugrunderkundungen durchaus üblichen Abstand von bis zu 25 m vom Anker ermittelt wurden. Zwischen benachbarten Sondierungen betrugen die Unterschiede im Sondierwiderstand bis zu 7 MN/m², überwiegend jedoch etwa 2 MN/m². Derartige Schwankungen sind auch für jeden Punkt zwischen den Sondierungen anzunehmen.

Auch ist bei der Beurteilung der Ergebnisse zu beachten, daß der Sondierwiderstand bei der Auswertung, außer bei den freigegebenen Ankern, im Bereich der planmäßigen Tiefe der Ankerplatte ermittelt wurde. Durch das Abwandern der Ankerplatte in Schichten mit geringerem Eindringwiderstand kann der tatsächliche Wert q_c im Einflußbereich der Ankerplatte deutlich geringer sein.

Tabelle 2.3.1: Tragfähigkeit von Schraubankern in Abhängigkeit der Sondierwiderstände
(Hergarden, Posthumus 1983)

Zuschaltung des Rüttelmechanismus während des Einschraubens	0 - 70 %	70 - 100 %
Spannung auf die Ankerscheibe im Grenzzustand $\sigma_{N, \text{grenz}}$ für $q_c < 7 \text{ MN/m}^2$	$0,25 q_c$	$0,4 q_c$

Um aus den vorliegenden Ergebnissen Anhaltswerte für aufnehmbare Kräfte zu erhalten, z. B. für Planungszwecke, wurde von Delft Geotechnics durch lineare Regression die in Tabelle 2.3.1 dargestellte Beziehung zur Abschätzung der Bruchlast von Schraubankern in sandigen Böden hergeleitet.

Diese Abschätzung wird bis heute von Rijkswaterstaat bei der Planung von Verankerungen in Noord-Brabant angewendet. Der großen Streuung wird durch entsprechende Sicherheiten und durch die Prüfung der Anker, die geringe Drehmomente zum Einschrauben benötigten, Rechnung getragen.

Von der amerikanischen Firma Chance liegen umfangreiche Angaben zur Bemessung und Ausführung von Mehrplattenankern, sog. multi-helix-anchors, vor. Als Versagensmechanismus wird ein tiefliegender Bruch, d. h. kein Aufbrechen zur Geländeoberfläche hin, angenommen. Als Mindesttiefe wird der 5-fache Plattendurchmesser der größten Platte angegeben. Eine Unterscheidung in vertikale und horizontale Anker wird nicht vorgenommen, da bei tiefliegenden Bruchmechanismen hieraus angeblich kein Unterschied resultiert (Bobbitt, 1990).

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit geht Chance davon aus, daß bei dem von ihr verwendeten Längsabstand von 3D zwischen den einzelnen Platten eines Ankers jede Platte in der Lastabtragung unabhängig ist, d. h. die Einzeltragfähigkeiten können addiert werden (s. a. Abschnitt 9.3). Die Grenztragfähigkeit eines Mehrplattenankers (Anzahl der Platten: n) wird von Chance gemäß Gleichung 2.3.2 angegeben:

$$F_{\text{grenz}} = \sum_i^n F_{\text{grenz},i} = \sum_i^n (A_i (9 \cdot c + q_i \cdot N)) \leq F_s \quad (2.3.2)$$

mit A: Fläche der Ankerplatte
c: Kohäsion des umgebenden Bodens
q: Überlagerungsspannung
N: Bruchfaktor
 F_s : Grenzlaster aus Stahlbeanspruchung

Der Bruchfaktor N kann in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ des umgebenden Bodens aus dem Diagramm in Bild 2.3.5 abgelesen werden.

Desweiteren gibt Chance Beziehungen zwischen dem Einschraubmoment M und der Grenztragfähigkeit in Form eines Diagrammes (Bild 2.3.6) für verschiedene Plattendurchmesser von Ein- und Zweiplattenankern an. Bei einer Bestimmung der Grenztragfähigkeit aus

Gleichung 2.3.2 kann mit Hilfe dieses Diagrammes das erforderliche Einschraubmoment vorab abgeschätzt werden.

Von den praktischen Schraubankeranwendungen, die von der Firma Chance in den USA ausgeführt wurden, liegen Projektbeschreibungen im Sinne einer Referenzliste vor, detaillierte Angaben zu Grenzen der Anwendbarkeit können hieraus jedoch nicht entnommen werden.

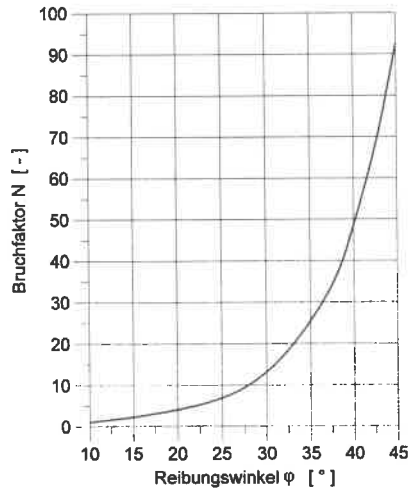


Bild 2.3.5: Bruchfaktor N zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit (Chance, 1989)

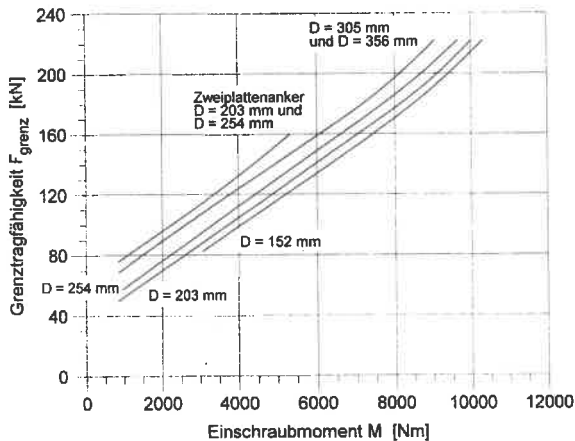


Bild 2.3.6: Beziehungen zwischen Einschraubmoment und Grenztragfähigkeit (Chance, 1996)

2.4 Zusammenfassung und Bewertung der vorliegenden Erfahrungen

Vertikale Schraubanker werden bis heute für die Verankerung von Masten und Drahtanlagen der Landwirtschaft sowie für Auftriebssicherungen von Leitungen verwendet. Die wesentlichen Vorteile liegen hier in den geringen Materialkosten und einer in der Handhabung einfachen und preiswerten Baustelleneinrichtung (tragbares Einschraubgerät). Bei temporären Maßnahmen können die Anker mit wenig Aufwand entfernt und wiederverwendet werden.

Horizontale Schraubanker kommen in der niederländischen Provinz Noord-Brabant für Verankerungen an Wasserstraßen bis ca. 4 m Wassertiefe zum Einsatz. In Norddeutschland werden sie überwiegend für Mindestinstandhaltungen und Sicherungsmaßnahmen an Gewässern mit typischen Wassertiefen von ca. 2 m verwendet. Bei diesen Anwendungen bieten Schraubanker den zusätzlichen Vorteil, daß keine Aufgrabungen im Uferbereich erforderlich werden.

Zur Bestimmung der aufnehmbaren Ankerkraft liegen Versuchsergebnisse und verschiedene Bemessungshilfen (Diagramme und Tabellen) vor. Die Tragfähigkeit vertikaler Schraubanker wird von der LGA als Zusammenstellung von Versuchsergebnissen und darauf aufbauend in einer vielfach angewendeten Haltekrafttabelle der Firma Glienke Gerätebau angegeben. Eingangsparameter für diese Bemessungshilfen sind der Durchmesser und die Tiefenlage der Ankerplatte sowie fünf verbal beschriebene Bodenarten. Die Bestimmung der Tragfähigkeit horizontaler Anker geht in den Niederlanden auf die Versuche am Noord-Willems-Kanaal und am Wilhelmina-Kanaal zurück und erfolgt für die Planung anhand von Sondierergebnissen. Das erforderliche Einschraubmoment wird während der Ausführung als weiterer Hinweis auf die zu erwartende Tragfähigkeit ausgewertet. In Deutschland werden Schraubanker überwiegend zu konstruktiven Zwecken verwendet oder nur mit geringen Lasten planmäßig beansprucht, so daß keine allgemeinen Aussagen zur Bemessung vorliegen.

Sowohl in den Niederlanden als auch in Norddeutschland werden die Schraubankeranwendungen von einzelnen, lokal tätigen Behörden betreut. Hier haben sich in den vergangenen ca. 20 Jahren Erfahrungen angesammelt, welcher Plattendurchmesser in den lokal anstehenden Boden eingebracht werden kann und welche abtragbaren Lasten zu erwarten sind bzw. durch welche Korrelationen sie erfaßt werden können. Auch haben sich die örtlichen Unternehmer gerätetechnisch unterschiedlich auf Schraubankeranwendungen eingestellt: in den Niederlanden wird von einem schwimmenden Gerät aus mit Rüttelmechanismus gearbeitet, in Deutschland werden entweder tragbare Geräte mit Verbrennungsmotor oder Hydraulikgeräte verwendet, die an Bagger angeschlossen werden. Diese lokal geprägten Erfahrungen stellen für gleichartige Anwendungen in dem jeweiligen Gebiet meist eine ausreichende Grundlage dar, können aber nicht ohne Einschränkungen auf beliebige Böden und Anwendungsfälle übertragen werden.

In den USA wurden von der Firma Chance Bemessungshilfen ohne Unterscheidung in vertikale oder horizontale Anker erarbeitet, die sowohl anhand der Scherfestigkeitsparameter Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c als auch über das Einschraubmoment eine Bestimmung der zu erwartenden Tragfähigkeit zulassen. Durch umfangreiche Anwendungen ist in den USA eine breite Erfahrungsbasis im Umgang mit diesen Korrelationen vorhanden. Aufgrund unterschiedlicher Vorschriften zur Berechnung und Bemessung von Bauwerken kann diese Erfahrung jedoch nicht ohne weiteres in Europa umgesetzt werden.

Tabelle 2.4.1: Eingangsparameter unterschiedlicher Bemessungshilfen

Bemessungshilfe	Eingangsparameter
Haltekrafttabelle Fa. Glienke D	Tiefenlage der Ankerplatte t verbal beschriebene Bodenart
Bemessungsregel Rijks- waterstaat NL	Sondierwiderstand q_c
Bemessungsregel Fa. Chance USA	Tiefenlage der Ankerplatte t Scherfestigkeitsparameter ϕ und c

Die Zusammenstellung in Tabelle 2.4.1 zeigt, welche Eingangsparameter in den unterschiedlichen Bemessungshilfen verwendet werden. In Bild 2.4.1 sind vergleichend Grenztragfähigkeiten für einen Anker mit $D = 250$ mm zusammengestellt, wie sie sich nach den in Abschnitt 2.3 beschriebenen Regeln für einen lockeren Sand und einen mitteldicht gelagerten Kies-Sand ergeben. Aufgrund der unterschiedlichen Eingangsparameter der einzelnen Regeln mußten Korrelationen zwischen dem Sondierwiderstand, dem Reibungswinkel und der verbal beschriebenen Bodenarten bei Fa. Glienke gewählt werden (Tabelle in Bild 2.4.1). Hierzu wurden die Angaben der EAU 1996 und der DIN 4094 verwendet. Ein Vergleich der bestimmten Tragfähigkeiten macht die erheblichen Unterschiede zwischen den Bemessungsregeln offensichtlich. Die Zusammenstellung der vorhandenen Bemessungsregeln ermöglicht somit keine sichere und wirtschaftliche Anwendung von Schraubankern.

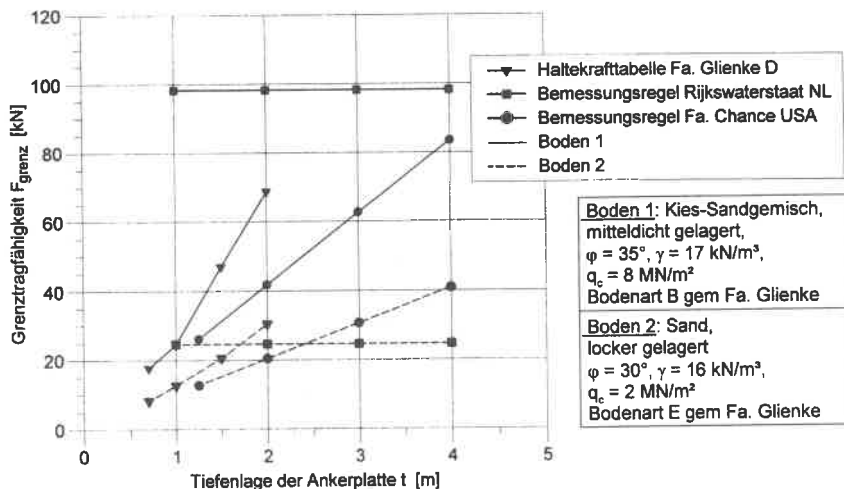


Bild 2.4.1: Grenztragfähigkeiten nach unterschiedlichen Bemessungsregeln für einen Anker mit $D = 250$ mm in mitteldichtem Kies-Sand (Boden 1) und lockerem Sand (Boden 2)

3 Stand der Forschung zu horizontalen Plattenankern

Die Zusammenstellung und Bewertung der in der wissenschaftlichen Literatur veröffentlichten theoretischen Ansätze und Modellversuche zum Tragverhalten horizontal belasteter Plattenanker ermöglicht es, den Untersuchungsbedarf für die eigene Arbeit festzustellen und einzugrenzen sowie vorhandene Theorien zu ergänzen. Sowohl die Beschreibung der theoretischen Ansätze in Abschnitt 3.1 als auch der Modellversuche in Abschnitt 3.2 erfolgt in chronologischer Reihenfolge, so daß der Entwicklungsstand für die jeweilige Arbeit nachvollziehbar wird.

Auffallend ist, daß sich die jüngeren Arbeiten der letzten 15 bis 20 Jahre überwiegend mit vertikal belasteten Plattenankern befassen, während sich die früheren Veröffentlichungen auf horizontal belastete Anker beziehen. Die Ursache dürfte darin liegen, daß derartige Untersuchungen meist in engem Zusammenhang mit praktischen Anwendungen stehen. Horizontale Plattenanker haben, wie in Abschnitt 2 beschrieben, in den 70er Jahren mit der Entwicklung von Verpreßankern etwas an Bedeutung verloren, einschraubbare Anker verschiedenster Ausführung oder rambbare Klappanker zur Verankerung von Abspannungen finden dahingegen zunehmend international Verbreitung und werden daher auch weiterentwickelt und in ihrer Tragfähigkeit untersucht.

3.1 Theoretische Ansätze

Die rechnerische Erfassung der Tragfähigkeit horizontal belasteter Plattenanker läßt sich für den einfachsten Fall des unendlich ausgedehnten Streifenankers mit einer Tiefenlage der Plattenunterkante t gleich der Plattenhöhe D auf Erdwiderstandstheorien zurückführen. Die maximal aufnehmbare Ankerkraft entspricht der Differenz des auf die Platte wirkenden aktiven Erddrucks und des davor mobilisierbaren Erdwiderstands. Der Ansatz nach *Rankine* (1857) vernachlässigt die Reibung des umgebenden Bodens an der Ankerplatte, *Müller/Breslau* (1906) führen daher ausgehend vom *Coulombschen* Erddruck (1776) für kohäsionslose Böden Erddruckbeiwerte ein, die u. a. eine Wandrauigkeit berücksichtigen.

Buchholz (1930) sieht die Erfordernis, das Tragverhalten von Platten zu untersuchen, die nicht bis zur Geländeoberfläche reichen. Desweiteren hält er aufgrund von Versuchsergebnissen die Näherungslösungen von *Lohmeyer* (1930) und *Krey* (1926) zur Erfassung der seitlichen Ausstrahlung von Einzelplatten für eine zu sichere und damit unwirtschaftliche Abschätzung. *Lohmeyer* und *Krey* gehen von einer Reibung infolge aktiven Erddrucks auf zum Ankerschaft parallele Flächen seitlich der Ankerplatte aus.

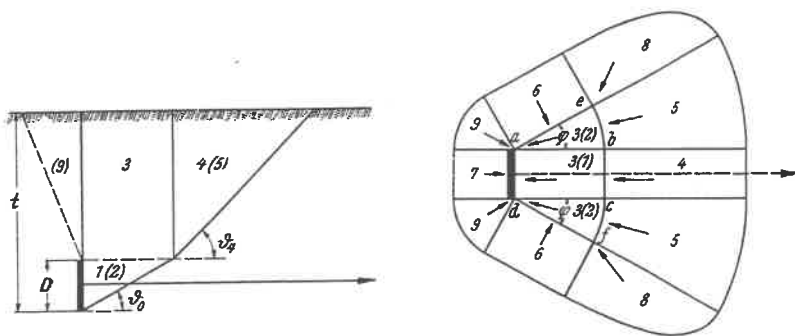


Bild 3.1.1: Gleitkörper zur Berechnung der Tragfähigkeit von Einzelplatten aus *Buchholz*, (1930) unter Annahme ebener Gleitflächen

In seinen Versuchen hat *Buchholz* Bruchkörperabmessungen von quadratischen Einzelplatten bestimmt und darauf aufbauend ein vereinfachtes Rechenmodell entwickelt. Er legt einen Bruchmechanismus zugrunde, der aus mehreren, durch geradlinige Gleitflächen begrenzten Starrkörpern zusammengesetzt ist (Bild 3.1.1). Für den vor der Platte liegenden Gleitkörper Nr. 1 wird zur Bestimmung des Erdwiderstands die Einzelplatte als Ausschnitt einer unendlich breiten Wand mit einem Wandreibungswinkel von $\delta = 0$ gedacht. Die Gleitflächen-

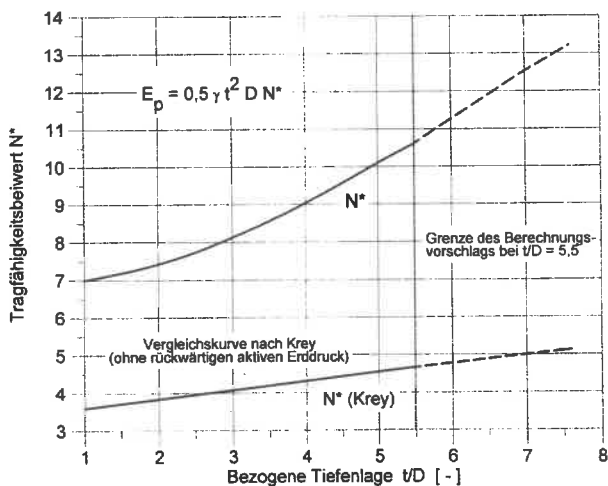


Bild 3.1.2: Erdwiderstand vor quadratischen Ankerplatten für $\varphi = 32,5$ nach *Buchholz* (1930)

neigung ist $\vartheta_0 = 45^\circ - \varphi/2$. Oberhalb der Platte wird die Gleitfläche aufgrund der Versuchsauswertung mit $\vartheta_4 = 45^\circ$ angenommen. Die mit dieser Methode bestimmten Erdwiderstände vor der Platte wertet *Buchholz* als Diagramm (Bild 3.1.2) aus, das bis zu einer Tiefenlage der Ankerplatte von $t/D = 5,5$ gelten soll.

Die Annahme ebener Bruchflächen im Erdwiderstandsbereich ist gemäß *Terzaghi* (1943) nur für Ankerplatten, die bis zur Geländeoberfläche reichen, korrekt. Mit zunehmender Tiefenlage krümmt sich die äußere Gleitlinie und die Erddruckverteilung weicht vom hydrostatischen Zustand ab. Genaue Berechnungsmethoden stehen *Terzaghi* für die gekrümmten Gleitlinien nicht zur Verfügung, jedoch hält er die Berechnung der Ankertragfähigkeit mit Hilfe der Erddrucktheorie nur bis zu Tiefenlagen von $t/D < 2$ für anwendbar. Für Ankerwände, deren Höhe gering ist im Vergleich zu ihrer Tiefenlage, so daß sie im Versagensfall den Untergrund durchpflügen und kein Aufbrechen zur Oberfläche hin verursachen, empfiehlt *Terzaghi*, die Tragfähigkeit eines tiefliegenden Streifenfundamentes anzusetzen.

Die Berücksichtigung einer teilmobilisierten Wandreibung, die die vertikale Gleichgewichtsbedingung an der Ankerplatte erfüllt, wird von *Brinch Hansen* (1960) dargestellt. Aus Gründen der Vereinfachung hält er an einer geraden Bruchlinie fest und bestimmt über Kräfte- und Momentengleichgewicht die aufnehmbare Ankerkraft und die Neigung der Bruchgeraden.

Diese Annahme einer geraden Bruchlinie liegt jedoch auf der unsicheren Seite und führt zu einer Überschätzung der Ankerkraft. *Ovesen* (1964) betrachtet daher die Kombination eines

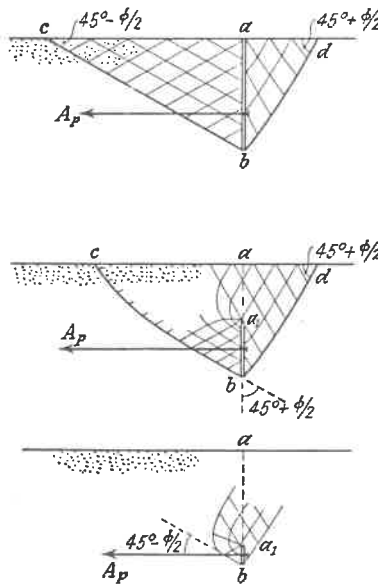


Bild 3.1.3: Veränderung der Gleitflächen mit der Tiefenlage der Ankerplatte (*Terzaghi* 1943)

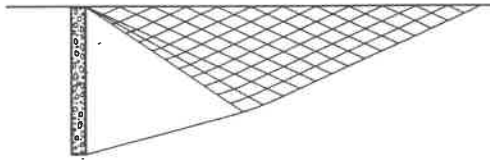


Bild 3.1.4: Bruchfigur als Kombination eines Linienbruches und eines Zonenbruches (Ovesen, 1964)

Linienbruchs entlang eines Keils vor der Ankerscheibe und eines Zonenbruchs unter der Geländeoberfläche. Der Zonenbruch besteht aus einer Rankine-Zone mit nur zwei Bruchrichtungen und einer Prandtl-Zone mit logarithmischen Spiralen im Übergangsbereich auf den als starr angenommenen Keil. Die geometrische Form der Rankine-Zone wird in Abhängigkeit des Reibungswinkels definiert, während sich die Geometrie des vor dem Anker liegenden Keils aus Gleichgewichtsbedingungen ergibt.

Bei Ankerplatten, die nicht bis zur Geländeoberfläche reichen, kann der über der Platte liegende Boden als konservative Abschätzung - analog zu Grundbruchberechnungen - als Auflast angesetzt werden (Neeley/Stuart/Graham, 1973). Um die Scherfestigkeit des oberhalb der Platte liegenden Bodens zu berücksichtigen, übertragen Neeley/Stuart/Graham das von Meyerhof (1951) für Gründungen vorgeschlagene Prinzip der "equivalent free surface".

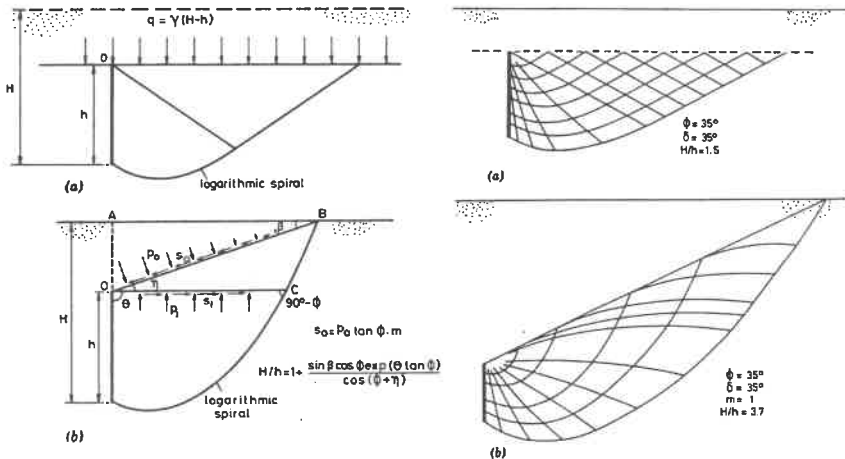


Bild 3.1.5: Spannungsmethoden nach Neeley/Stuart/Graham (1973), a) Auflastmethode, b) "Equivalent Free Surface"-Methode

Hierbei wird ein Zonenbruch angenommen, der durch eine logarithmische, bis zur Oberfläche reichende Spirale begrenzt ist (Bild 3.1.5). Die Normal- und Scherspannungen entlang der Linie OB ("equivalent free surface") werden unter Annahme des aktiven Erddrucks auf die Fläche OA berechnet. Das Verhältnis der mit p_0 bezeichneten Normalspannung zur Scherspannung s_0 hängt vom Mobilisierungsgrad der inneren Reibung ab; die sich daraus ergebenden Unterschiede in der Ankertragfähigkeit nehmen mit der Tiefenlage der Ankerplatte und dem Reibungswinkel des Bodens zu, für $t/D = 5$ und $\varphi = 35^\circ$ ist die Ankertragfähigkeit bei voller Mobilisierung in der Fläche OB etwa 15 % größer als für $s_0 = 0$.

Auf der Grundlage von Finite-Elemente-Berechnungen und Modellversuchen formulieren *Rowe/Davis* (1982) einen empirischen Ansatz. Die Spannung auf die Ankerplatte, ab der ein Versagen eintritt, beschreiben sie als Funktion der Bodenwichte γ , der Tiefenlage t und eines Tragfähigkeitsbeiwertes. Dieser ergibt sich aus der Multiplikation eines Ausgangswertes für Erdruehdruck auf eine glatte Ankerplatte und Korrekturbeiwerten für die Ankerrauhigkeit, den Anfangsspannungszustand und die Dilatanz des umgebenden Materials.

Sämtliche jüngere Veröffentlichungen beschäftigen sich mit dem Tragverhalten vertikal belasteter Anker. So haben *Rowe/Davis* ihre oben beschriebenen Überlegungen in analoger Weise auf Vertikalanker angewendet. Weitere Ansätze liegen von *Vermeer/Sutjiadi* (1985) und *Ghaly/Hanna* (1994) vor. *Dickin/Leung* (1990) befassen sich mit Pfählen mit Fußverbreiterung, was in eine vergleichbare Problematik mündet.

3.2 Modellversuche

Die in der Literatur beschriebenen Modellversuche können aufgrund des gewählten Modellmaßstabes in zwei Gruppen eingeteilt werden: Kleinmaßstäbliche Versuche mit typischen Plattenhöhen von $D = 50$ mm, die in trockenen Sand eingelegt wurden und an praktischen Anwendungen orientierte großmaßstäbliche Versuche mit einem breiten Spektrum der verwendeten Ankerplatten von $D = 0,1$ m bis $0,6$ m, die teilweise in feuchten Sand eingebaut wurden. Der Einfluß des jeweils gewählten Modellmaßstabes auf die ermittelte Tragfähigkeit wird in Abschnitt 3.2.1 aufgezeigt, bevor in den Abschnitten 3.2.2 bis 3.2.4 die Untersuchungen der einzelnen Autoren beschrieben und in Abschnitt 3.2.5 miteinander verglichen werden.

3.2.1 Einflüsse des Modellmaßstabes

Um das Tragverhalten von Plattenankern bei einer Variation der Lagerungsdichte des umgebenden Materials und der Tiefenlage der Ankerplatte unter reproduzierbaren Verhältnissen zu bestimmen, ist eine Versuchsdurchführung in ungestörtem, natürlich anstehenden Material nicht möglich. Es muß daher eine "gestörte" Behälterfüllung in verschiedenen Lagerungsdichten hergestellt werden. Bei der Übertragung der Versuchsergebnisse auf in der Natur vorkommende Gegebenheiten ist die Spannungs- und Dichteabhängigkeit des mechanischen Verhaltens von Sand zu beachten. Hinzu kommen untergeordnete Einflüsse aus der Kornverteilung, der Kornform und der Kornrauhigkeit. Auf eine detaillierte Betrachtung dieser Effekte wird in

der vorliegenden Arbeit verzichtet und auf die umfangreichen Zusammenstellungen von *Schanz (1998)* verwiesen. Zur Bewertung der Einflüsse aus dem Modellmaßstab wird hier lediglich auf die von *Bolton (1986)* dargestellten Abhängigkeiten des Reibungs- und Dilatanzwinkels eingegangen (s. a. Abschnitt 5.1.1).

In Versuchen an Sandproben ist zu beobachten, daß bei einem geringen Spannungsniveau (ca. $\sigma < 50 \text{ kN/m}^2$) eine Zunahme des Reibungswinkels auftritt. Diese Erscheinung verstärkt sich bei einer hohen Lagerungsdichte des Materials. *Bolton (1986)* beschreibt diese Beobachtung durch einen empirischen (nicht dimensionstreu) Ansatz, der die Differenz des maximalen Reibungswinkels φ zu einem Reibungswinkel φ_{crit} im kritischen Zustand in Abhängigkeit der relativen Lagerungsdichte I_p und der mittleren Spannung p erfaßt. Für triaxiale Bedingungen lautet dieser Ansatz

$$\varphi - \varphi_{\text{crit}} = 3 [I_D (10 - \ln p) - 1] \quad \text{mit } p \text{ in kN/m}^2 \quad (3.2.1)$$

Ein kritischer Zustand bedeutet, daß bei fortgesetzter Scherbeanspruchung keine Spannungs- und Volumenänderung auftritt, der Sand weist eine kritische Porenzahl e_{crit} auf.

Bei einem Modellversuch in kleinem Maßstab sind die Spannungen aus dem Eigengewicht unter natürlicher Schwerkraft geringer als bei dem entsprechenden Prototyp. Wegen der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels resultiert daraus eine Überschätzung der Tragfähigkeit.

Zu einer weiteren Überschätzung der Tragfähigkeit im Modell führt die progressive Entwicklung des Bruches im Bodenkörper. An den entsprechenden Punkten des Halbraums wird der plastische Grenzzustand im Modell zu einem anderen Zeitpunkt erreicht als im Prototyp. Die jeweiligen Spannungszustände vor Eintreten des Bruches am Gesamtsystem sind somit nicht direkt vergleichbar.

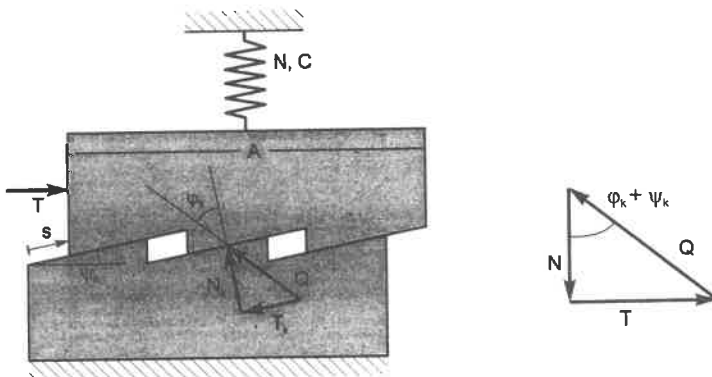


Bild 3.2.1: Federmodell zur Beschreibung von Dilatanz

Eine weitere Beeinflussung des Spannungszustandes tritt bei tiefliegenden Bruchmechanismen in dilatantem Material auf. Zur Beschreibung der mit Dilatanz verbundenen Effekte wird eine energetische Betrachtung an einem einfachen Federmodell durchgeführt (Bild 3.2.1). Die von der Kraft T verrichtete Arbeit $T \cdot s$ kann in Reibungs- und Hubarbeit aufgeteilt werden. Die folgenden Darstellungen beziehen sich auf eine Bewegung nach rechts. In skalarer Schreibweise lautet die Arbeitsgleichung:

$$T \cdot s \cdot \cos \psi = \underbrace{T_k \cdot s}_{\text{Reibungsarbeit}} + \underbrace{\int N(s) \cdot ds \sin \psi}_{\text{Hubarbeit}} \quad (3.2.2)$$

Bei der vereinfachenden Annahme von Elastizität ist die Federkraft $N(s) = N_o + C \cdot s \cdot \sin \psi$. Mit $T_k = N_k \cdot \tan \varphi_k$ und $N_k = N(u) \cdot \cos \psi + T \cdot \sin \psi$ kann die Kraft T aus Gleichung 3.2.2 in Abhängigkeit der Verschiebungsgröße s bestimmt werden (Gl. 3.2.3). Der Reibungswinkel φ_k beschreibt die Öffnung des Reibungskegels auf der schiefen Ebene (entsprechend der Korn-zu Korn-Reibung), der äußere Reibungswinkel $\tan \varphi = (T/S)$ ergibt sich aus der Summe $\tan \varphi = \tan(\psi + \varphi_k)$:

$$T = (N_o + \frac{1}{2} \cdot C \cdot s \cdot \sin \psi) \cdot \tan \varphi \quad (3.2.3)$$

Wird die Federkonstante C als eindimensionale Dehnsteifigkeit mit $C = (EA)/l$ angenommen, kann Gleichung 3.2.3 in Spannungen und Dehnungen folgendermaßen formuliert werden:

$$\tau = T/A = (\sigma_o + \frac{1}{2} \varepsilon_1 E \cdot \tan \psi) \cdot \tan \varphi \quad (3.2.4)$$

Die dargestellten Zusammenhänge verdeutlichen, daß sich die aufnehmbare Schubspannung τ bei tiefliegenden Bruchmechanismen gegenüber dem Coulombschen Schergesetz $\tau = \sigma_o \tan \varphi$ erhöht. Diese Erhöhung, im folgenden auch als Verspannung bezeichnet, ist abhängig von der aus der Horizontalverschiebung der Ankerplatte resultierenden Dehnung ε_1 , vom Dilatanzwinkel $\tan \psi$ und von der Steifigkeit des umgebenden Materials, im oben beschriebenen Analogiemodell mit dem Elastizitätsmodul E der Feder ausgedrückt. Übertragen auf den Bruchkörper im Boden beschreibt die Federsteifigkeit den Quotienten aus zusätzlicher Normalspannung auf den Bruchkörper und Dehnung in der Scherfuge.

In diesem Modell wurde nicht berücksichtigt, daß die Steifigkeit des umgebenden Untergrundes spannungsabhängig ist und somit den Effekt der Verspannung zusätzlich verstärkt. Ein weiteres Merkmal von Boden ist, daß die Dilatanz nicht als konstant angenommen werden kann, sondern vom Dehnungszustand abhängig ist und bei großen Verformungen auf null zurückgeht. Das Maß der möglichen Dilatanz ist von der Kornform und Korngröße des Materials abhängig. Aufgrund dieser komplexen Abhängigkeiten der aus Dilatanz resultierenden Tragfähigkeitserhöhung ist eine realitätsgetreue Abbildung tiefliegender Bruchvorgänge in einem kleinmaßstäblichen Modell nicht möglich.

Einige der beschriebenen Maßstabeffekte, die aus dem Spannungszustand resultieren, können mit einer Versuchsdurchführung in einer Zentrifuge vermieden werden. Hier wird durch eine dem Kehrwert des Modellmaßstabs entsprechende Erhöhung der Erdbeschleunigung ein

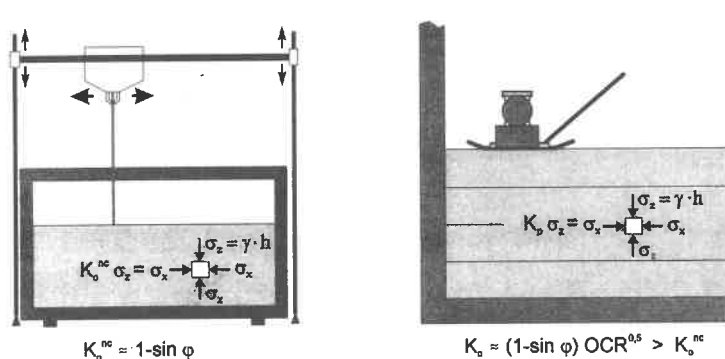


Bild 3.2.2: Einbau von nichtbindigem Material und daraus resultierende Eigenspannungszustände

realistischer Spannungszustand erzeugt. Die Schwierigkeiten von Zentrifugenmodellen liegen bei der maßstabsgetreuen Abbildung des Bodenmaterials hinsichtlich Korngröße, Kornform und Kornrauhigkeit. Da jedoch die Dilatanz von diesen Materialeigenschaften maßgeblich beeinflusst wird, kann die Erhöhung der Tragfähigkeit durch Verspannung tiefliegender Bruchmechanismen auch in der Zentrifuge nicht zuverlässig erfasst werden.

Diesen Nachteilen hinsichtlich der Aussagekraft kleinmaßstäblicher Versuche steht der mit größerem Maßstab wachsende Aufwand bei der Installation und Durchführung der Versuche entgegen. Bei einer Begrenzung der Mittel, wie sie in der Regel vorliegt, reduziert sich somit die Anzahl der Versuche und der möglichen Parametervariationen.

Erhebliche Unterschiede ergeben sich in den Kubaturen des einzubauenden Materials, insbesondere wenn die Ankerplatte in großen Tiefen angeordnet werden soll.

Bei kleinen Modellen kann trockenes, nichtbindiges Material durch Rieselfverfahren eingebaut werden. Bei einer sehr guten Reproduzierbarkeit können verschiedene Lagerungsdichten durch eine Variation der Fallhöhe und der Austrittsöffnungen hergestellt werden.

Die erforderlichen Kubaturen für großmaßstäbliche Modelle können mit vertretbarem Zeitaufwand nicht mehr eingerieselt werden. Der Einbau erfolgt dann mit größerem Gerät und lagenweiser Verdichtung. Je nach Behälterabmessungen und gewähltem Verdichtungsverfahren kann hierbei eine horizontale Verspannung eingeprägt werden, die nicht dem Erdruchdruckzustand der zugehörigen Porenzahl entspricht (Bild 3.2.2). Desweiteren reagiert die erzielte Lagerungsdichte sehr empfindlich auf Schwankungen in der aufgetragenen Verdichtungsarbeit.

Auch ist es in vielen Fällen nicht möglich, mit ofentrockenem Material zu arbeiten. Große Versuchsstände liegen in einigen Fällen im Freien, so daß die Feuchtigkeit des Sandes eine maßgebliche scheinbare Kohäsion zur Folge hat, die sich zudem mit den Schwankungen des Wassergehalts ändert.

Tabelle 3.2.1: Übersicht über in der Literatur veröffentlichte Modellversuche

Autoren	Jahr der Veröffentlich.	Ankertyp	Ankerabmessungen D [m]	Einbindetiefe vD	verwendeter Sand (Herkunft / Bezeichnung)	Scherfestigk.	Einbau	Versuchssteuerung	Bemerkungen
Buchholz, W.	1930	quadrat. und rechteck. Platten	0,1 - 0,4	1,8 - 7,3	Leinesand, trocken und feucht	$\varphi = 33^\circ$ $c = 0$	lagenweise verdichtet	Wegst., 0,05 mm/s	Erfassung der Bruchkörper als Grundlage für theor. Ansatz
Petermann, H.	1933	quadrat. und rechteck. Platten	0,4 - 0,6	3,0 - 6,2	nat. anst. Sand, Leinatal/Hannover		-	Wegst., 0,05 mm/s	
Hueckel, S.	1957	quadrat. Stahlplatten	0,075 - 0,2	2,0	Danziger Bucht, Sopot feucht	$\varphi = 34^\circ$ $c = 1,4$ kN/m ²	lagenweise leicht verdichtet	kraftgest., Gewichte	Weiterhin Einfluß der Oberflächenrauigkeit und Neigung der Ankerplatte untersucht
Ovesen, Krebs N.	1964	quadrat./rechteck. Plexiglasplatten, Sand ausgeklebt	0,038 - 0,075	1,0 - 4,0	G-12-Sand, Dänemark trocken	$\varphi = 30^\circ$ $- 40^\circ$	Rieselverfahren	kraftgest., Gewichte	Theorie und Modellversuche gehen von "Basisfall": durchgehender Streifen bis zur Oberfläche, aus.
Hueckel, S. Kwasniewski, J. Baran, L.	1965	quadrat. Stahlplatte mit Maßgebern	0,3	2,0 - 2,5	Danziger Bucht/Sopot trocken, locker und dicht	$\varphi = 34^\circ$ $c = 0$	ohne/mit leichter Verdicht.	Wegst., Treppenfunktion	Messung der Erdwiderstandsverteilung im Vordergrund der Untersuchungen
Neeley, W. J. Stuart, G. J. Graham, J.	1973	quadrat. und rechteck. Stahlplättchen, rau	0,051	1,0 - 4,0	Lough Neagh Sand, mS. trocken	$\varphi = f(\sigma)$ $= 38^\circ - 38,5^\circ$	lagenweise verdichtet	Wegst. mit Spindel	Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Spannungsniveau wird berücksichtigt, Vgl. mit theoret. Ansätzen.
Das, B. M.	1975	quadrat. und kreisförm. Alu-plättchen	0,038 - 0,076	1,3 - 2,7	?, trocken	$\varphi = 34^\circ$	lagenweise verdichtet	kraftgest., Gewichte	Vergleich mit theoret. Ansätzen von Neeley et al. und Meyerhof: empirische Formel für die Tragfähigkeit
Werner, H. U.	1975	kreisförm. Ankerplättchen	0,006 - 0,015	21 - 53	Mol Sand $D = 0,31 - 0,62$	angebl. wie Sopot	?	?	Hauptthema sind Zylinderanker, Untersuchungen an kreisförmigen Ankerplatten sind Nebenversuche
Akinusur, O. J.	1978	quadrat./rechteck. und kreisförm. Stahlplättchen	0,038	1 - 10	?, trocken	$\varphi = 35^\circ$	verdichtet	Wegst. mit Schrittmotor	Neben Sandversuchen, Abbildungen des Bruchverhaltens im 2D-Stäbchenmodell
Dickin, E. A. Leung, C. F.	1983	quadrat. und rechteck. Alu-plättchen	0,025 - 0,05 (0,5 u. 1,0 bei 20g u. 40g)	1 - 13	Erith Sand, trocken	$\varphi = f(\sigma)$ $= 41^\circ - 44^\circ$	lagenweise verdichtet	Wegst. mit Schrittmot. 0,004 mm/s	Konventionelle Modell- und Zentrifugen-Versuche
Murray, E. J. Geddes, J. D.	1989	quadrat./rechteck. Stahlplättchen	0,051	2 - 10	Portishead Fines Sand, mS, trocken	$\varphi =$ $43,6^\circ$	$\varphi =$ lagenweise verdichtet	Wegst. 0,012 mm/s	Modellversuche zur Ergänzung theoretischer Ansätze
Grubbe, H. D.	1990	quadrat./rechteck. Stahlplatten, blank	0,1 - 0,3 und 0,03 - 0,06	2 - 8	Rheinsand, trocken	$\varphi =$ $33,3^\circ - 37,6^\circ$	lagenweise verdichtet	kraftgest., Gewichte	Zusätzlich Modellversuche in kohäsiven Böden

3.2.2 Übersicht und Zusammenstellung in der Literatur veröffentlichter Modellversuche

Um den Stand der Forschung im Bereich horizontaler Plattenanker in nichtbindigen Böden festzustellen, wurden in der Literatur veröffentlichte Modellversuche aufgearbeitet und die Ergebnisse auf dem Hintergrund der beschriebenen Versuchsbedingungen betrachtet. In Tabelle 3.2.1 sind die Arbeiten einiger Autoren in chronologischer Reihenfolge tabellarisch zusammengestellt. Auch wenn hierbei sicher keine Vollständigkeit erreicht wird, lassen sich daran doch typische Versuchsmethoden und Ergebnisse herausstellen.

Die wesentlichsten Unterschiede der verschiedenen Untersuchungen liegen im gewählten Modellmaßstab (Abschnitt 3.2.1) und in den Tiefenlagen der Ankerplatten (flache/tiefe Anker). Weiterhin wird die Vergleichbarkeit und damit die Möglichkeit zur Verallgemeinerung der Aussagen durch die Vielzahl der verwendeten Sande eingeschränkt. Bei der Angabe der Reibungswinkel ist in einigen Fällen nicht nachvollziehbar, bei welchem Spannungsniveau sie ermittelt wurden. In den meisten Versuchen wurde der Sand lagenweise eingebaut und verdichtet; Angaben zu Lagendicke, Verdichtungsgerät und Behältergröße, die Hinweise auf die aus dem Einbau resultierende horizontale Verspannung liefern, liegen meist nicht vor. Im Vergleich zu den genannten Einflüssen wird der unterschiedlichen Versuchsgeschwindigkeit und den verschiedenen Ankermaterialien untergeordnete Bedeutung beigemessen. Bei kraftgesteuerten Versuchen kann ein Abklingen der Verformungen in der jeweiligen Kraftstufe erfaßt werden, jedoch kein Verformungsverhalten nach Erreichen der Maximallast.

3.2.3 Beschreibung der großmaßstäblichen Modellversuche

Die Untersuchung der Tragfähigkeit von Plattenankern setzte in den 20er Jahren mit der zunehmenden Verbreitung von Spundwänden ein. *Buchholz (1930)* zeigt auf, daß die zu dieser Zeit übliche Berechnungsart, den Coulombschen Erdwiderstand nur auf die Plattenbreite oder Wandhöhe unter Vernachlässigung der seitlichen Ausstrahlung anzusetzen, Tragfähigkeiten ergibt, die deutlich unter den in der Praxis festgestellten liegen und somit zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen. Er sieht daher das Erfordernis, einzelne Plattenanker in Sand Versuchen zu unterziehen.

Buchholz baut Ankerplatten mit Abmessungen von 10 cm x 10 cm bis 30 cm x 40 cm in feuchten und trockenen Sand ein, den er durch Stampfen bzw. Rütteln verdichtet. In beiden Fällen gibt er für den Sand einen Reibungswinkel ϕ von 33° an, die scheinbare Kohäsion des feuchten Sandes nimmt er mit 1 kN/m² bis 2 kN/m² an. Die Belastung erfolgt weggesteuert, so daß die Ankerkraft auch über einen Maximalwert hinaus festgestellt werden kann. Durch die Messung von Oberflächenverformungen und den Einbau gefärbter Sandschichten bestimmt *Buchholz* die Abmessungen des Bodenkörpers, der zur Oberfläche hin aufbricht und schafft somit die Grundlage für sein Berechnungsmodell, das einen dreidimensionalen Bruch erfaßt (s. Abschnitt 3.1).

In seinen Versuchen reicht die zu erkennende Bruchmuschel an der Oberfläche bis 0,8 m vor die Ankerplatte. Der Abstand zwischen der nahezu starren Wand des Behälters und der Ankerplatte im Ausgangszustand beträgt 1,62 m. Es ist daher davon auszugehen, daß durch die

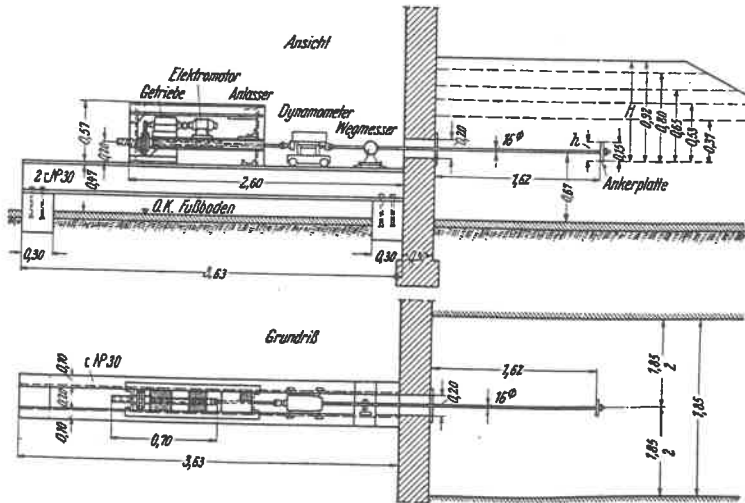


Bild 3.2.3: Versuchsaufbau nach Buchholz (1930)

Ankerbelastung erhöhte horizontale Spannungen des Sandes an der Behälterwand ein starres Widerlager finden. Dieser Einfluß der Behälterwand verstärkt sich mit zunehmender Tiefenlage der Ankerplatte. Bei einer Auftragung der Ankertragfähigkeit als Normalspannung auf die

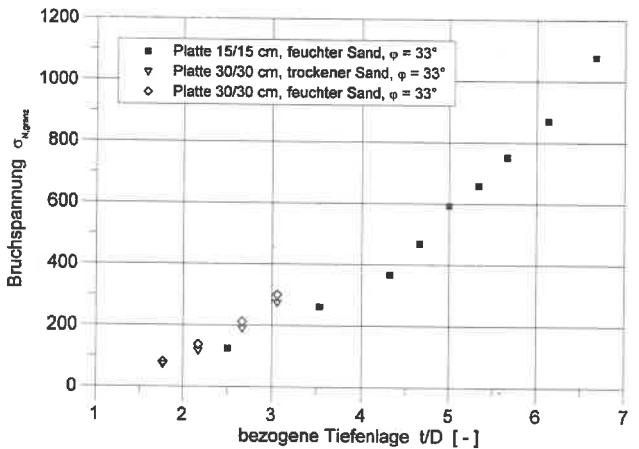


Bild 3.2.4: Ankertragfähigkeiten aus den Versuchen von Buchholz (1930)

Ankerplatte im Grenzzustand $\sigma_{N, \text{grenz}}$ über die bezogene Tiefenlage der Ankerplatte t/D läßt der überlineare Anstieg auf Verspannungen im Behälter schließen (Bild 3.2.4). Die Anwendbarkeit seiner aus den Versuchen abgeleiteten Aussagen begrenzt er auf eine bezogene Tiefenlage der Ankerplatte von $t/D = 5,5$. Der Unterschied der Ankertragfähigkeiten in trockenem und feuchtem Sand ist sehr gering, stimmt jedoch zu dem von *Buchholz* gewählten Ansatz einer scheinbaren Kohäsion von $c = 1 \text{ kN/m}^2$ bis 2 kN/m^2 , die deutlich unter den Erfahrungswerten für feuchten Sand ($c = 5 \text{ kN/m}^2$ bis 10 kN/m^2) liegt.

An die Arbeiten von *Buchholz* schließen die Untersuchungen von *Petermann (1933)* an, die sich mit dem Einfluß der Modellgröße beschäftigen. Hierzu führt er Versuche in natürlich anstehenden Böden mit Platten von 40 cm bis 60 cm Kantenlänge durch und vergleicht sie mit den *Buchholz*schen Modellversuchen. Daraus leitet er empirisch ein "Maßstabsgesetz" für die Verschiebungen und die Kräfte ab. Demnach verstärkt sich mit zunehmender Tiefe der Einfluß des Modellmaßstabes, die Höhe der Ankerplatte D geht in diese Beziehung mit $1/D^{1,5}$ ein. Seine Darstellung der Versuchsergebnisse macht jedoch auch die begrenzte Reproduzierbarkeit der Versuche in natürlich anstehenden Böden deutlich.

Auch *Hueckel (1933)* führt seine Versuche (nur $t/D = 2$) mit dem Ziel durch, die Untersuchungen von *Buchholz (1930)* um einige Aspekte zu ergänzen. Aufgrund seiner Ergebnisse hält er den Einfluß der Oberflächenrauigkeit der Ankerplatte für vernachlässigbar. Der maximale Erdwiderstand vor geneigten Platten sei in jedem Fall geringer als der vor einer vertikalen Platte, unabhängig von der Richtung der Neigung. Durch die Angabe von Versuchsergebnissen für vertikale Stahlplatten mit Abmessungen zwischen 7,5 cm und 20 cm wird der Einfluß der Modellgröße deutlich. Wie nach den Ausführungen in Abschnitt 3.2.1 zu erwarten, wächst die normierte Ankertragfähigkeit, ausgedrückt als Bruchfaktor N ($N = F_{\text{grenz}} / (A \cdot q)$) mit einer Verkleinerung der Abmessungen an.

Die Verteilung des Erdwiderstandes auf eine einzelne, sehr steife Platte untersuchen *Hueckel/Kwasniewski/Baran (1965)* mit Hilfe einer mit Meßgebern bestückten Platte von 30 cm mal 30 cm, die in künstlich eingebaute Sand über einen Druckstempel horizontal verschoben wird. In vertikaler Richtung kann bei Tiefenlagen von $t/D = 2$ und $2,5$ die Verteilung durch ein Trapez angenähert werden, dessen Ordinaten auf eine hydrostatische Erdwiderstandsverteilung schließen lassen. In horizontaler Richtung wurde, unabhängig von der Größe der Kraft, ein leichter Spannungsabfall zu den Rändern hin festgestellt.

Gruhle (1990) stellt aufgrund der Ergebnisse mehrerer Versuchsreihen in verschiedenen Maßstäben eine Beziehung auf, um den Einfluß der Modellgröße quantitativ zu erfassen. Die bezogene Tragfähigkeit N eines Prototyps sei die μ -fache des Modells. Für μ gibt *Gruhle* folgende empirische Formel an, wobei M der Maßstab des Modells sei:

$$\mu = 2,27 \sqrt{M} - 1,27 \quad (3.2.5)$$

Durch die Auswertung von 50 Versuchen mit Plattengrößen zwischen 10 cm und 30 cm und bezogenen Tiefenlagen von $t/D = 1,5$ bis 10 zeigt *Gruhle*, daß die Spannung auf die Ankerplatte im Bruchzustand mit zunehmender Tiefenlage erheblich zunimmt und von der Plattengröße (für $D = 0,1$ bis $0,3 \text{ m}$) nahezu unabhängig ist.

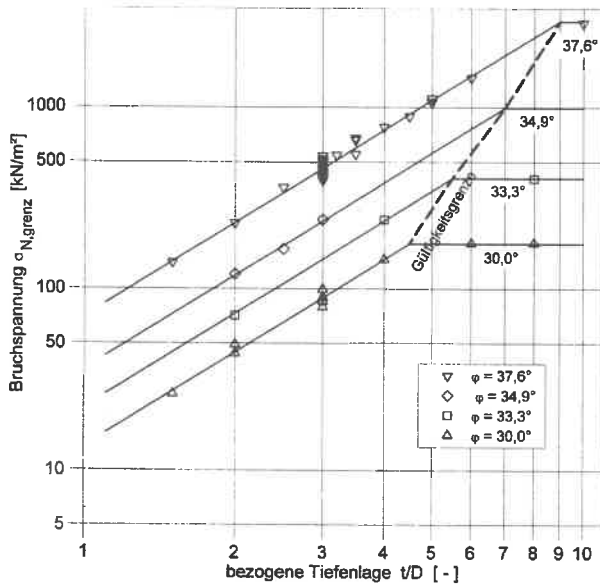


Bild 3.2.5: Ergebnisse der Modellversuche von *Gruhle* (1990) mit Einzelplatten von $D = 0,1$ m bis $D = 0,3$ m

Die Tragfähigkeit wird mit folgender Potenzfunktion beschrieben:

$$\sigma_{N,grenz} = k \cdot (t/D)^{1,7} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3.2.6)$$

mit
$$k = 290 \cdot (\tan \varphi)^{5,7} \quad (3.2.7)$$

Die Gültigkeitsgrenze dieses Ansatzes liegt abhängig vom Reibungswinkel für $\varphi = 30^\circ$ bei einer Tiefenlage t/D von 4,5 bzw. von 9 für $\varphi = 37,6^\circ$. Für die Versuche wurde ein trockener, enggestufter Rheinsand ($C_u = 2,5 - 2,8$, $C_c = 0,90 - 0,96$) verwendet. Die Bestimmung der Reibungswinkel erfolgte in Triaxialversuchen mit Probendurchmessern von 3,6 cm.

3.2.4 Beschreibung der kleinmaßstäblichen Modellversuche

Ovesen (1964) geht in seinen Modellversuchen wie bei seinen theoretischen Überlegungen von der grundlegenden Situation einer durchgehenden Ankerplatte aus, deren Oberkante an der Geländeoberfläche liegt (basic case). Variationen hinsichtlich eines Abstandes der Plattenoberkante zur Sandoberfläche und eine Zerlegung der durchgehenden Ankerwand in Einzelplatten mit verschiedenen Abständen werden in den Auswertungen auf den "basic case" bezogen. Seine Versuche führt er in trockenem, sog. G-12-Sand des Dänischen Geotechnischen Institutes durch.

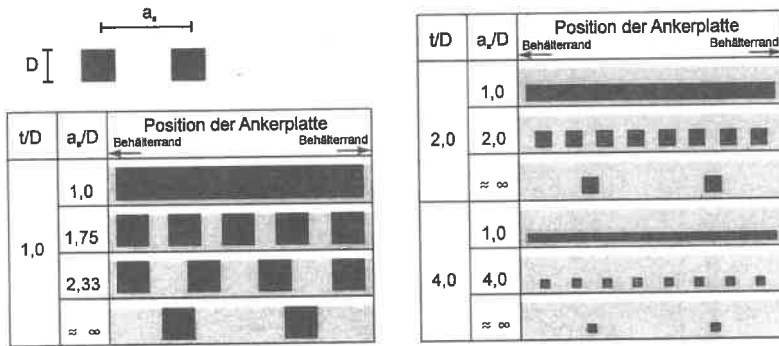


Bild 3.2.6: Schema einer Versuchsreihe mit quadratischen Ankerplatten von Ovesen (1964)

Für diesen Sand gibt er Beziehungen zwischen der Porenzahl e und dem Reibungswinkel ϕ in Abhängigkeit des Bruchmechanismus (Triaxialversuche, ebene Scherversuche für aktiven und passiven Erddruck) an.

Den Einfluß des Modellmaßstabes bestimmt Ovesen, in dem er den "basic case" bei unterschiedlichen Lagerungsdichten des umgebenden Sandes in zwei Modellmaßstäben untersucht

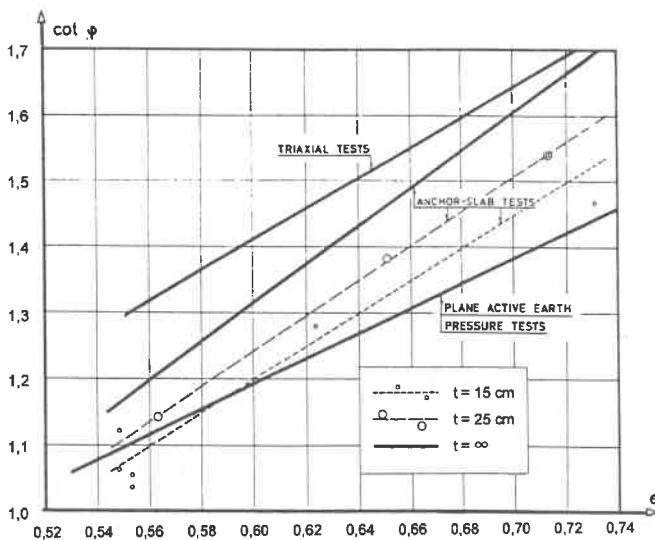


Bild 3.2.7: Beziehungen zwischen Porenzahl e und $\cot \phi$ aus verschiedenen Grenzwertproblemen Ovesen (1964)

($D = 0,15$ m und $D = 0,25$ m). Die Maßstabeffekte beschreibt er als Differenz des Reibungswinkels, die er für seine Untersuchungen unabhängig von der Lagerungsdichte mit ca. 1° angibt. Diese spannungsabhängige Reibungswinkelerhöhung wird von *Ovesen* als scheinbare Kohäsion bezeichnet.

Alle weiteren Untersuchungen werden mit einer Tiefenlage der Ankerplatte von $0,15$ m durchgeführt und die Ergebnisse nur in Bezug auf den "basic case" ausgewertet. Die Variation der Tiefenlage der Ankerplatte erfolgt durch eine Verkleinerung der Ankerplattenhöhe, d. h. wenn der Abstand zwischen Sandoberfläche und Ankerplattenunterkante die vierfache Ankerhöhe haben soll, verwendet *Ovesen* Platten mit einer Höhe von $3,75$ cm (Bild 3.2.6).

Da es bei einer Betrachtung von maximal aufnehmbaren Spannungen sinnvoll erscheint, Tiefenlage und Tragfähigkeit auf Ankerabmessungen zu beziehen (t/D , $N = F/(A \cdot q)$), ergeben sich demnach bei *Ovesen* für verschiedene Tiefenlagen t/D unterschiedliche Modellmaßstäbe, so daß sich diese zwei Einflüsse überlagern und bei der Auswertung nicht getrennt betrachtet werden können.

Neeley/Stuart/Graham (1973) wählen zwar für ihre Modellversuche sehr kleine Abmessungen (Plattenhöhe 51 mm), jedoch betrachten sie die auftretenden Maßstabseffekte und diskutieren ihren quantitativen Einfluß auf die Tragfähigkeit. Die Hauptursache wird in der Krümmung der Mohr-Coloumb'schen Grenzfläche gesehen. Dadurch ist der mobilisierte Reibungswinkel in entsprechenden Punkten des Modells nicht gleich dem des Originals. Als weitere Einflüsse

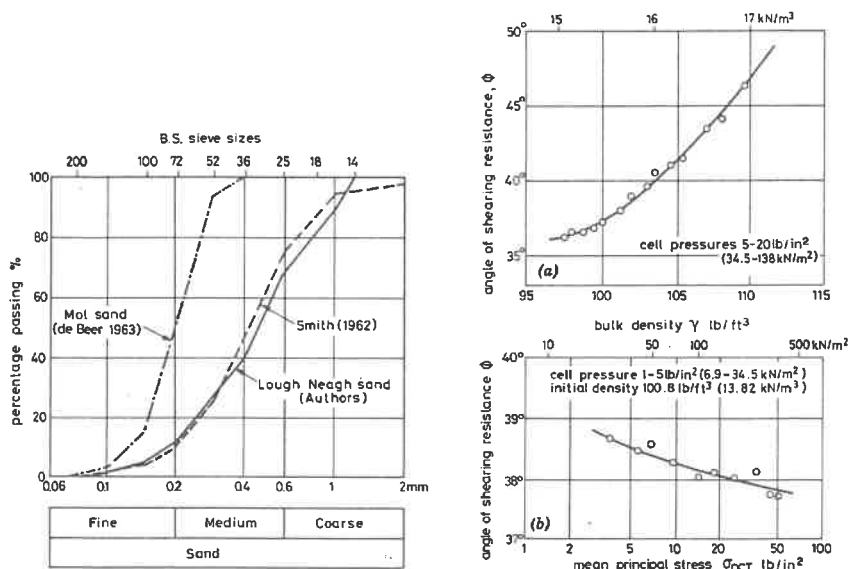


Bild 3.2.8: Kornverteilungen von Versuchssanden und Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Dichte und der mittleren Hauptspannung (*Neeley/Stuart/Graham*, 1973)

nennen sie die Abhängigkeit der kritischen Porenzahl von der Spannung und die progressive Entstehung des Bruchs.

Zur Umrechnung der Tragfähigkeiten aus den Modellversuchen in einen Originalmaßstab beziehen sich *Neeley/Stuart/Graham* auf *De Beer* (1970), der für Mol-Sand eine logarithmische Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Spannung aufzeigt. Dieser Ansatz führt zu einer Abminderung der Tragfähigkeiten aus den Modellversuchen um über 30 %. Ein Vergleich mit Feldversuchen verdeutlicht, daß die vorliegende Reduktion nur 16 % beträgt. Diese Überschätzung wird auf die enge Stufung und hohe Kantigkeit des von *De Beer* verwendeten Mol Sandes zurückgeführt. Das heißt, um eine möglichst gute Abschätzung der erforderlichen Reduktion der Tragfähigkeiten aus Modellversuchen zu bestimmen, muß die Scherfestigkeit des verwendeten Sandes über einen großen Spannungsbereich bekannt sein.

Das (1975) führt Modellversuche mit kreisförmigen und rechteckigen Ankerplatten im Vergleich durch, wobei der Durchmesser der Kreisplatten der Kantenlänge der quadratischen Platten entspricht. Die aufnehmbare Kraft im Grenzzustand F_{grenz} beträgt bei einer kreisförmigen Platte 65 % des Wertes einer rechteckigen Platte. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Plattenflächen ($A_{\text{Kreis}} = \pi D^2/4 = 0,785 D^2 = 0,785 A_{\text{Rechteck}}$) bleibt eine Differenz von etwa 83 % in der aufnehmbaren Spannung σ_{grenz} , d. h. nach den Ergebnissen von *Das* kann aufgrund der Abmessungen des Bruchkörpers die Tragfähigkeit einer Rechteckplatte mit Kantenlänge D einer Kreisplatte mit dem 1,24-fachen Durchmesser gleichgesetzt werden (Flächengleichheit bei $D_{\text{Rechteck}} = 1,128 D_{\text{Kreis}}$). Einflüsse aus den unterschiedlichen Tiefenlagen der Ankerplatten wurden bei diesen Betrachtungen vernachlässigt.

Im Rahmen von Modellversuchen an Verpreßankern nimmt *Werner* (1975) eine Unterscheidung in Frontwiderstand und Mantelreibung vor. Die Frontwiderstände wurden in Versuchsreihen mit kleinen kreisrunden Ankerplatten mit Durchmessern zwischen $D = 6$ mm bis 15 mm und vier verschiedenen Lagerungsdichten gemessen. Mit Tiefenlagen von $t/D = 7$ bis 21 wurden von *Werner* sehr tief liegende Bruchmechanismen betrachtet. Dies spiegelt sich in den Kraft-Weg-Diagrammen wieder, die auch bei einer dichten Lagerung des Sandes nur allmählich einen Maximalwert erreichen und der zu erwartende Kraftabfall nach Erreichen des Maximalwertes (sog. Peak-Verhalten) nicht eintritt.

Auch *Akinmusuru* (1978) sieht das Erfordernis, tief liegende, rechteckige und kreisförmige Ankerplatten in ihrem Tragverhalten zu untersuchen, da sich die bisherigen Untersuchungen überwiegend auf Platten beziehen, die von der Oberfläche aus eingebracht wurden und somit nur eine geringe Tiefe aufweisen (bis ca. $t/D = 5$). Es ist davon auszugehen, daß er hierbei - ohne es explizit zu erwähnen - auch die Anwendung von Schraubankern in Betracht zieht, da sie ein typisches Beispiel für eine tief liegende kreisförmige Ankerplatte darstellen. Bestätigt wird diese Annahme durch seine Anmerkung, daß die Arbeit von *Hanna* betreut wurde, der sich u. a. mit der Tragfähigkeit vertikaler Schraubanker beschäftigt.

Durch Versuche in einem zwei-dimensionalen Schneebeli-Modell kann er sichtbar machen, welche Bereiche der Ankerumgebung durch die Lastabtragung Verschiebungen erfahren. Liegt die Ankerplatte nahe der horizontalen Oberfläche, zeichnen sich die Verschiebungen nach oben durch. Ab einer Grenztiefe, die *Akinmusuru* beim 6,5-fachen der Ankerplattenhöhe sieht, bleibt der Bruchkörper innerhalb des umgebenden Materials und zeichnet sich nicht bis

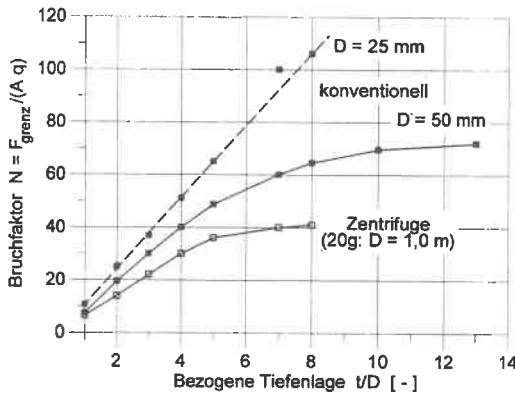


Bild 3.2.9: Modellversuche von *Dickin/Leung*, konventionell ($D = 25$ mm und $D = 50$ mm) und in der Zentrifuge (20 g: $D = 1,0$ m)

zur Oberfläche durch. Die Bruchlasten der in Sand gezogenen Anker weisen ab dieser Tiefe eine lineare Zunahme mit der Tiefe auf, während für geringe Tiefen die Zunahme leicht überproportional verläuft. Insgesamt sind die von *Akinmusuru* bestimmten Tragfähigkeiten oberflächennaher Anker auffallend hoch.

Umfangreiche Untersuchungen liegen von *Dickin/Leung* (1983) vor. Um den Einfluß der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels bei kleinmaßstäblichen Versuchen zu eliminieren, haben sie in der Zentrifuge quadratische und rechteckige Anker mit einer Höhe von $D = 0,5$ m und $1,0$ m nachgebildet. Für den dimensionslosen Bruchfaktor N ($N = \sigma_{\text{grenz}}/q$) gehen *Dickin/Leung* davon aus, daß gilt: $N_{(\text{Prototyp})} = N_{(\text{Modell})} / M$, wobei M der Modellmaßstab ist.

In Bild 3.2.9 sind die Tragfähigkeiten von in der Zentrifuge bei 20 g und in konventioneller Weise in kleinem Maßstab untersuchten Ankern in der Form des Bruchfaktors N dargestellt. Ein Vergleich zeigt, welchen Einfluß der Maßstab hinsichtlich Modellabmessungen und Spannungszustand auf die Tragfähigkeit N hat: Die konventionellen Modellversuche, die mit der kleinsten Ankerplatte ($D = 25$ mm) und damit bei dem geringsten Spannungsniveau durchgeführt wurden, liefern die höchsten bezogenen Tragfähigkeiten N . Bei Ankern mit einer Höhe von $D = 50$ mm sind die Werte schon etwas geringer, eine deutliche Abnahme ist bei den Versuchsergebnissen aus der Zentrifuge zu beobachten.

Durch die Erhöhung des Spannungszustandes verringert sich der Reibungswinkel des Sandes und damit die Bruchlast der Anker. Bei tieferliegenden Ankern kommen Effekte aus Verspannungen (s. Abschnitt 3.2.1) hinzu, die auch in der Zentrifuge nicht maßstabsgerecht abgebildet werden können. Die Volumenzunahme bzw. Spannungserhöhung infolge Dilatanz wird entscheidend von der Korngröße des Materials, untergeordnet auch von Kornform und -rauigkeit, beeinflusst (*Stone/Wood, 1992, Yoshida et al. 1993*). Da *Dickin/Leung* sowohl für die konventionellen Versuche als auch für die Zentrifugen-Versuche den gleichen Sand

verwenden, wird die Erhöhung der Tragfähigkeit gemäß Gleichung 3.2.4 in der Zentrifuge durch eine unrealistische Breite der Scherfuge stärker überschätzt als in konventionellen Modellversuchen.

Neben umfangreichen theoretischen Betrachtungen an geneigten Ankern führen *Murray/Geddes (1989)* ergänzend Versuche durch. Bei Versuchen mit einer Ankerneigung von 90° , also horizontalen Ankern ist wiederum eine überproportionale Zunahme der bezogenen Tragfähigkeit N über die Tiefenlage t/D festzustellen, die auf eine Überschätzung der Verspannung in Modellversuchen zurückzuführen ist.

3.2.5 Auswertung und Vergleich der Modellversuche

Für einen Vergleich der Modellversuche wurden die Ergebnisse von Versuchen mit quadratischen oder kreisrunden Ankerplatten hinsichtlich der maximal aufnehmbaren Ankerlasten, ausgedrückt als Bruchfaktor $N = F_{\text{grenz}} / (A q)$, über die Tiefenlage der Ankerplatte t/D ausgewertet (Bilder 3.2.10 bis 3.2.12).

Bei den großmaßstäblichen Modellversuchen liegen für Einzelplatten nur von *Buchholz (1930)* und *Gruhle (1990)* umfangreiche Versuchsserien vor. Bei einer großen Streuung der Resultate lassen die Regressionsgeraden erkennen, daß der Bruchfaktor N mit zunehmender Tiefenlage t/D steigt. (Man beachte: Durch die gewählte Normierung der Bruchspannung $\sigma_{\text{grenz}} = F_{\text{grenz}} / A$ über die Überlagerungsspannung q ist ein Tiefeneinfluß bereits in dem Bruchfaktor N enthalten!). Diese Steigung des Bruchfaktors vergrößert sich mit wachsender Scherfestigkeit des umgebenden Materials. Die von *Buchholz* bestimmten Tragfähigkeiten für

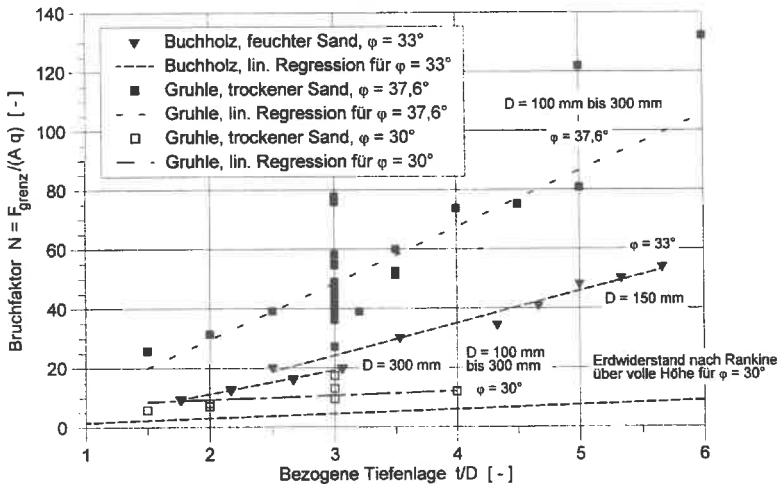


Bild 3.2.10: Vergleich großmaßstäblicher Modellversuche

einen Reibungswinkel von $\varphi = 33^\circ$ bei einer scheinbaren Kohäsion des feuchten Sandes von $c = 1 - 2 \text{ kN/m}^2$ fügen sich plausibel in die Ergebnisse von *Gruhle* für trockenen Sand mit Reibungswinkeln von $\varphi = 30^\circ - 37,6^\circ$ ein.

Da horizontale Plattenanker als Stellplatten oder Ankerwände in der Regel oberflächennah angeordnet wurden, erfolgte die Bemessung üblicherweise anhand der Rankineschen Erdwiderstandsansätze. Die in den Versuchen bestimmten Erdwiderstandskräfte für Einzelplatten mit begrenzter Breite verdeutlichen, daß - wie bereits von *Buchholz* beschrieben - eine Berechnung des Erdwiderstandes für den ebenen Fall, selbst über die volle Einbindetiefe wirkend angenommen, zu einer starken Unterschätzung der Tragfähigkeit von räumlich wirkenden Einzelplatten führt (Bild 3.2.10). Aufgrund des bisherigen Einsatzbereiches von horizontalen Plattenankern und des versuchstechnisch hohen Aufwands liegen nur wenige Ergebnisse für Tiefenlagen von $t/D > 5$ vor.

Bei den kleinmaßstäblichen Versuchen zeigt sich, daß innerhalb einer Versuchsserie die Streuungen sehr gering sind und sich die Einzelergebnisse für verschiedene Tiefenlagen t/D zu einer stetigen Kurve verbinden lassen. Dies wird auf die gute Reproduzierbarkeit der Versuchsbedingungen bei einer Ausführung in kleinem Maßstab mit trockenem Sand zurückgeführt. Dennoch läßt sich aus der Zusammenstellung der Untersuchungen verschiedener

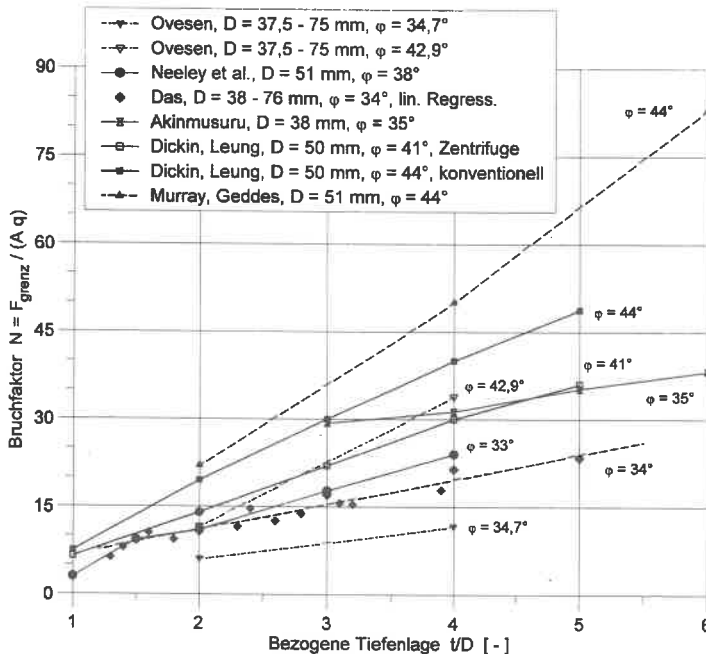


Bild 3.2.11: Vergleich kleinmaßstäblicher Modellversuche für $t/D \leq 6$

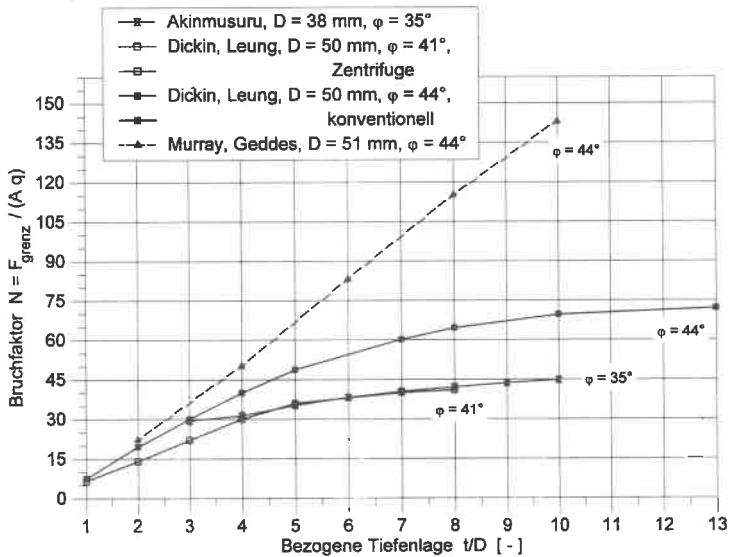


Bild 3.2.12: Vergleich kleinmaßstäblicher Modellversuche mit großen Tiefenlagen der Ankerplatte

Autoren kein schlüssiges Bild hinsichtlich der Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Reibungswinkels entwickeln. Die Ursache für diese Abweichungen wird zum einen darin gesehen, daß teilweise nicht angegeben ist, bei welchem Spannungsniveau der Reibungswinkel bestimmt wurde, zum anderen unterschiedliche Sande verwendet wurden, die insbesondere im kleinen Modellmaßstab stark unterschiedliches Dilatanzverhalten zeigen. *Dickin/Leung* berücksichtigen die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels, so daß bei gleichem Sand und gleichen Abmessungen im Zentrifugenmodell ein geringerer Reibungswinkel anzusetzen ist.

Nur wenige Autoren untersuchen Tiefenlagen von $t/D > 5$ (*Murray/Geddes*, *Akinmusuru*, *Dickin/Leung*), die der Übersichtlichkeit halber in einem separaten Diagramm dargestellt sind (Bild 3.2.12). Die von *Murray/Geddes* festgestellte starke Zunahme des Bruchfaktors mit der Tiefe der Ankerplatte gegenüber dem von *Dickin/Leung* und *Akinmusuru* aufgezeigten abklingenden Verhalten ist auf den verwendeten Sand und eventuell auf das Einbauverfahren zurückzuführen. *Murray/Geddes* arbeiten mit einem sogenannten Portish Fines, bei dem es sich um einen enggestuften Mittelsand handelt, während *Dickin/Leung* einen enggestuften Feinsand (Erith Sand) einbauen. Bei größeren Korndurchmessern sind durch die stärkere lokale Aufweitung infolge einer Scherbeanspruchung, insbesondere bei tiefliegenden Ankerplatten, eine stärkere Verspannung und damit höhere Bruchlasten zu erwarten.

Im Vergleich der großmaßstäblichen Versuche mit den kleinmaßstäblichen werden im großen Maßstab tendenziell höhere Tragfähigkeiten, insbesondere bei hoher Scherfestigkeit und großen Tiefenlagen, festgestellt. Dieses Ergebnis scheint im Widerspruch zu den in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Maßstabseffekten aus dem bodenmechanischen Verhalten des Sandes

(Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels, Dilatanz als Funktion der Korneigenschaften) zu stehen. Es sind daher die ebenfalls in Abschnitt 3.2.1 dargestellten verfahrensbedingten Aspekte miteinzubeziehen. Hier wird dem Ausgangsspannungszustand infolge des Sandeinbaus eine maßgebliche Bedeutung zugemessen. Durch den lagenweisen Einbau des Sandes mit anschließender Verdichtung steigt - in Abhängigkeit von Behältergröße und Verdichtungsgerät - das Verhältnis von Vertikal- zu Horizontalspannung und der Sand verhält sich ähnlich einem überkonsolidierten Boden. Auch wurde bereits darauf hingewiesen, daß der Versuchsaufbau von *Buchholz* bei zunehmenden Tiefenlagen einen Kraftschluß auf die Behälterwand erwarten läßt.

4 Modellversuche zur Erfassung des Bruchmechanismus

Die kleinmaßstäblichen Modellversuche hatten den vorrangigen Zweck, Aufschlüsse über den Versagensmechanismus zu erhalten. Hierzu wurde der in Abschnitt 4.1 beschriebene Versuchsaufbau benutzt. Die Ergebnisse sind in Abschnitt 4.2 zusammengestellt.



Bild 4.1: Versuchsaufbau für die kleinmaßstäblichen Modellversuche mit Belastungs- und Rieseleinrichtung

4.1 Versuchsaufbau

Zur Durchführung der Modellversuche wurde ein enggestufter Mittelsand verwendet. Ein Teil des Sandes wurde mit verdünnter Tinte dunkel eingefärbt und anschließend im Ofen getrocknet. Der Sand wurde für eine Versuchsserie mit sehr dichter Lagerung ($I_D = 0,89$) und für eine zweite Versuchsserie in sehr lockerer Lagerung ($I_D = 0,04$) in einen Versuchsbehälter eingebracht, der an der Vorderfront mit einer Glasscheibe versehen war (Bild 4.1).

Zur Herstellung der dichten Lagerung wurde eine Rieseleinrichtung verwendet, bei der die Fallhöhe und die Breite der Austrittsöffnung variiert werden konnte. Die o.g. sehr dichte Lagerung wurde bei einer Fallhöhe von 1,0 m und einer Spaltbreite von 2 mm erreicht. Die sehr lockere Lagerung wurde durch vorsichtiges Einlegen des Sandes erzielt.

In den Sand wurden im Abstand von ca. 25 mm dunkel gefärbte Sandlagen von geringer Mächtigkeit eingebaut. Um die Verformungen des Untergrundes in einer vertikalen Ebene durch die Symmetrieachse des Ankers sichtbar zu machen, wurde an der Glasscheibe eine halbkreisförmige Ankerplatte mit einem Durchmesser von $D = 50$ mm mit angeschweißtem Ankerschaft eingelegt. Der Ankerschaft wurde über einen Spindelantrieb weggesteuert belastet.

Gemessen wurden die von der Ankerplatte aufgenommene Kraft, die horizontale Verschiebung der Ankerplatte und die Oberflächenverformungen. Die Verschiebungen im Untergrund, erkennbar durch die Verformungen der dunkel gefärbten Sandlagen, wurden durch Fotografien festgehalten. Die Ankerplatte wurde in drei verschiedenen Tiefenlagen ($t/D = 2,5 / 4,5 / 6,5$) angeordnet.

4.2 Versuchsauswertungen

Während der Versuche wurde die Entwicklung der Verformungen im Untergrund mit der horizontalen Verschiebung der Ankerplatte zu etwa 6 bis 10 Zeitpunkten bzw. Verschiebungszuständen photographisch und bei einem Versuch kontinuierlich mit Hilfe einer Videokamera aufgenommen. Eine ausführliche Dokumentation dieser Ergebnisse findet sich in der Diplomarbeit von Villacorta-Kienzle (1996). Im folgenden werden anhand einzelner Momentaufnahmen die Unterschiede zwischen flachen und tiefliegenden Ankerplatten sowie sehr lockerer und sehr dichter Lagerung des umgebenden Sandes aufgezeigt (Bild 4.2). Zur Verdeutlichung der Verformungen wurden an den Unterkanten der eingefärbten Lagen horizontale Referenzlinien eingezeichnet.

Die oberflächennahen Ankerplatten ($t/D = 2,5$) zeigen sowohl bei sehr dichter als auch bei sehr lockerer Lagerung einen zur Oberfläche hin aufbrechenden Keil, wie er im weiteren Sinne der klassischen Erdwiderstandstheorie entspricht. Bei sehr dichter Lagerung zeichnet sich eine diskrete Scherfuge ab, in der sich der überwiegende Teil der Verschiebungen konzentriert. Die ursprünglich horizontalen Markierungen innerhalb des Erdwiderstandskeils sind nur schwach gewölbt. Bei sehr lockerer Lagerung wird der gesamte Untergrund innerhalb des Keils stark deformiert, die Abgrenzung des Keils ist unscharf und das Verformungsbild läßt

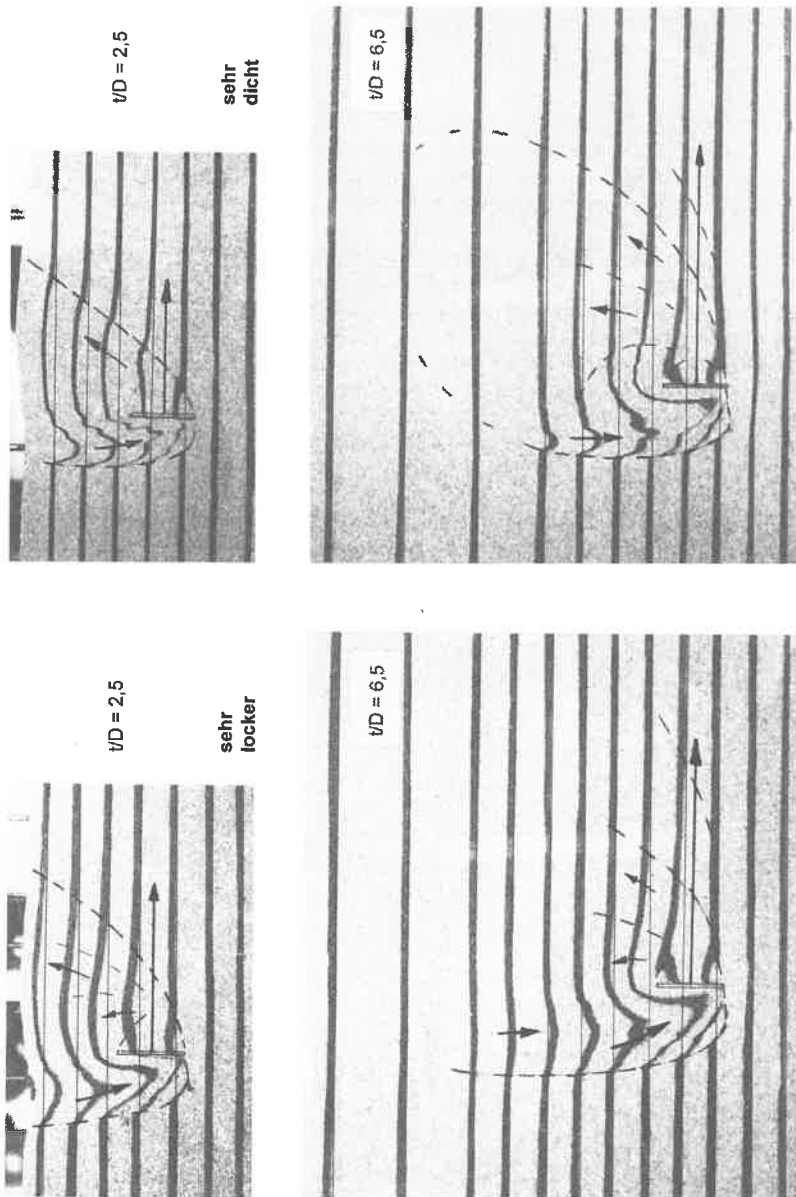


Bild 4.2: Verschiebungsbilder halbkreisförmiger Ankerplatten mit Tiefenlagen $t/D = 2,5$ und $t/D = 6,5$ in sehr lockerem und sehr dichtem Sand

auf einen Zonenbruch schließen. Im Rahmen der mit dieser Markierungsmethode erzielbaren Genauigkeit ist der aufbrechende Keil bei sehr dichter Lagerung etwas steiler geneigt. Die mittlere Neigung der jeweiligen Bruchkörper entspricht mit etwa 45° bzw. 55° gegen die Horizontale in beiden Fällen annäherungsweise der Coulombschen Erdwiderstandstheorie für den ebenen Fall (Annahme: Wandreibung $\delta = 10^\circ$).

Auf der Entlastungsseite hinter der Ankerplatte fällt Sand aus oberhalb der Ankerplatte liegenden Bereichen nach und verursacht eine Mulde an der Oberfläche. Dieser Nachfall grenzt sich durch eine annähernd senkrechte Linie gegenüber den unverformten Bereichen ab. Die Form des Bruchmechanismus weicht hier vom Verschiebungsbild bei aktivem Erddruck ab.

Bei einer Horizontalverschiebung der tiefliegenden Ankerplatten ($t/D = 6,5$) zeichnet sich sowohl bei sehr lockerer als auch bei sehr dichter Lagerung im Erdwiderstandsbereich keine durchgehende diskrete Scherfuge im Untergrund ab. Direkt vor der Ankerplatte deutet der Versatz in den Markierungslinien darauf hin, daß sich ein Kegel ausbildet, dessen Grundfläche der Ankerplatte entspricht. Dieser Kegel "durchpflügt" im Grenzzustand den Sand und verdrängt das Material nach außen. Aufgrund der mit der Tiefe zunehmenden Vertikalspannungen wird das Material vorwiegend nach oben bewegt. Bei sehr dichter Lagerung sind diese Bewegungen bis in einen Abstand vom etwa 4-fachen Plattendurchmesser D erkennbar, bei sehr lockerer Lagerung finden die Verschiebungen konzentrierter in der Plattenumgebung bis zu einem Abstand von etwa $2 D$ statt. Dieser Unterschied ist auf die wesentlich größere Zusammendrückbarkeit des lockeren Materials zurückzuführen. Die Horizontalverschiebung der Ankerplatte resultiert somit zu einem größeren Anteil in einer Kompression des umgebenden Materials.

Die Lastverschiebungskurven der Modellversuche sind der Vollständigkeit halber im Anhang beigelegt; aufgrund des geringen Modellmaßstabes und der damit verbundenen Maßstabsfehler wird ihnen hinsichtlich einer Grenzlastbestimmung nur eine untergeordnete Bedeutung beigemessen.

5 Großmaßstäbliche Modellversuche

Die Durchführung und Auswertung der großmaßstäblichen Zugversuche stellen einen zentralen Teil der vorliegenden Arbeit dar. Hierbei wurde das Tragverhalten von Schraubankern in einer künstlich hergestellten, kohäsionslosen Sandschüttung unter Variation der vier nachfolgend beschriebenen Parameter untersucht.

Bei der Art des Ankereinbaus wurde zwischen eingelegten und eingeschraubten Ankern unterschieden. Eingelegte Anker wurden bei den meisten in der Literatur dokumentierten Versuchen verwendet, eingeschraubte Anker entsprechen einer realen Anwendung.

Die Abhängigkeit des Tragverhaltens von der Überlagerungsspannung bzw. der Tiefenlage der Ankerplatte wurde über einen Bereich von $6,8 \text{ kN/m}^2$ bis $22,3 \text{ kN/m}^2$ variiert. Der Maximalwert entspricht bei einem γ von $10,6 \text{ kN/m}^3$ einer Tiefe von $2,1 \text{ m}$.

Der überwiegende Teil der Versuche wurde mit einem Durchmesser der Ankerplatte von 250 mm durchgeführt. Ergänzend wurden bei zwei verschiedenen Lagerungsdichten Anker mit einem Plattendurchmesser von 150 mm eingebaut.



Bild 5.1.1: Versuchsgrube mit Stahlbehälter und Zeltüberdachung (Foto)

Die Lagerungsdichte des Sandes wurde zwischen sehr locker, mitteldicht und sehr dicht variiert. Hierbei wurde eine möglichst große Differenz zwischen der Dichte sehr bei lockerer und sehr dichter Lagerung angestrebt, um die Versuchsergebnisse über ein breites Spektrum auswerten zu können.

5.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im Freigelände "Birkhof" des Institutes für Geotechnik durchgeführt. Neben der Grundausrüstung: Versuchsgrube, Werkstatt und Hydraulikbagger standen aus vorangegangenen Forschungsvorhaben eine Zeltüberdachung und ein wasserdichter Stahlbehälter (L: 4,2 m / B: 2,5 m / H: 2,5 m) zur Verfügung.

Zur Einrichtung des Versuchsstandes waren die in Tabelle 5.1.1 aufgelisteten Arbeitsschritte erforderlich, die in den nachfolgenden Abschnitten näher beschrieben werden. In diesem Zusammenhang werden auch die verwendeten Bauteile und Materialien charakterisiert.

Tabelle 5.1.1: Arbeitsschritte zum Einrichten des Versuchsstandes

Arbeitsschritt		Erläuterungen in Abschnitt
1	Füllen des Behälters mit Kiesfilter, Sand und Wasser Verfahren abhängig von der zu erzielenden Lagerungsdichte	5.1.2
2	Einbau der Schraubanker Einschrauben: nach Abschluß des Füllvorganges Einlegen: während des Füllvorganges, Lagefixierung durch dünne Drähte	5.14
3	Montage des Meßgerüsts zur Erfassung von Oberflächenverformungen	
4	Installation der Belastungseinrichtung	5.1.5

5.1.1 Versuchssand

Für die Versuche wurde ein Rheinsand verwendet, dessen Kornverteilungskurve typischerweise in Bild 5.1.3 aufgetragen ist. Bei einer Einstufung gemäß DIN 18 196 ist dieses Material mit einer Ungleichförmigkeitszahl C_u von 7 und einer Krümmung C_c von 0,76 als weitgestufter Sand (SW) zu bezeichnen.

Bei einer Ansprache gemäß DIN 4022 handelt es sich um einen schwach feinsandigen, stark feinkiesigen Mittel- bis Grobsand (m-gS, gG, fS').

Die Lagerungsverhältnisse eines nichtbindigen Bodens werden mit dem Begriff der Lagerungsdichte D bzw. der bezogenen Lagerungsdichte I_D beschrieben.

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} \quad I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} \quad (5.1.1)$$

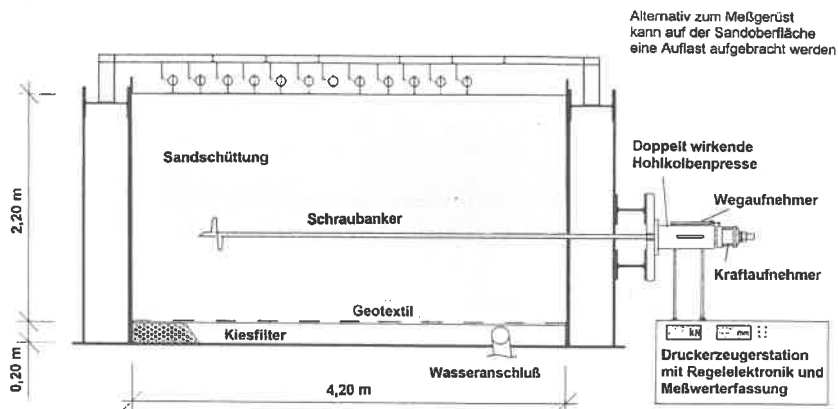


Bild 5.1.2: Versuchsaufbau (Systemskizze)

Die Grenzwerte möglicher Lagerungen stellen die lockerste und dichteste Lagerung dar. Für den Versuchssand wurden folgende Werte ermittelt:

Tabelle 5.1.2: Lockerste und dichteste Lagerung gemäß DIN 18 126

	Porenanteil n	Porenzahl e
Dichteste Lagerung	0,32	0,46
Lockerste Lagerung	0,41	0,70

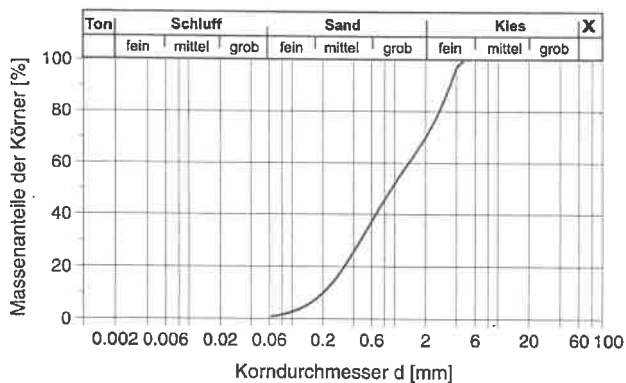


Bild 5.1.3: Kornverteilung des Versuchssandes (Rheinsand)

Zu den Werten der Tabelle 5.1.2 ist anzumerken, daß es sich um Mittelwerte aus vier unabhängigen Bestimmungen gemäß DIN 18126 handelt, d.h. um Mittelwerte der Mittelwerte. Hierbei zeigte sich, daß die Versuchsdurchführungen zur Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung gemäß DIN 18126 nur eine bedingte Objektivität aufweisen. Bei Ausführungen von vier Personen wichen die Ergebnisse auch bei erfahrenen Laboranten maßgeblich voneinander ab (Porenanteil $n \pm 0,02$).

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit des Versuchssandes wurden konsolidierte, drainierte Triaxialversuche (CD-Versuche) bei drei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen (50 kN/m², 100 kN/m², 200 kN/m²) durchgeführt. Zur Herstellung von Sandproben mit geringer Lagerungsdichte wurde der Sand in eine mit der Membran überzogene Zylinderform eingeriebelt, mitteldicht und dicht gelagerte Sandproben wurden durch lagenweises Einstampfen erzeugt. Die verwendeten Proben hatten einen Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von 20 cm. Die axiale Belastung $\sigma_3 - \sigma_1$ wurde durch konstanten Vorschub des Druckstempels mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,5$ mm/min aufgebracht.

Aufgrund der Grobkörnigkeit des Materials wird die wirksame Kohäsion zu null angenommen, so daß sich die Scherfestigkeit ausschließlich aus dem Reibungswinkel φ ergibt. Hierbei ist grundsätzlich zwischen dem Maximal-(Peak-)Wert φ und der Restscherfestigkeit φ_{ev} zu unterscheiden. Der Abhängigkeit des Peakwertes vom Spannungspfad wird dadurch Rechnung getragen, daß die im Triaxialversuch aufgebrachte räumliche Scherbeanspruchung den Spannungszuständen in den Modellversuchen weitgehend entspricht.

Wegen des hohen Quarzgehaltes des Sandes ist die Verminderung der Scherfestigkeit durch Kornbruch und Absplitterung scharfer Kanten bei hohen Spannungen derart gering, daß die Gültigkeit des Coulombschen Schergesetzes $\tau_f = \sigma \tan \varphi$ vorausgesetzt wird. Der Neigungs-

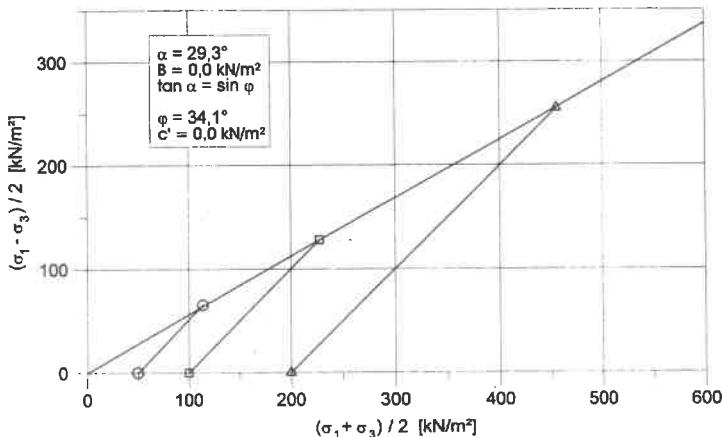


Bild 5.1.4: Bestimmung des Reibungswinkels φ im Triaxialversuch für $e = 0,625$

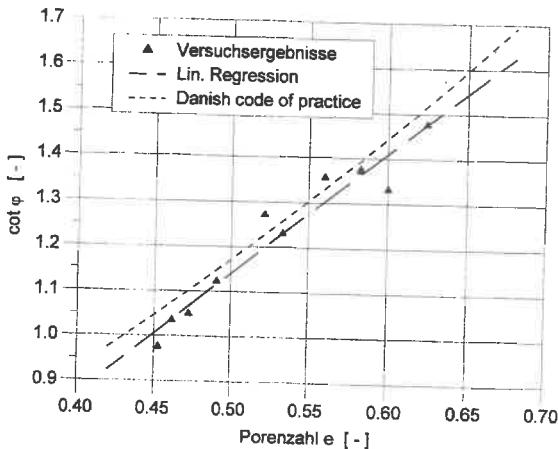


Bild 5.1.5: Abhängigkeit des Reibungswinkels φ von der Porenzahl e

winkel α der Bruchgerade wurde mittels linearer Regression durch die Scheitelpunkte der Bruchkreise im s-t-Diagramm errechnet. Der Reibungswinkel ergibt sich aus $\sin \varphi = \tan \alpha$.

Die beschriebenen Triaxialversuche wurden für unterschiedliche Anfangsporenzahlen e_0 durchgeführt und die dabei bestimmten Reibungswinkel φ sind in Bild 5.1.5 dargestellt. Einflüsse aus Endplattenreibung und der MembranstEIFigkeit wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Der Zusammenhang zwischen $\cot \varphi$ und der Porenzahl e kann durch eine lineare Beziehung approximiert werden (Schulze, 1968, Teferra, 1975, Danish code of practice), die in untergeordnetem Maß auch von der Kornform und -rauigkeit abhängt. Für den verwendeten Versuchssand wurde anhand einer Vielzahl von Triaxialversuchen bei unterschiedlichen Lagerungsdichten diese Beziehung durch lineare Regression (Bild 5.1.5) bestimmt und kann durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\cot \varphi = 2,7 \cdot e - 0,21 \quad (5.1.2)$$

Dieser Zusammenhang gilt für die in den Triaxialversuchen aufgebraachten Seitendrücke von 50 kN/m² bis 200 kN/m². Abweichend von den Annahmen des Mohr-Coulombschen Bruchgesetzes kann jedoch bei einem geringen Spannungsniveau nicht von einem linearen Zusammenhang zwischen der Spannungssumme und der Scherfestigkeit ausgegangen werden. Basierend auf umfangreichen Versuchsauswertungen mit verschiedenen Sanden gibt Bolton (1986) eine spannungsabhängige Differenz zwischen dem Restreibungswinkel φ_{cv} , der als konstante Materialgröße angenommen wird, und dem im Triaxialversuche bestimmten maximalen Reibungswinkel φ an (Gl. 5.1.3 und 5.1.4).

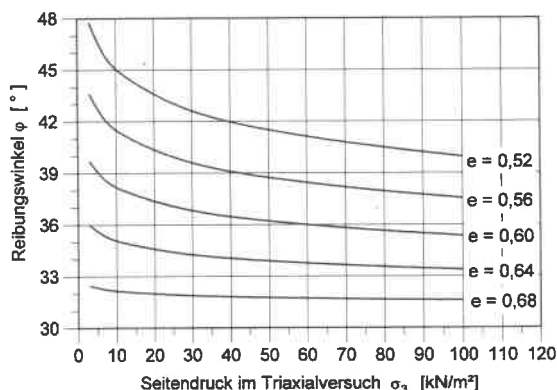


Bild 5.1.6: Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels φ

$$\varphi - \varphi_{cv} = 3 I_R \quad [^\circ] \quad (5.1.3)$$

$$I_R = I_D (10 - \ln \sigma_3) - 1, \quad \text{mit } \sigma_3 \text{ in } \text{kN/m}^2 \quad (5.1.4)$$

Hieraus läßt sich die spannungsabhängige Erhöhung des Reibungswinkels gegenüber dem im Triaxialversuch bei einem Referenzdruck ($\sigma_{3,ref}$) bestimmten Reibungswinkel folgendermaßen bestimmen:

$$\Delta\varphi = \varphi - \varphi_{ref} = 3 I_D \ln \frac{\sigma_{3,ref}}{\sigma_3} \quad [^\circ] \quad (5.1.5)$$

Mit dem Ansatz von *Bolton* ist der Reibungswinkel somit eine Funktion des Seitendrucks bzw. des Spannungsniveaus und der Porenzahl e :

$$\varphi = \arctan \frac{1}{2,7 e - 0,21} + 3 I_D \ln \frac{\sigma_{3,ref}}{\sigma_3} \quad (5.1.6)$$

In Bild 5.1.6 ist diese Funktion mit der Porenzahl e als Kurvenparameter graphisch dargestellt. Das Diagramm verdeutlicht, daß bei einer hohen Lagerungsdichte und geringen Spannungen die größte Zunahme des Reibungswinkels zu berücksichtigen ist.

5.1.2 Einbau des Sandes

Da eine Durchfeuchtung des Sandes, die durch Witterungseinflüsse zudem sehr ungleichmäßig stattfindet, nicht vermieden werden konnte, wurde der in den Behälter eingebaute Sand während der Versuche vollständig unter Wasser gesetzt, um Einflüsse aus scheinbarer Kohäsion auszuschließen. Die Einleitung des Wassers erfolgte über einen Kiesfilter an der



Bild 5.1.7: Einbau des Sandes in lockerer Lagerung (Foto)

Behältersohle, dessen langfristige Wirksamkeit durch ein Filtervlies zwischen Kies und dem darüberliegenden Sand sichergestellt wurde.

Der Einbau des Sandes, dessen Eigenschaften in Abschnitt 5.1.1 beschrieben werden, erfolgte in Abhängigkeit der anzustrebenden Lagerungsdichte nach unterschiedlichen Verfahren:

Zum Erreichen einer lockeren Lagerungsdichte ($e = 0,70$, $I_D = 0,0$) wurde der Sand durch ein Gitter eingestreut und während des gesamten Füllvorganges ein Wasserspiegel von 0,5 m über der jeweiligen Sandoberfläche eingestellt, so daß die Ablagerung des Sandes durch ein langsames Absetzen (Sedimentation) erfolgte. Die jeweils eingestreute Sandmenge mußte fein dosiert werden, um Wechsellagerungen aus feinerem und groberem Material durch Entmischung während des Absetzens weitgehend zu vermeiden (Bild 5.1.7).

Eine mitteldichte Lagerung ($e = 0,58$, $I_D = 0,5$) wurde durch lagenweisen Einbau des naturfeuchten Sandes und Verdichten mit einem Vibrationsstampfer (Wacker BS 65 y, Stampfeinsatz 320 mm mal 280 mm, Betriebsgewicht 65 kg) hergestellt. Die Einleitung des Wassers erfolgte hierbei erst nach Abschluß des Einbaus, wodurch zwar keine 100 %-ige Sättigung erzielt werden kann, die Vermeidung scheinbarer Kohäsion jedoch sicher erreicht wird. Messungen an der Sandoberfläche während des Flutens (vor dem Versuch) bzw. Ablassen des Wassers (nach dem Versuch) zeigten Hebungen bzw. Setzungen von weniger als 1 mm.

Zum Erreichen einer sehr dichten Lagerung ($e = 0,52$, $I_D = 0,75$) wurde dasselbe Prinzip wie bei der mittleren Dichte angewendet, jedoch wurde die Schichtdicke der einzelnen Lagen verringert und der natürliche Wassergehalt des Sandes durch die Zugabe von Wasser erhöht. Die

Abhängigkeit der erzielbaren Dichte vom Wassergehalt zeigt sich in der Proctorkurve (s. Anhang). Für feuchten Sand liegt das Optimum bei einem Wassergehalt von etwa 10 %, ein Minimum ergibt sich bei etwa 4 %.

5.1.3 Verwendete Schraubanker

In allen Versuchen wurden aufgrund der zeitweiligen Forschungs Kooperation Schraubanker der Firma Glienke Gerätebau/Lauffen verwendet. Die Anker bestehen aus einem Schaft mit einer angeschweißten, kreisrunden Platte, die radial eingeschnitten und mit einer Steigung, die einem Drittel des Durchmessers entspricht, versehen ist (Bild 5.1.8).

Die räumliche Form der Ankerplatte ist planmäßig nach Herstellerangabe derart, daß jede radiale verlaufende Linie auf der Platte rechtwinklig zur Schaftachse liegt. Für Anker mit einem Plattendurchmesser von 250 mm kann diese Form auch am Bauteil nachvollzogen werden, während die Anker mit einem Plattendurchmesser von 150 mm etwas verzogen scheinen, d. h. die Steigung der Platte ist am Schaft geringer als an der Außenkante.

Bei dem verwendeten Material handelt es sich um einen üblichen Baustahl der Qualität St 52. Für baupraktische Einsätze der Anker wird üblicherweise eine Verzinkung aufgebracht, auf die im vorliegenden Fall wegen der geringen Dauer der Versuche verzichtet wurde. Die Schweißnahtverbindung zwischen Schaft und Ankerplatte wurde durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Abteilung Baustoffe, geprüft und das Ergebnis in einem Bericht der BAW, AZ 122, vom 03.03.97 dokumentiert.

Der Schaft von Ankern mit einem Plattendurchmesser von 150 mm bestand aus einem Vollprofil mit 14 mm Durchmesser. Beim Einschrauben dieser Anker zeigte sich jedoch, daß aufgrund der geringen Biegesteifigkeit des Schaftes Richtungsabweichungen auftreten und somit die geplante Einbindetiefe und die horizontale Ankerrichtung nicht eingehalten werden.

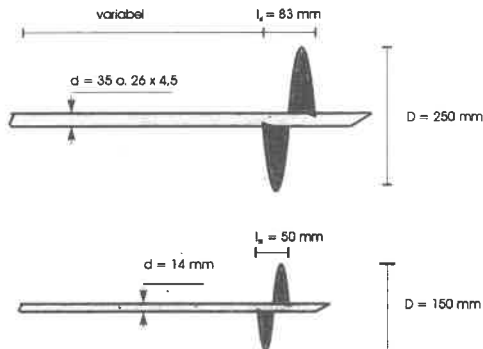


Bild 5.1.8: Verwendete Schraubanker

Daher wurden die einzuschraubenden Anker mit einem Plattendurchmesser von 250 mm mit einem hohlen Schaft (Außendurchmesser: 26 mm, Innendurchmesser: 21,5 mm) versehen, um während des Einschraubens eine Führung zu ermöglichen. Für die Versuche mit eingelegten Ankern wurden in sehr dicht gelagertem Sand Vollprofile verwendet, um eine Zerstörung des Ankers durch Überschreitung der Festigkeit zu vermeiden. Die unterschiedliche Dehnsteifigkeit der verschiedenen Schäfte wurde bei der Auswertung des Verformungsverhaltens berücksichtigt. Weitere Einflüsse auf die Tragfähigkeit sind aus der Verwendung des Hohlprofils nicht zu erwarten.

5.1.4 Einbau der Schraubanker

Beim Einbau der Anker werden zwei Vorgehensweisen unterschieden: Einlegen der Anker während des Füllvorganges und Einschrauben der Anker nach dem vollständigen Füllen des Behälters. Um Richtungsabweichungen beim Einschrauben zu vermeiden, wurden die als Hohlprofile ausgeführten Ankerschäfte auf ein durch den Behälter gespanntes Drahtseil aufgefädelt. Während der Zugprüfung der Anker wurde das Drahtseil gelöst, um Reibungseinflüsse zu verhindern.

5.1.5 Belastungseinrichtung

Für die Durchführung der Schraubanker-Zugversuche wurden aufgrund des geplanten Versuchsprogramms folgende Anforderungen an eine Prüfeinrichtung formuliert: Die Belastung der Anker sollte weggesteuert erfolgen können, um das Ankertragverhalten nach Erreichen der Bruchlast (Post-Peak-Verhalten) erfassen zu können. Ebenso sollte auch eine stufenweise Lastaufbringung möglich sein, bei der einzelne Laststufen zur Bestimmung des Zeitsetzungs-Verhaltens konstant gehalten werden können. Es wurde eine maximale Last von 300 kN, eine minimale Vorschubgeschwindigkeit von 0,001 mm/s und ein Kolbenhub von 200 mm angestrebt. Desweiteren sollte die Anlage auch für die Durchführung von Feldversuchen geeignet sein, d. h. in ihren Abmessungen und Gewichten transportabel bleiben. Aufgrund der Maximallast schied eine Steuerung mit Hilfe eines Schrittmotors aus, so daß auf hydraulische Anlagen zurückgegriffen werden mußte. Die geringe Vorschubgeschwindigkeit erfordert jedoch zur Erhaltung eines für Servoventile notwendigen Mindestdurchflusses große Kolbenquerschnitte. Um Druckstöße und ein Übersteuern beim Erreichen der Ankertragfähigkeit gering zu halten, sollte ein Betriebsdruck von 400 bar nicht überschritten werden.

Unter Berücksichtigung der genannten Anforderungen wurde von der Firma Form + Test Seidner + Co. GmbH / Riedlingen eine geeignete Anlage entwickelt. Die hydraulische, zweiseitig beaufschlagte Hohlkolbenpresse mit einem Querschnitt von 75,4 cm² konnte mit einem Gewicht von 45 kg sehr leicht ausgeführt werden. An der Presse sind eine elektrische Kraftmeßdose EBM 9000 und ein Potentiometer TLH 225 befestigt, deren Meßwerte die Parameter für einen Digitalregler liefern, der in einem gemeinsamen Gehäuse mit dem Hydraulikaggregat untergebracht ist. Vor Versuchsbeginn kann der Prüfungsablauf programmiert werden, während der Prüfung werden die aktuellen Werte für die aufgebrachte Last, der Vorschub und die Vorschubgeschwindigkeit angezeigt. Über eine Rechnerschnittstelle ist eine elektronische Bedienung und Meßwerterfassung möglich.

5.1.6 Meßwerterfassung

Da die gesamte Konzeption des Versuchsstandes auch für Ankerzugversuche im Feld und unter Baustellenbedingungen ausgerichtet war, wurden bei der Meßwerterfassung wie auch schon bei der oben beschriebenen Versuchssteuerung robuste Verfahren gewählt, mit denen auch unter starken Witterungseinflüssen vorgegebene Genauigkeiten erzielt und potentielle Störungen minimiert werden konnten. Die erfaßten Daten, das Meßverfahren sowie die mögliche Genauigkeit sind in Tabelle 5.1.3 zusammengestellt.

Tabelle 5.1.3: Meßwerterfassung

Meßwert	Meßverfahren	maximaler Meßwert	Ablese-/ Meßgenauigkeit
erforderliches Einschraubmoment	mechan. Drehmomentenschlüssel (Feder)	80 Nm	Ablesung: 2 Nm geschätzt: 0,5 Nm
vertikale Oberflächenverformungen	analoger Wegaufnehmer	50 mm	Ablesung: 1/100 mm geschätzt: 1/1000 mm
horizontale Ankerkopfverschiebung	analoger Wegaufnehmer	80 mm	Ablesung: 1/100 mm geschätzt: 1/1000 mm
Pressenhub	Potentiometer TLH 225	200 mm	1/1000 mm
Ankerkraft	elektrische Kraftmeßdose EBM 9725-0250	500 kN	$\pm 0,5\%$ (10 kN - 30 kN) $\pm 0,2\%$ (30 kN - 300 kN)
Vorschubgeschwindigkeit	Digitalregler DigiMaxx C-20 (FTS)	-	$\pm 1/1000$ mm/s

5.2 Durchführung der Zugversuche, Belastungssteuerung und -geschwindigkeit

Die Zugprüfung der Anker diente zum einen der Bestimmung des Grenzzustandes der äußeren Tragfähigkeit, d. h. der maximalen Last, die sich mit Hilfe des Schraubankers in den umgebenden Untergrund abtragen läßt, und zum anderen der Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens der Anker, wobei nur axiale Ankerkopfverschiebungen bzw. horizontale Verschiebungen der Ankerplatte betrachtet werden.

5.2.1 Kraftsteuerung

Für die Durchführung des Prüfvorganges stand bei den - zeitlich gesehen - ersten Versuchen die digital geregelte Belastungseinrichtung noch nicht zur Verfügung. Daher wurden diese Versuche von Hand kraftgesteuert mit stufenweiser Aufbringung der Last gefahren.

Nach dem plötzlichen Steigern der Last werden in dem umgebenden Material Lastumlagerungen zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes erforderlich, die zu mit der Zeit abklingenden Verformungen führen. Die Last wurde i. d. R. in Stufen von 1 kN, bei geringen zu erwartenden

tenden Bruchlasten in Stufen von 0,4 kN aufgebracht und erst dann weiter erhöht, wenn die Ankerkopfverschiebungen in der Laststufe auf unter 0,03 mm/min abgeklungen waren.

In einigen Versuchen wurde die Kraftsteuerung auch dazu benutzt, das Zeit-Verformungsverhalten bei konstanter Last zu erfassen.

5.2.2 Wegsteuerung

Bei einer weggesteuerten Belastung kann in Abhängigkeit von der Vorschubgeschwindigkeit durch instationäre Effekte eine Überschätzung der tatsächlichen Bruchlast auftreten. Für die hier beschriebenen Versuche in nichtbindigem Untergrund orientierte sich die Wahl der Vorschubgeschwindigkeit am Zeit-Verformungsverhalten durch Spannungumlagerungen im Untergrund und an dem Erfordernis, auftretende Porenwasserüberdrücke zu minimieren.

Prinzipiell führt das Aufbringen einer Belastung und die daraus resultierende Zusammendrückung in jedem wassergesättigten Boden zu Porenwasserüberdrücken, die über die Zeit durch Konsolidationsvorgänge abgebaut und auf das Korngerüst umgelagert werden. Bei dem in den Versuchen verwendeten Sand ist aufgrund seiner Kornverteilung zu erwarten, daß der Einfluß aus Porenwasserüberdrücken vernachlässigt werden kann. Diese Annahme konnte durch eine 2-dimensionale Finite-Element-Berechnung bestätigt werden, bei der unter Vorgabe einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,003 mm/s maximale Porenwasserüberdrücke von 0,1 % der totalen Spannung auf die Ankerplatte nachgewiesen wurden (Bild 5.2.1). Die Durchlässigkeit des Sandes wurde, da keine eigenen Versuchsergebnisse vorliegen, nach den Kriterien von Hazen und Terzaghi aus der Kornverteilung zu $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s abgeschätzt.

Zur Bestimmung des Einflusses der Vorschubgeschwindigkeit auf die Ankertragfähigkeit infolge Lastumlagerungen wurde in drei Versuchen kurz vor Erreichen der Bruchlast die

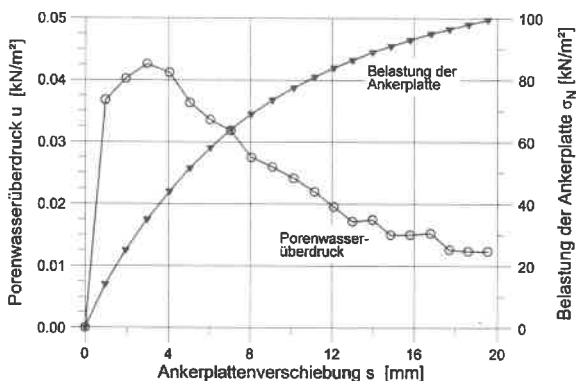


Bild 5.2.1: Rechnerische Entwicklung von Porenwasserüberdrücken bei einer weggesteuerten Belastung der Ankerplatte ($D = 1$ m, $t = 3$ m)

Vorschubgeschwindigkeit sprunghaft von $v = 0,0017 \text{ mm/s}$ auf $0,017 \text{ mm/s}$ erhöht. Wie in Bild 5.2.1 ersichtlich, führte dies zu einer Erhöhung der Ankertragfähigkeit von etwa 3 %.

Ausgehend von einer logarithmischen Gesetzmäßigkeit in Anlehnung an *Leinenkugel (1976)* kann dieser Zusammenhang wie folgt beschrieben werden:

$$\Delta F_{\text{grenz}} = K_{\alpha} F_{\text{grenz}, \alpha} \ln(v/v_{\alpha}) \quad (5.2.1)$$

Hierbei wurde die Bruchlast $F_{\text{grenz}, \alpha}$ bei einer Vorschubgeschwindigkeit von v_{α} ermittelt. K_{α} ist eine Proportionalitätskonstante, die die geschwindigkeitsabhängige Erhöhung der Traglast beschreibt und sich in dem vorliegenden Versuch (Bild 5.2.2) zu $K_{\alpha} = 0,03 / \ln 10 = 0,013$ ergibt.

Bei einer Vorgabe von $\Delta F_{\text{grenz}} / F_{\text{grenz}, \alpha} \leq 5 \%$ kann die maximale Vorschubgeschwindigkeit aus Gleichung 5.2.1

$$\begin{aligned} \max v &= v_{\alpha} \cdot \exp(\Delta F_{\text{grenz}} / (F_{\text{grenz}, \alpha} K_{\alpha})) \\ &= 0,0017 \text{ mm/s} \cdot \exp(0,05/0,013) \\ &= 0,08 \text{ mm/s} \end{aligned}$$

bestimmt werden.

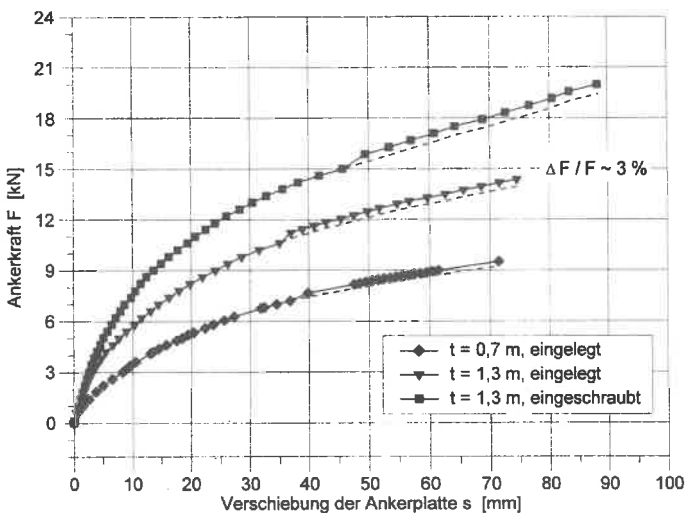


Bild 5.2.2: Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit v (sprunghafte Erhöhung um Faktor 10) auf die Ankerkraft F

Bei der Durchführung der weggesteuerten Versuche wurde zu Beginn eine Last von 1,5 kN aufgebracht, um Spalten in der Widerlagerkonstruktion zu überdrücken. Ab diesem Startwert wurde mit Hilfe des digitalen Reglers der Zylinder der Hohlkolbenpresse mit einer konstanten Geschwindigkeit von $v = 0,003 \text{ mm/s}$ ausgefahren. Diese Geschwindigkeit läßt unter Annahme der oben dargestellten Zusammenhänge eine Erhöhung der Bruchlast von unter 0,7 % erwarten.

Einen weiteren Anhaltswert für eine geeignete Versuchsgeschwindigkeit liefert DIN 18 137. Für die Durchführung von Triaxialversuchen an Sandproben wird hier eine Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 %/min angegeben. Bei einer Probenhöhe von 200 mm entspricht dies einem Wert von $v = 0,007 \text{ mm/s}$.

Die Ankerkopfverschiebung wurde über eine unabhängige Wegmessung erfaßt und weist aufgrund der sehr hohen Steifigkeit des Pressenwiderlagers nur geringe Abweichungen zum Pressenhub auf. Die tatsächliche Vorschubgeschwindigkeit des Ankerkopfes betrug bei geringen Kräften ungefähr $v = 0,0025 \text{ mm/s}$ und wuchs bei höheren Lasten auf $v = 0,0029$ bis $0,003 \text{ mm/s}$ an.

5.3 Versuchsergebnisse

In den folgenden Abschnitten werden sämtliche während der Versuche erfaßten Meßdaten zusammengestellt und in ihrem direkten Zusammenhang ausgewertet. Zur Vorbereitung der Versuche wurden die Anker teilweise eingeschraubt. In Abschnitt 5.3.1 werden die hierzu erforderlichen Kräfte bzw. Momente und die dabei auftretenden Verformungen beschrieben. Die Kernaussagen zum Tragverhalten von Schraubankern liefert das Last-Verformungsverhalten bei axialer Belastung des Ankers, das in Abschnitt 5.3.2 ausgewertet und graphisch dargestellt wird. Die Dichtebestimmungen in der Sandschüttung erfolgten nach der Prüfung der Anker (Abschnitt 5.3.3).

5.3.1 Einschraubverhalten der Anker

Das Einschrauben der Anker wurde manuell vorgenommen und das dazu erforderliche Drehmoment mit einem Momentenschlüssel erfaßt. Zudem wurde der axiale Weg des Ankers je Umdrehung gemessen. Hieraus wurde ein Schraubfaktor N_{schr} bestimmt, der das Verhältnis des tatsächlichen Ankerwegs in axialer Richtung zum theoretischen Ankerweg in inkompressiblem Material beschreibt.

$$N_{\text{schr}} = U \cdot l_{\text{St}} / s_{\text{Einschraub}} \quad (5.3.1)$$

Die theoretischen Zusammenhänge zwischen den Meßwerten (Drehmoment und Schraubfaktor), der Ankergeometrie und den Eigenschaften des umgebenden Bodens werden im folgenden als Grundlage für eine Interpretation der Ergebnisse aufgezeigt. Hierbei wird der in Einschraubrichtung liegende Bereich als vor der Platte liegend bezeichnet bzw. die dem Ankerkopf zugewandte Plattenseite als Rückseite.

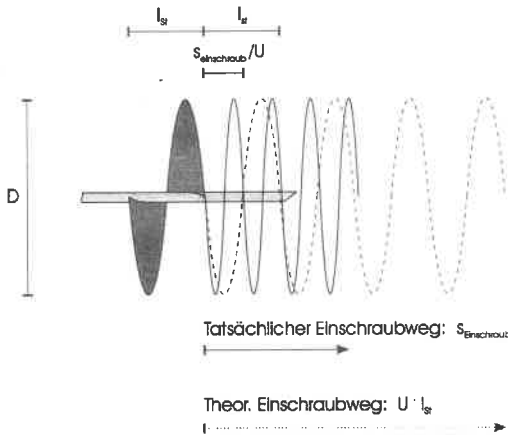


Bild 5.3.1: Einschraubverhalten in kompressiblem Material

Das zum Einschrauben erforderliche Drehmoment wird bestimmt durch Reibung auf die Ankerplatte und einen Eindringwiderstand vor der Blattschneide. Unter Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung über die Ankerplatte und entlang der Blattschneide ergibt sich das erforderliche Einschraubmoment zu:

$$M = A_{\text{Platte}} \cdot \tau_{\text{Platte}} \cdot a_{\text{Platte}} + A_{\text{Schneide}} \cdot \sigma_{\text{Schneide}} \cdot a_{\text{Schneide}}$$

mit

$$A_{\text{Platte}} = \pi \cdot r^2$$

$$a_{\text{Platte}} = \int_0^r \int_0^{2\pi} \frac{x^2}{\pi r^2} \delta \omega \delta x = \frac{2}{3} r$$

$$A_{\text{Schneide}} = r \cdot d_{\text{Schneide}} = 0,04 \cdot r^2$$

$$a_{\text{Schneide}} = 0,5 \cdot r$$

$$M = r^3 \cdot \left(\frac{2}{3} \pi \cdot \tau_{\text{Platte}} + 0,02 \cdot \sigma_{\text{Schneide}} \right) \quad (5.3.2)$$

Die wesentlichste Vereinfachung besteht bei dieser Betrachtung in der Annahme der gleichmäßigen Spannungsverteilung auf die Ankerplatte und -schneide, da durch den Verdrängungsvorgang an der Blattschneide, deren Bewegungsrichtung von der Wirkungsrichtung des Einschraubmomentes abweicht, Kraftkomponenten auftreten (Bild 5.3.2), die als Erdwiderstandsspannung über die Plattenrückseite in den Baugrund abgetragen werden.

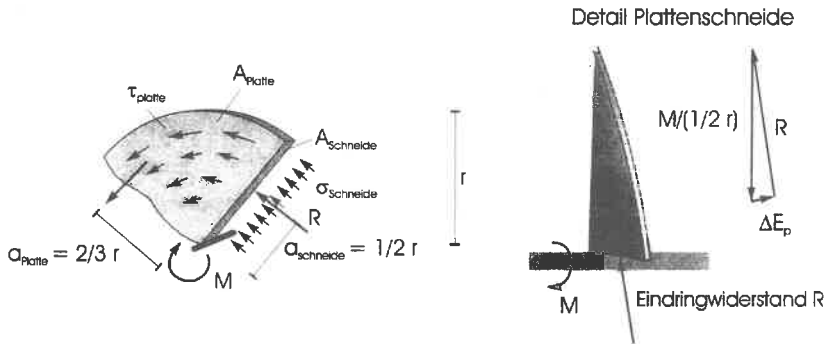


Bild 5.3.2: Widerstandskräfte an der Ankerplatte beim Einschrauben

Diese Betrachtung läßt erkennen, daß ein zunehmender Eindringwiderstand R an der Blattschneide zu einer Kompression des an der Plattenrückseite liegenden Sandes und somit zur Mobilisierung von Erdwiderstand führt. Diese Zusammendrückung vermindert das der Schraubensteigung entsprechende Fortschreiten und ist somit für die Abweichung des tatsächlichen Einschraubfortschritts von dem theoretischen verantwortlich (Schraubfaktor > 1). Wenn diese Kompression je Umdrehung größer ist als die Steigung der Platte - durch das Nachfließen des kohäsionslosen Sandes bleibt der Widerstand an der Schneide erhalten - resultiert aus der Drehung des Ankers kein axialer Vorschub und der Anker kann nicht eingeschraubt werden. Der Schraubfaktor ist somit ein Indikator für das Verhältnis des Eindringwiderstandes, der maßgeblich von der Scherfestigkeit abhängt und der Steifigkeit des Bodens.

Schraubfaktor 2 bedeutet, daß das Material, das durch eine Umdrehung des Ankers von der Vorder- auf die Rückseite der Ankerplatte gebracht wurde, infolge der Erdwiderstandsspannungen auf die halbe Dicke (in axialer Richtung, ohne Behinderung der seitlichen Dehnungen) zusammengedrückt wird.

Im Zusammenhang mit den großmaßstäblichen Modellversuchen wurden bei einer lockeren Lagerungsdichte des Sandes die in Tabelle 5.3.1 aufgeführten Werte für Einschraubmoment und Schraubfaktor gemessen. Bei Ankerplattendurchmessern von $D = 150$ mm weisen die Einschraubmomente als Mittelwerte über die eingeschraubte Länge eine erhebliche Streuung auf. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich beim Einschrauben aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der Ankerschäfte starke Richtungsabweichungen ergeben haben. Die vertikale Abweichung der Ankerplatte von der planmäßigen Tiefe ist in der letzten Spalte angegeben. (Diese Versuche wurden wegen der großen Lageungenauigkeit und der damit verbundenen geneigten Belastungsrichtung hinsichtlich ihres Tragverhaltens nicht ausgewertet).

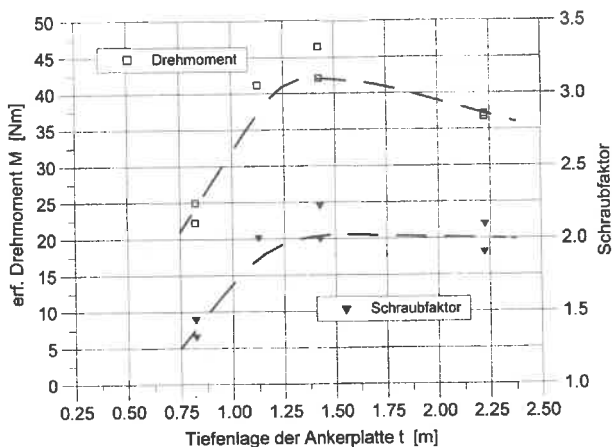
Anker mit einem Plattendurchmesser von $D = 250$ mm wurden, wie in Abschnitt 5.1 beschrieben, mit einem Hohlshaft versehen und während des Einschraubens auf einem Drahtseil geführt. Damit wurde der Einschraubvorgang reproduzierbar, was durch die geringe Schwankung der Meßwerte bestätigt wird.

Tabelle 5.3.1: Einschraubmomente und Schraubfaktoren in lockerem Sand

Versuch Nr.	Ankerplatten- durchmesser [mm]	planmäßige Tiefe der Ankerplatte [m]	mittl. Einschraub- moment [Nm]	mittl. Schraubfaktor	vert. Lage- ab- weich. [m] *
A2008	250	0,7	13,3	1,3	-
A2708	250	0,7	14,4	1,5	-
A1709	250	0,7	13,2	1,4	-
A0309	250	1	24,7	2,0	-
A2108	250	1,3	27,9	2,2	-
A2808	250	1,3	25,3	2,0	-
A1109	250	1,3	25,7	2,1	-
A1809	250	2,1	26,0	1,9	-
A2409	250	2,1	23,6	1,9	-
A2106	150	0,7	9,1	2,4	+ 0,42
A3006	150	1	7,6	3,3	- 0,40
A0305	150	1,3	14,1	3	- 0,48
A2005	150	1,3	5,7	3,3	+ 0,05
A2006	150	1,3	6,9	2,7	0,0

(*) + / - : nach unten / nach oben

Die Abhängigkeit des Einschraubmomentes von der Einbindetiefe der Ankerplatten ist in Bild 5.3.3 dargestellt. Die angegebene Tiefe t bezieht sich auf die Unterkante der Ankerplatte, d. h. für $t = D$ bindet der Anker gerade voll in den Untergrund ein (Oberkante Anker = Sandoberfläche).

**Bild 5.3.3:** Einschraubmomente und Schraubfaktoren ($D = 250$ mm, lockere Lagerung)

Das Diagramm zeigt einen Anstieg des erforderlichen mittleren Einschraubmomentes bis zu einer Tiefenlage t der Ankerplatte von etwa 1,0 m bzw. dem 4-fachen Ankerplattendurchmesser. Bei einer weiteren Steigerung der Überlagerungsspannung bleibt das Einschraubmoment weitgehend konstant.

Der mittlere Schraubfaktor wurde in dasselbe Diagramm eingetragen und es ist ein analoges Verhalten wie beim Einschraubmoment zu beobachten. Nach einem anfänglichen Anstieg zeichnet sich ab einer Tiefenlage t von etwa 1,0 m ein konstanter Wert von etwa 2 ab, d. h. es wurden doppelt so viele Umdrehungen benötigt wie es ein Einschrauben entlang der Steigung in inkompressiblem Material erfordern würde.

Diese beschriebene Abhängigkeit des erforderlichen Einschraubmomentes und damit des Eindringwiderstandes der Blattschneide in den Untergrund ist in vergleichbarer Weise bei Drucksondierungen zu beobachten. *Muhs (1974)* zeigt auf, daß die Eindringwiderstände bei Drucksondierungen in nichtbindigen Böden ab der Geländeoberfläche unterlinear zunehmen und ab einer Grenztiefe nur noch von der Lagerungsdichte abhängen. In locker gelagerten Sanden wird dieser Grenzwert erfahrungsgemäß in einer Tiefe von etwa 1,0 m erreicht.

5.3.2 Last-Verformungsverhalten, Bestimmung des Bruchzustandes

Im folgenden werden anhand einzelner Beispiele prinzipielle Abhängigkeiten aufgezeigt. Die Arbeitslinien sämtlicher Versuche sind im Anhang beigefügt.

Bei der horizontalen Belastung einer vertikalen Ankerplatte überlagern sich Verformungen aus Kompression und Scherung. Für das Lastverformungsverhalten von Schraubankern sind daher die beiden folgenden Parameter maßgebend:

- Steifigkeit
- Reibungswinkel

In den Versuchen wurden die Lagerungsdichte des umgebenden Sandes sowie die Tiefenlage der Ankerplatte variiert. Da die beiden Parameter Steifigkeit und Reibungswinkel sowohl von der Lagerungsdichte als auch vom Spannungszustand abhängen, konnte deren Einfluß nicht unabhängig voneinander untersucht werden.

Für eine baupraktische Beurteilung von Schraubankern sind zwar die Horizontalverschiebungen am Ankerkopf ein Kriterium, für die bodenmechanische Beurteilung der Tragfähigkeit ist jedoch die Verschiebung der Ankerplatte ausschlaggebend. Daher sind bei der Auswertung die am Ankerkopf gemessenen Verschiebungen um die Stahldehnung korrigiert worden. Somit werden Einflüsse aus unterschiedlichen Ankerlängen und -querschnitten (Voll- oder Hohlprofil) eliminiert.

Für Ankerplatten mit geringer Tiefenlage (Bild 5.3.4) läßt sich das Tragverhalten in Anlehnung an die klassische Erddrucktheorie beschreiben. Bereits bei einer geringen horizontalen Verschiebung der Ankerplatte bildet sich hinter der Platte ein aktiver Erddruckkeil aus. Mit zunehmender Belastung der Ankerplatte entsteht durch progressiven Bruch ein

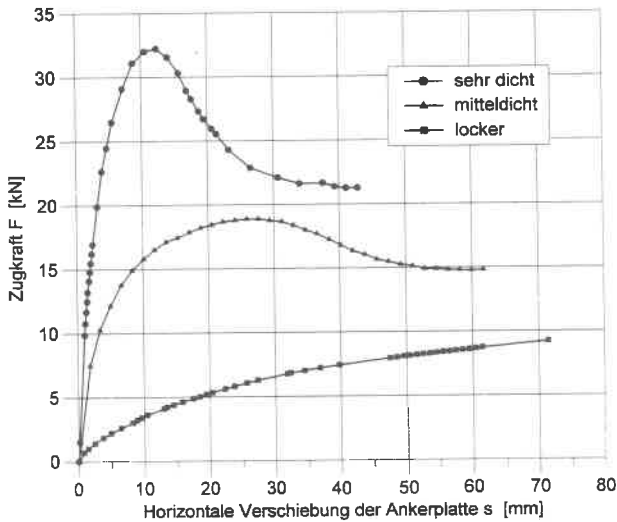


Bild 5.3.4: Arbeitslinien von Ankerplatten ($D = 250 \text{ mm}$, $t = 0,7 \text{ m}$, eingelegt)

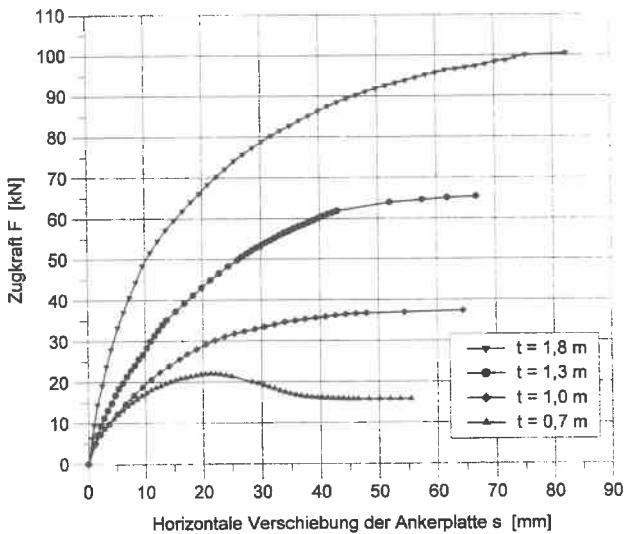


Bild 5.3.5: Arbeitslinien von Ankerplatten ($D = 250 \text{ mm}$, eingeschaubt, mitteldicht)

Erdwiderstandskeil vor der Ankerplatte. Im Grenzzustand, d. h. wenn die Scherfestigkeit entlang einer durchgehenden Fuge mobilisiert ist, wird dieser Keil ohne weitere Laststeigerung aus der Sandoberfläche herausgeschoben. Bei lockerer Lagerung des Sandes geht die Arbeitslinie nach Erreichen des Grenzzustandes in eine nahezu horizontale Linie über, während bei mitteldichter und sehr dichter Lagerung nach dem Peakzustand ein dilatantes Verhalten zu beobachten ist; es findet ein Aufgleiten in der Scherfuge statt, wodurch die aufnehmbare Ankerkraft auf einen Restwert der Tragfähigkeit abfällt.

Bild 5.3.4 läßt weiterhin erkennen, daß die bis zum Erreichen des Bruchzustandes erforderlichen Verschiebungen der Ankerplatte mit zunehmender Lagerungsdichte des Sandes abnehmen. Hier spiegelt sich der erwartungsgemäße Zusammenhang wieder, daß sich die Steifigkeit des umgebenden Materials mit zunehmender Dichte erhöht.

Die Abhängigkeit des Last-Verformungsverhaltens von der Tiefenlage der Ankerplatte ist in Bild 5.3.5 ersichtlich. Während sich bei einer Tiefe der Platte ($D = 250 \text{ mm}$) von 0,7 m bei einer horizontalen Verschiebung von etwa 20 mm ein deutlicher Peak abzeichnet, sind bei einer Tiefe der Ankerplatte von 1,0 m bereits Horizontalverschiebungen von etwa 50 mm erforderlich, um den Maximalwert der Tragfähigkeit zu erreichen. Mit einer weiteren Steigerung der Tiefenlage nehmen sowohl die maximale Tragfähigkeit als auch die dazugehörigen Verschiebungen zu. Insgesamt werden die Arbeitslinien mit zunehmender Tiefe steiler, d. h. der tiefer liegende Anker verhält sich steifer.

Ein wesentliches Ziel bei der Durchführung der Anker-Zugversuche ist die Bestimmung der Grenzlaster. Die dargestellten Arbeitslinien verdeutlichen, daß hierbei zwei Fälle (Bild 5.3.6) zu unterscheiden sind:

Fall a: Peakverhalten oder Übergang in eine horizontale Linie, d. h. bei anhaltendem Vorschub kann die aufnehmbare Ankerkraft nicht weiter gesteigert werden.

Fall b: Übergang der gekrümmten Arbeitslinie in eine flacher geneigte Gerade, d. h. bei anhaltendem Vorschub steigt die aufnehmbare Ankerkraft linear an.

Fall a tritt bei Ankern mit geringer Tiefenlage auf, da der Verankerungsboden zur Oberfläche hin aufbricht und die Resttragfähigkeit lediglich von dem Reibungsverhalten des aufbrechenden Keils bestimmt wird. Es handelt sich um einen Scherbruch mit durchgehender Gleitflächenbildung. Hier ist die Angabe der Grenzlaster als Maximalwert der Last-Verformungskurve eindeutig möglich.

Mit wachsender Tiefenlage geht das Verhalten in Fall b über. Bei voller Mobilisierung der Scherfestigkeit in Bereichen vor der Ankerplatte wird das Ausweichen des Bodens durch das umgebende Material zwar nicht vollständig unterdrückt, jedoch stark behindert. Es tritt eine Verdichtung des Materials ein, die Ankerkraft kann weiter gesteigert werden und der Bereich der zur Lastabtragung herangezogen wird, vergrößert sich.

Ein ähnliches Verhalten ist bei Grundbruchversuchen festzustellen. *Salden (1980)* und *Rilling (1994)* zeigen für verschiedene Typen von Arbeitslinien Verfahren zur Ermittlung der Grenzlaster auf. Für Kurven mit gekrümmten Anfangs- und geradlinigem Endast wird die Definition

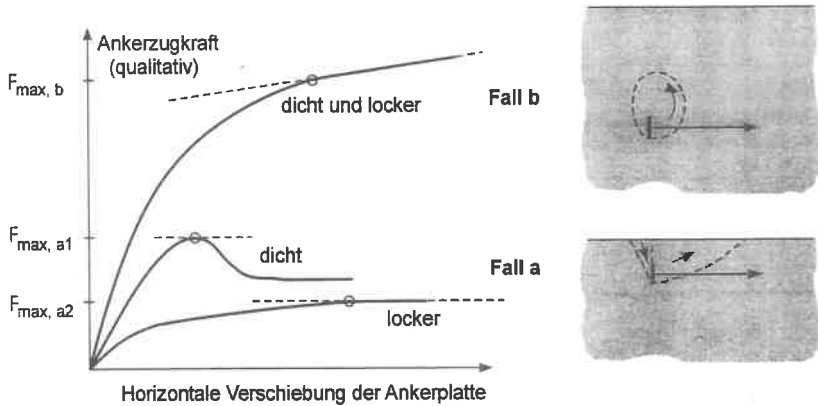


Bild 5.3.6: Grenzlastbestimmung bei verschiedenen Formen der Arbeitslinien

von *Terzaghi/Jelinek (1954)* empfohlen, die die Grenzlast am Übergang des Bogens in die Gerade festlegt. Dieses Kriterium deckt sich auch mit DIN 1054, die diejenige Stelle der Last-Setzungskurve als Grenzlast bezeichnet, "bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen bzw. Hebungen in den steil abfallenden Ast übergeht".

Die nach den beschriebenen Definitionen aus den Last-Verformungsdiagrammen ermittelten Grenzlasten F_{grenz} mit den zugehörigen horizontalen Verschiebungen der Ankerplatte beim Erreichen von F_{grenz} sind in Tabelle 5.3.2 zusammengestellt.

Diese beschriebenen Unterschiede im Tragverhalten spiegeln sich auch in den Verformungen an der Sandoberfläche wieder. Vereinfacht können die auftretenden Hebungen und Setzungen in Abhängigkeit der Parameter: Tiefenlage der Ankerplatte und Lagerungsdichte bzw. Steifigkeit des Sandes folgendermaßen beschrieben werden.

Die Setzungen an der Oberfläche bei Versuchen in **lockerer Lagerung** sind hinter der Ankerplatte - auf der der Zugbelastung abgewandten Seite - auf die Entstehung eines aktiven Erddruckkeils zurückzuführen. Vor der Ankerplatte bilden sich bei der Mobilisierung von Erdwiderstand Scherzonen aus, wodurch eine Volumenverringering (Kontraktanz) stattfindet, die sich als Setzung an der Oberfläche durchzeichnet.

Bei einer geringen Tiefenlage t der Ankerplatte (Bild 5.3.7) entsteht bei lockerer Lagerung mit wachsender Belastung vor der Platte ein keilförmiger Bereich verdichteten Sandes, der bei anhaltendem Vorschub aus der Oberfläche herausgeschoben wird. Das Vorzeichen der Oberflächenverformungen kehrt sich während der Belastung um. Mit zunehmender Tiefenlage der Ankerplatte kann das vor der Platte komprimierte Material bei einer Überschreitung der Scherspannungen in die Umgebung verdrängt werden, ohne daß sich durchgehende Scherzonen bis zur Oberfläche ausbilden. Diese fortschreitende Komprimierung führt an der

Tabelle 5.3.2: Grenzlaster und Verformungen bei großmaßstäblichen Modellversuchen

Versuch Nr.	Behälter-füllung Nr.	Einbau	γ/γ' [kN/m ³]	D [mm]	t [m]	F _{max} [kN]	s bei F _{max} [mm]
A1607	1	gelegt	15,6/9,7 locker	150	0,825	3,2	38
A3107	2				0,825	3,4	33
A3007	2				1,425	4,0	38
A1107	1				1,425	4,4	42
A0612	8				2,230*	5,8	50
B0212	21	gelegt	16,4/10,2 mitteldicht	150	0,825	10,4	16
B0810	18				1,425	18,2	21
B0210	17				2,230*	26,1	33
B2410	19				2,230*	25,8	30
A0808	3	gelegt	15,6/9,7 locker	250	0,825	8,3	53
A0609	6				0,825	8,0	58
A0708	3				1,425	11,3	42
B0608	9				2,230*	16,3	50
A0611	12	gelegt	16,4/10,2 mitteldicht	250	0,825	18,7	28
A0511	12				1,425	34,7	38
B2207	16				2,230*	58,0	32
B2711	20				2,230*	73,3	41
C2003	22	gelegt	17,1/10,6 sehr dicht	250	0,825	32,3	12
C2403	22				1,425	100,0	19
C604	23				2,230*	164,6	56
A2708	5	geschraubt	15,6/9,7 locker	250	0,825	9,3	45
A2008	4				0,825	8,0	42
A2808	5				1,425	12,8	39
A2108	4				1,425	14,5	42
A1109	6				2,230*	19,5	39
A1809	7				2,230*	19,4	40
A2511	13	geschraubt	16,4/10,2 mitteldicht	250	0,825	19,6	28
A1710	10				0,825	22,0	21
A2810	11				1,125	36,8	46
A2111	13				1,425	58,4	48
A1810	10				1,425	61,7	43
B1504	15				2,230*	91,7	42
A0212	14				2,230*	88,8	45

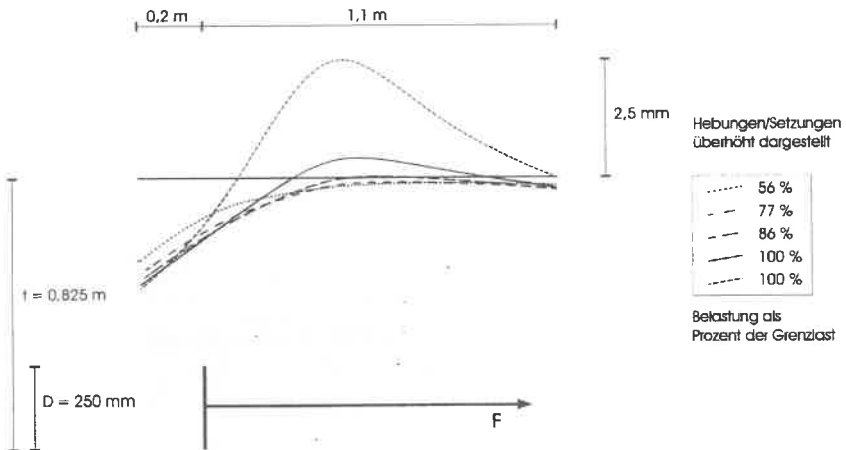
* $t = 2,230$ m berücksichtigt die feuchte Auflast auf wassergesättigtem Sand und ergibt sich aus $t = (1,425 \text{ m} \cdot \gamma' + 0,5 \text{ m} \cdot \gamma) / \gamma'$

Tabelle 5.3.3: Verformungen an der Sandoberfläche

Ankerplatte D = 250 mm	Locker	Mitteldicht
t = 0,825 m	anfängliche Setzungen, mit anhaltendem Vorschub Wechsel zu lokal sehr begrenzten Hebungen vor der Ankerplatte	starke, lokal sehr begrenzte Hebungen vor der Ankerplatte
t = 1,425 m	großflächige Setzungen, die auch nach Erreichen der Grenzlaster bei weiterem Vorschub zunehmen	großflächige geringe Hebungen

Oberfläche zu Setzungen, die sich bei anhaltendem Vorschub auch nach Erreichen der oben definierten Grenzlaster fortsetzen.

Bei Versuchen in **mitteldicht gelagertem Sand** sind an der Oberfläche durchgehend Hebungen festzustellen. Bei einer geringen Tiefenlage der Ankerplatte finden die Hebungen lokal sehr begrenzt statt, das Maximum liegt etwa 0,4 m vor der Ankerplatte. Die Hebungen betragen in diesem Fall beim Erreichen der Grenzlaster einen Wert von 5 mm; das entspricht etwa 20 % der horizontalen Verschiebung der Ankerplatte. Mit steigender Tiefenlage der Ankerplatte werden die Hebungen großflächiger und in ihrem Maß geringer.

**Bild 5.3.7:** Oberflächenverformungen in locker gelagertem Sand

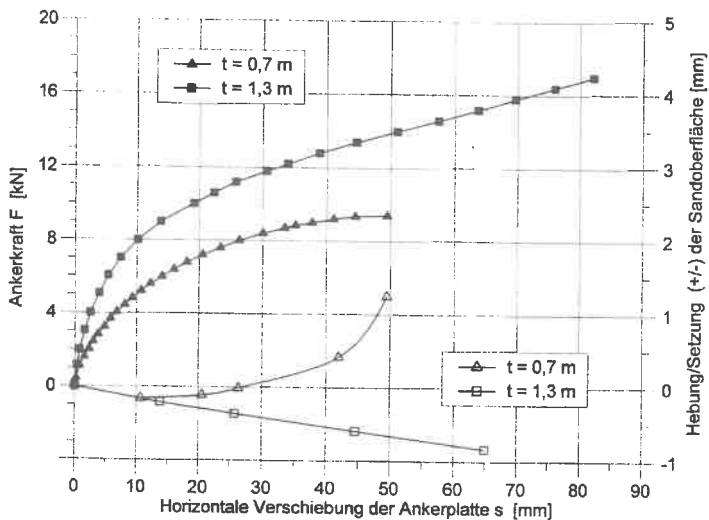


Bild 5.3.8: Zusammenhang zwischen Arbeitslinie und Oberflächenverformung 0,4 m vor der Ankerplatte, $D = 250$ mm, lockere Lagerung

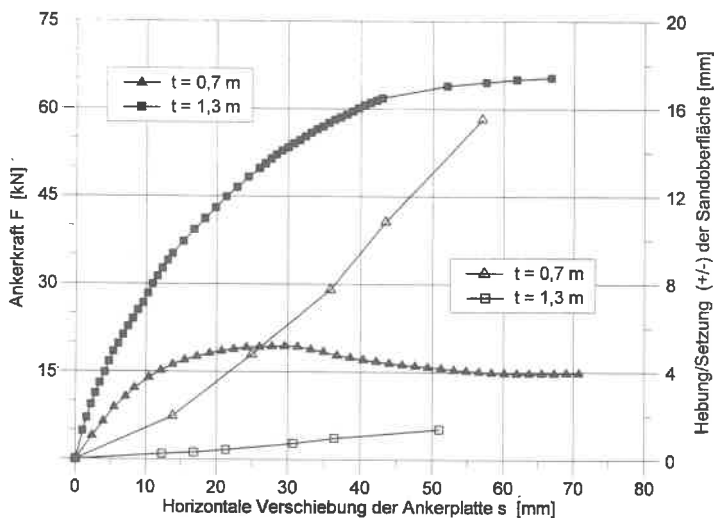


Bild 5.3.9: Zusammenhang zwischen Arbeitslinie und Oberflächenverformung 0,4 m vor der Ankerplatte, $D = 250$ mm, mitteldichte Lagerung

In Triaxialversuchen mit Volumenmessung ist bei dilatantem Material eine anfängliche Verdichtung und nach Überschreiten des Peakzustandes eine Auflockerung festzustellen. Die hier vorliegenden Verformungsmessungen an der Sandoberfläche zeigen jedoch von Beginn an Hebungen, da die Meßeinrichtung senkrecht zur Belastungsrichtung liegt und somit eine Volumenverringerung in der Scherfuge von den Verschiebungen des Erdwiderstandskeils überlagert wird.

5.3.3 Dichtebestimmungen in der Sandschüttung

Die tatsächliche Lagerungsdichte der Sandschüttung wurde jeweils nach Durchführung der Anker-Zugversuche überprüft. Hierbei kamen drei Verfahren zur Anwendung:

- Densitometerversuche (Ballonersatzverfahren)
- Entnahme von Ausstechzylindern
- Leichte Rammsondierungen (DPL 5)

Da sowohl Densitometerversuche als auch die Entnahme von Ausstechzylindern nur an einer zugänglichen Oberfläche möglich sind, wurde der Behälter schichtweise ausgeräumt. Die Probenentnahme erfolgte in zwei bis drei unterschiedlichen Tiefenlagen.

Zur Bewertung der Dichtebestimmungen mit Hilfe der Ausstechzylinder wird die in *Schulze/Mu...* beschriebene Fehlerbetrachtung herangezogen: Beim Einbringen des Entnahmezylinders findet in locker gelagertem Sand eine Verdichtung und in dicht gelagertem eine Auflockerung statt. Die für Berliner Sand angegebene Korrekturgerade kann aufgrund unterschiedlicher Kornverteilungen nicht für den verwendeten Rheinsand übernommen werden. Es wird jedoch davon ausgegangen, daß für Proben, die mitteldichtem Sand entnommen wurden, diese

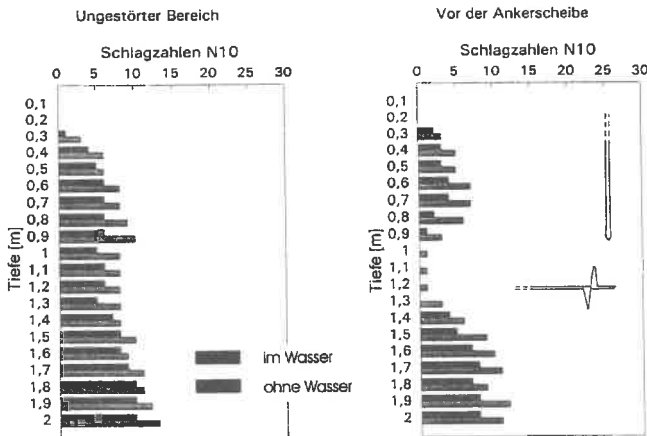


Bild 5.3.10: Ergebnisse von Rammsondierungen in einer mitteldichten Behälterfüllung

Abweichung im neutralen Bereich liegt. Bei Proben aus der Füllung mit lockerer Lagerung ist in Tabelle 5.3.4 zu erkennen, daß sich bei einer Entnahme mit Ausstechzylindern eine etwas höhere Dichte im Vergleich zu den Densitometerversuchen ergibt (Füllung 8 und 9). Die Porenzahl e wurde jeweils für eine Korndichte von $\rho_s = 2,64 \text{ kN/m}^3$ bestimmt.

Die Rammsondierungen wurden im vollständig gefüllten Behälter in der Regel nach Ablassen des Wassers ausgeführt. In einigen Füllungen wurden zum Vergleich auch Sondierungen im wassergesättigten Sand niedergebracht. Die Rammsondierungen dienen vorrangig dazu, in Ergänzung zu den punktuellen Überprüfungen den Verlauf der Lagerungsdichte über die Tiefe aufzuzeigen. D. h. in keinem Fall wurde die Lagerungsdichte der Behälterfüllung nur anhand von Rammsondierungen bestimmt.

In Bild 5.3.10 sind beispielhaft die Ergebnisse zweier Sondierungen dargestellt. Im ungestörten Bereich bleiben die Schlagzahlen N_{10} ab einer Tiefe von etwa 0,5 m nahezu konstant. Auf dem unteren halben Meter ist eine geringe Zunahme zu beobachten. Im Bereich der Ankerplatte verdeutlicht der Rückgang der Schlagzahlen eine starke Auflockerung auf der der Zugbelastung abgewandten Plattenseite.

Die Zusammenstellung sämtlicher Dichtebestimmungen (Tabelle 5.3.4) läßt den Untersuchungsumfang je Behälterfüllung und das Verfahren erkennen. Teilweise kamen in einer Behälterfüllung mehrere Verfahren vergleichend zur Anwendung. Die Behälterfüllungen, die unter der Bezeichnung locker zusammengefaßt sind, wurden durch Einrieseln des Sandes hergestellt, während zur Erzielung der mitteldichten und sehr dichten Lagerung lagenweise eingebaut und verdichtet wurde (s. Abschnitt 5.1.2).

Die nicht unerheblichen Schwankungen in den Ergebnissen der Dichtekontrollen werden nicht als aus dem Sandeinbau resultierende Inhomogenitäten interpretiert, sondern auf die Verfahren zur Dichtebestimmung zurückgeführt. Die Annahme eines homogenen und reproduzierbaren Sandeinbaus wird zum einen durch die geringen Schwankungen in den Rammsondierungen bestätigt als auch durch die sehr geringen Abweichungen (i. d. R. kleiner 10 %) bei der Wiederholung von Versuchen unter gleichen Bedingungen.

Um den drei unterschiedlich hergestellten Lagerungsdichten der Behälterfüllungen Werte einer Dichte bzw. eine Porenzahl e zuordnen zu können, wurden arithmetische Mittelwerte aus sämtlichen Dichtebestimmungen gebildet, die zu einem Einbauverfahren gehören. Bei mitteldichter Lagerung wird zwischen Ankerzugversuchen mit $D = 150 \text{ mm}$ (Behälterfüllungen Nr. 17, 18, 19 und 21) und $D = 250 \text{ mm}$ unterschieden, da geringe Änderungen in der Vorgehensweise beim Füllen des Behälters vorgenommen wurden. Die Ergebnisse dieser Mittelbildungen sind in der letzten Spalte der Tabelle 5.3.4 angegeben und bilden die Grundlage der weiteren Versuchsauswertungen (Abschnitt 8).

Tabelle 5.3.4: Dichtebestimmungen (arithm. Mittel) der Behälterfüllungen

Füllung-Nr.	Densitometer		Ausstechzylinder		DPL N ₁₀	Bezeichnung
	ρ_d [kN/m ³]	e [-]	ρ_d [kN/m ³]	e [-]		
1	1,517 (9)	0,740 (9)				locker e = 0,70
2	1,533 (7)	0,722 (7)				
3	1,561 (3)	0,691 (3)				
4	1,582 (8)	0,669 (8)				
5	1,574 (8)	0,677 (8)				
6	1,525 (8)	0,731 (8)				
7	1,550 (6)	0,703 (6)				
8			1,589 (4)	0,661 (4)	3,11 (5)	
9			1,585 (6)	0,666 (6)	3,33 (3)	
10	1,653 (6)	0,597 (6)				mitteldicht e = 0,59
11	1,651 (6)	0,599 (6)				
12	1,658 (6)	0,592 (6)				
13	1,664 (8)	0,587 (8)	1,658 (8)	0,592 (8)	8,69 (4)	
14			1,672 (7)	0,579 (7)	8,66 (7)	
15			1,669 (9)	0,582 (9)		
16			1,651 (3)	0,599 (3)		
17			1,674 (6)	0,577 (6)	11,15 (3)	
18			1,676 (6)	0,575 (6)		
19			1,673 (6)	0,578 (6)	10,31 (3)	Füllung Nr. 17 bis 19 und 21, D = 150 mm)
20			1,679 (6)	0,572 (6)		
21			1,682 (6)	0,570 (6)		
22			1,737 (6)	0,520 (6)		sehr dicht
23			1,745 (6)	0,513 (6)		
24			1,743 (6)	0,515 (6)		

In Klammern steht die Anzahl der Dichtebestimmungen, aus denen der Mittelwert gebildet wurde

6 Finite-Elemente-Berechnungen

Die klassischen Berechnungsverfahren in der Bodenmechanik gehen bei der Bestimmung von Verformungen von linear-elastischem Verhalten aus, während die Bestimmung von Grenztragfähigkeiten entweder auf empirischen Ansätzen oder auf der Plastizitätstheorie beruht. Die Methode der Finiten Elemente (FEM) ermöglicht es, Verformungen und Traglastberechnungen unter Berücksichtigung von elasto-plastischem Stoffverhalten durchzuführen.

Die Simulation einer horizontal belasteten, kreisförmigen Platte stellt ein dreidimensionales Problem dar. Im vorliegenden Fall wurden die Berechnungen mit dem Programmsystem PLAXIS ausgeführt, das sich zwar für dreidimensionale Berechnungen noch im Entwicklungsstadium befindet, für das vorliegende Problem aber die erforderlichen Optionen grundsätzlich zur Verfügung stellt. Im folgenden werden die zugrundegelegten Annahmen und die Eingabedaten beschrieben sowie die Berechnungsergebnisse dargestellt und bewertet.

6.1 Spannungen und Verzerrungen im Kontinuum

Bei der Verwendung der FEM wird der Untergrund als Kontinuum abgebildet. Spannungen und Verformungen eines Volumenelementes werden als tensorielle Größe einem Punkt zugeordnet. Ausgehend von einem kartesischen Koordinatensystem werden die Komponenten der symmetrischen Tensoren auch in Vektorschreibweise zusammengefaßt und im Folgenden als Vektoren bezeichnet:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx})^T \quad (6.1 \text{ a})$$

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx})^T \quad (6.1 \text{ b})$$

Als richtungsunabhängige Angabe sind die ersten Invarianten des Spannungs- bzw. Deformationstensors hilfreich:

$$I_{\sigma} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (6.2 \text{ a})$$

$$I_{\varepsilon} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad (6.2 \text{ b})$$

Für kleine Verformungen entspricht die erste Invariante des Deformationstensors I_{ε} der Volumendehnung ε_v , die für Kompression positiv definiert wird.

Das örtliche kartesische Koordinatensystem, in dem die gemischten Komponenten (Schubspannungen) verschwinden, wird als Hauptspannungsraum bzw. Hauptdehnungsraum be-

zeichnet. Die Hauptkomponenten $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ bzw. $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ bilden die Koordinaten dieses dreidimensionalen Raumes. In der Bodenmechanik sind, entgegen der allgemeinen mechanischen Konvention, Druckspannungen positiv definiert. Da ausschließlich dränierte Zustände betrachtet werden, entsprechen die totalen Spannungen σ den effektiven Spannungen σ' und es wird im weiteren auf eine Unterscheidung in der Schreibweise verzichtet. Die Hauptspannungen werden in folgender algebraischen Ordnung verwendet.

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (6.3)$$

Im Hauptspannungsraum ist $I_\sigma / \sqrt{3}$ der Abstand des Punktes $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ vom Koordinatenursprung.

Senkrecht zur Raumdiagonalen des Hauptachsensystems liegende Flächen werden als Deviatorebenen bezeichnet. Die Hauptwerte des deviatorischen Spannungstensors bzw. die deviatorischen Hauptdehnungen ergeben sich durch eine Normalprojektion auf die Deviatorebene zu

$$s_i = \sigma_i - I_\sigma / 3 \quad (6.4 \text{ a})$$

$$e_i = \varepsilon_i - I_\varepsilon / 3 \quad \text{mit } i = 1, 2, 3. \quad (6.4 \text{ b})$$

Die zweiten und dritten Invarianten im Hauptachsensystem lauten für den Spannungs- bzw. Deformationstensor:

$$II_s = s_1^2 + s_2^2 + s_3^2 \quad III_s = s_1^3 + s_2^3 + s_3^3 \quad (6.5 \text{ a})$$

$$II_e = e_1^2 + e_2^2 + e_3^2 \quad III_e = e_1^3 + e_2^3 + e_3^3 \quad (6.5 \text{ b})$$

Ein Punkt P in der Deviatorebene des Spannungsraumes läßt sich durch die Winkel α_σ und ψ_σ sowie durch den Abstand r_σ von der Raumdiagonalen beschreiben:

$$r_\sigma = \sqrt{II_s} \quad \alpha_\sigma = 1/3 \arccos \left(\sqrt{6} \frac{III_s}{\sqrt{II_s^3}} \right) \quad (6.6)$$

$$\psi_\sigma = \arccos \left(I_\sigma / \sqrt{3} \sqrt{II_s} \right) \quad (6.7)$$

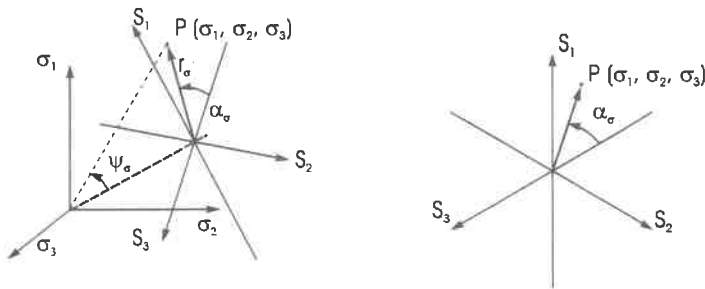


Bild 6.1.1: Hauptspannungsraum und Deviatorebene

Die Roscoe-Variablen p und q werden gemäß folgender Definition verwendet:

$$p = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 1/3 I_1$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right)} = \sqrt{\frac{3}{2} II_s} \quad (6.8)$$

Anstelle der Hauptdehnungen $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ können analog zu den Roscoe-Variablen p und q die Invarianten der Dehnungen gemäß Gleichung 6.9 verwendet werden.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

$$\varepsilon_s = \sqrt{\frac{2}{9} \left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right]} \quad (6.9)$$

Die volumetrischen Dehnungen ε_v werden für Kompression positiv angenommen. Die Scherdehnungen ε_s sind unter triaxialen Bedingungen ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$):

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} |\varepsilon_1 - \varepsilon_3| \quad (6.10)$$

Das Hookesche Gesetz wird mit den oben definierten Invarianten der Spannungen und Dehnungen in Abhängigkeit des Schubmoduls G und des Kompressionsmoduls K geschrieben:

$$\begin{bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_s \end{bmatrix} \quad (6.11)$$

6.2 Stoffgesetze

Das Stoffverhalten von Böden ist dadurch gekennzeichnet, daß bereits bei geringen Belastungen irreversible Formänderungen auftreten. Hierbei spielt jedoch die Belastungsgeschichte eine maßgebliche Rolle. Bild 6.2.1 zeigt typisches Stoffverhalten von Boden in eindimensionaler Darstellung.

Die nachfolgenden Betrachtungen beschreiben Annahmen hinsichtlich des Stoffverhaltens, die bei den durchgeführten FE-Berechnungen getroffen wurden. Eine Abhängigkeit von der Zeit, der Temperatur und dem Porenwasserdruck wird nicht berücksichtigt. Mit der Annahme von hinreichend kleinen Verschiebungen werden erhebliche Vereinfachungen möglich (geometrische Linearisierung). Hinsichtlich umfassenderer Darstellungen zum Materialverhalten und dessen Beschreibung durch Stoffgesetze wird auf *Schad (1992)* und *Schanz (1998)* verwiesen.

6.2.1 Elasto-plastisches Materialverhalten

Ein Stoffgesetz stellt unter Annahme gewisser Vereinfachungen eine Idealisierung des Materialverhaltens dar. Ein einfaches Materialmodell, das isotrop linear-elastisches Verhalten zugrunde legt, ist das Hookesche Gesetz:

$$\dot{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e \cdot \dot{\underline{\varepsilon}}^e \quad \dot{\underline{\sigma}} = \frac{\partial \underline{\sigma}}{\partial t} \quad (6.12)$$

$\underline{\underline{D}}^e$ wird als elastische Stoffmatrix bezeichnet und kann mit dem Elastizitätsmodul E und der Poissonzahl ν folgendermaßen geschrieben werden:

$$\underline{\underline{D}}^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \quad (6.13)$$

Das Auftreten irreversibler Verformungen bedeutet Plastizität. Zur Beschreibung von elasto-plastischem Verhalten werden die Dehnungen und Dehnungsänderungen in einen elastischen und einen plastischen Anteil zerlegt.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad \dot{\underline{\varepsilon}} = \dot{\underline{\varepsilon}}^e + \dot{\underline{\varepsilon}}^p \quad (6.14)$$

Wird Gleichung (6.14) in das Hookesche Gesetz (6.12) eingesetzt, ergibt sich folgende Beziehung:

$$\dot{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e \cdot \dot{\underline{\varepsilon}}^e = \underline{\underline{D}}^e \cdot (\dot{\underline{\varepsilon}} - \dot{\underline{\varepsilon}}^p) \quad (6.15)$$

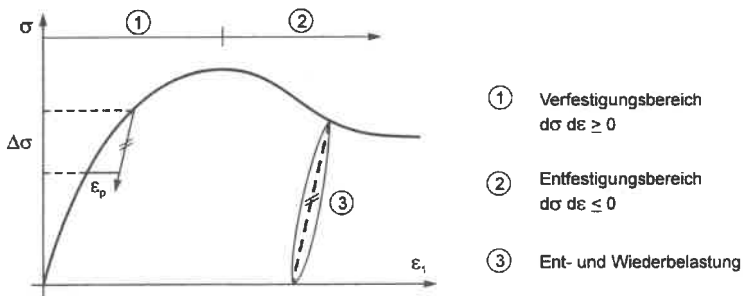


Bild 6.2.1: Stoffverhalten von Boden in eindimensionaler Darstellung

Die Abgrenzung des elastischen Bereiches gegen Fließen geschieht über eine Fließfunktion f , die durch Modellparameter beschrieben wird. Die Darstellung der Fließfunktion im Spannungsraum wird als Fließfläche bezeichnet, eine Schnittkurve mit der Deviatorebene als Fließkurve.

Die Richtung der plastischen Dehnungsänderung wird durch Fließregeln festgelegt. Eine spezielle Fließregel ist die sog. Normalitätsbedingung, die der klassischen Plastizitätstheorie entspricht. Demnach sind die plastischen Dehnungsänderungen proportional zur Ableitung der Fließfunktion nach der Spannung, d. h. $\dot{\epsilon}^p$ ist ein Vektor senkrecht zur Fließfläche. Dieser Fall wird als assoziertes Fließen bezeichnet. Für rollige Böden führt diese Annahme zu einer Überschätzung der Volumenänderung. Daher wird das plastische Potential g eingeführt, das die Richtung von $\dot{\epsilon}^p$ unabhängig von der Fließfläche festlegt und dessen Form in Versuchen ermittelt wird:

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \quad (6.16)$$

λ ist ein zu bestimmender Proportionalitätsfaktor. Der Fall $f \neq g$ wird als nicht assoziiertes Fließen bezeichnet.

Als perfekte oder ideale Plastizität wird eine fixe, im Spannungsraum unveränderliche und von Dehnungen unbeeinflusste Fließfunktion bezeichnet, wie sie im Mohr-Coulomb-Modell (Abschnitt 6.2.2) verwendet wird. Zur Beschreibung einer fortschreitenden Ver- und/oder Entfestigung sind Modelle erforderlich, die eine Entwicklung der Fließfläche hinsichtlich ihrer Ausdehnung und Lage im Spannungs- bzw. Dehnungsraum berücksichtigen (Abschnitt 6.2.3).

Die eindimensionale Darstellung in Bild 6.2.2 veranschaulicht, daß bei dem Modell von Mohr-Coulomb sowohl für Erstbelastung als auch für Ent- und Wiederbelastung ein konstanter Wert der Steifigkeit angesetzt wird bis die Fließfläche erreicht wird, auf der ideales Fließen ohne Zunahme der aufnehmbaren Scherspannung stattfindet. Ein elasto-plastisches Stoffgesetz mit Ver-/Entfestigung berücksichtigt bei Erstbelastung von Anfang an plastische Dehnungen, wobei die Scherspannungen bis zum Erreichen der Grenzbedingung mit einer Zunahme der Dehnungen anwachsen (Verfestigung) und nach Überschreitung des Maximalwertes auf eine Restscherfestigkeit abfallen (Entfestigung).

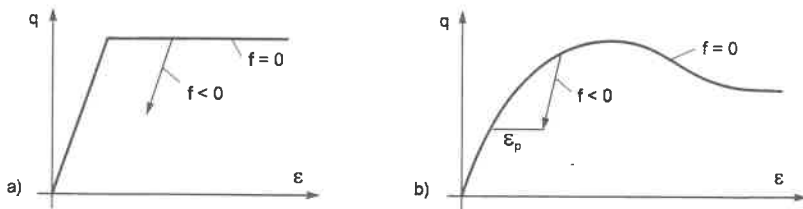


Bild 6.2.2: Eindimensionale Darstellung von Modellen mit a) fixer Fließfläche (Mohr-Coulomb) und b) veränderlicher Fließfläche

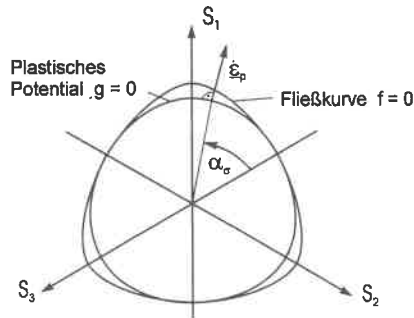


Bild 6.2.3: Fließkurve und plastisches Potential in der Deviatorebene

6.2.2 Das Modell von Mohr-Coulomb

In der Bodenmechanik hat für die Berechnung von Grenzzuständen das Modell von Mohr-Coulomb die größte Bedeutung. Das Verhalten des Bodens wird in diesem Modell durch eine bilineare Beziehung abgebildet, die lineare Elastizität nach Hooke bis zum Erreichen einer Grenzspannung und für weitere Dehnungen ideale Plastizität beschreibt. Die Fließbedingung wird in diesem Modell derart formuliert, daß das Coulombsche Reibungsgesetz in jeder gedachten Fläche eines Elementes eingehalten wird. In Hauptspannungen ausgedrückt, kann die Fließbedingung nach Mohr-Coulomb durch die folgenden drei Gleichungen beschrieben werden (Van Langen/Vermeer, 1990):

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \varphi + c \cos \varphi \leq 0 \quad (6.17 \text{ a})$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_1) \sin \varphi + c \cos \varphi \leq 0 \quad (6.17 \text{ b})$$

$$f_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi + c \cos \varphi \leq 0 \quad (6.17 \text{ c})$$

Bild 6.2.4 zeigt die Fließfläche nach Mohr-Coulomb im Hauptspannungsraum. Ebenso wie die Fließfunktion kann auch das plastische Potential durch drei Funktionen beschrieben werden:

$$g_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \psi \quad (6.18 \text{ a})$$

$$g_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_1) \sin \psi \quad (6.18 \text{ b})$$

$$g_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \psi \quad (6.18 \text{ c})$$

Eine detailliertere Beschreibung, wie das Gesetz von Mohr-Coulomb in den FE-Code Plaxis implementiert wurde und insbesondere wie ein scharfer Übergang zwischen den Fließflächen geschaffen wurde, ist bei Van Langen/Vermeer (1990) dokumentiert.

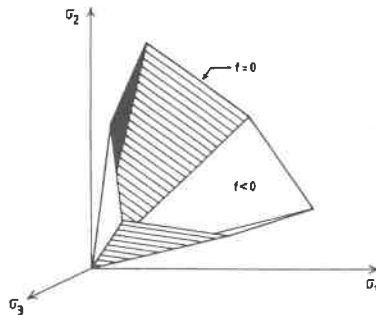


Bild 6.2.4: Fließfläche nach Mohr-Coulomb im Hauptspannungsraum
(Van Langen/Vermeer, 1990)

6.2.3 Das Hardening Soil Modell

Das Hardening Soil Modell (HS-Modell) geht auf die Untersuchungen von Schanz (1998) zurück. Er formuliert seine Zielsetzung für das Stoffgesetz als "eine Art Modellfamilie, in deren Mittelpunkt die Grundversion einer Stoffformulierung steht, welche die wesentlichen Eigenschaften der zu beschreibenden Bodengruppe erfasst. Dazu werden Eingabeparameter verwendet, deren Größen dem Anwender bekannt sind, oder die begründet abgeschätzt werden können. Diese Grundversion ist jederzeit um zusätzliche Eigenschaften zu erweitern, bzw. bei Änderung des Erkenntnisstandes anzupassen. Beim Vorliegen spezieller Fragestellungen ist ein Mehraufwand zur Bestimmung von nicht standardmäßigen Parametern sicher zu rechtfertigen." Als die dem Anwender bekannten Eingangsparameter werden Ergebnisse aus Triaxialversuchen und aus Oedometerversuchen angenommen. Die wesentlichen Eigenschaften des HS-Modells sind die Simulation der in Triaxialversuchen zu beobachtenden Verfestigung (Entfestigung wird zum derzeitigen Entwicklungsstand nicht berücksichtigt) und die spannungsabhängige Steifigkeit eines Bodens, die sich in Oedometerergebnissen widerspiegelt (Bild 6.2.5). Die allgemeine 3-dimensionale Erweiterung und Implementierung geht auf Vermeer & Brinkgreve (1995) zurück. Im folgenden werden die wesentlichsten Annahmen und Ansätze zusammengefasst dargestellt.

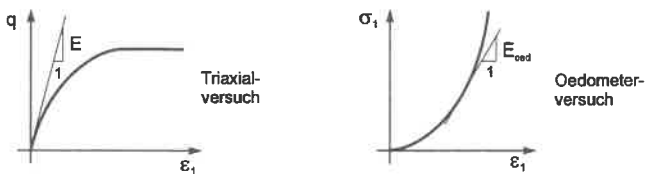


Bild 6.2.5: Grundlagen des HS-Modells: Verfestigung (Triaxialversuch) und spannungsabhängige Steifigkeit (Oedometerversuch)

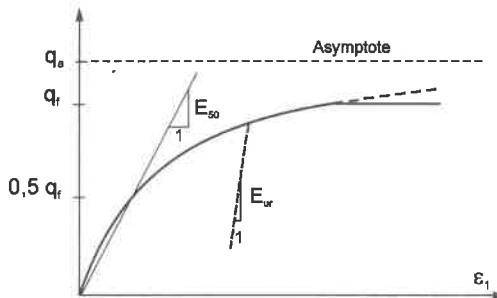


Bild 6.2.6: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einen dränierten Triaxialversuch mit $\sigma_3 = \text{const}$ im HS-Modell

Für eine deviatorische Belastung unter triaxialen Randbedingungen wird in Anlehnung an die Arbeit von *Kondner & Zelasko (1963)* mit den Konstanten a und b folgende hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung gewählt:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b \cdot \epsilon_1} \quad \text{mit } a = l/E_i \quad \text{und } b = l/q_a \quad (6.19)$$

Ein maßgeblicher Vorteil des HS-Modells gegenüber dem Gesetz von Mohr-Coulomb liegt neben der nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung in der Berücksichtigung unterschiedlicher Steifigkeiten für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge gegenüber einer Erstbelastung (Bild 6.2.6). Die initiale Steifigkeit E_i als Tangentenmodul ist experimentell nur sehr aufwendig zu bestimmen, so daß stattdessen der Sekantenmodul E_{50} verwendet wird. Die Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen wird durch den E_{ur} -Wert beschrieben.

Die Bestimmung der Erstbelastungs-Steifigkeit E_{50} erfolgt anhand der Arbeitslinie eines Triaxialversuches, wobei die Sekante die Kurve bei einer Mobilisierung von 50% der maximalen Scherfestigkeit q_r schneidet. Eine Ent- und Wiederbelastung wird als rein elastischer Vorgang mittels des Hookeschen Gesetzes modelliert. Hierbei wird die Steifigkeit E_{ur} als um einen konstanten Multiplikator gegenüber E_{50} erhöhte Steifigkeit und eine konstante Querdehnzahl ν_{ur} verwendet. Sämtliche Steifigkeiten werden analog zu dem Ansatz von *Ohde (1951)* in Abhängigkeit der aktuellen Spannungen σ_3 bezogen auf ein Referenz-Wertepaar ($E_{50}^{ref}, \sigma_3^{ref}$) formuliert:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{\sigma_3^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \quad (6.20)$$

Der Exponent m kann entweder in Versuchen ermittelt oder anhand von Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Für Sand liegt m in der Größenordnung zwischen 0,35 und 0,65.

Das HS-Modell erfaßt die mechanischen Eigenschaften einer Verfestigung. Bei den durchgeführten FE-Berechnungen wurde eine Version verwendet, die sowohl Verfestigung infolge

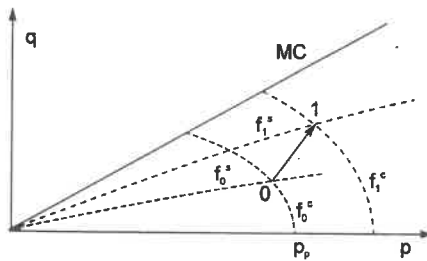


Bild 6.2.7: Fließfunktionen im HS-Modell

Scherung als auch unter isotroper Belastung (Kappe) simuliert, d. h. es werden zwei Fließfunktionen definiert. Bild 6.2.7 zeigt die Gestalt der Fließflächen f^s und f^c sowie die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb in der p - q -Ebene. Die Fließfläche f^s weist eine Krümmung auf, während die Grenzbedingung linear verläuft.

Die Verfestigung unter isotroper Belastung wird durch eine zweite Fließfläche f^c in Form einer Kappe erreicht. Diese schließt die in der p - q -Ebene für zunehmenden Druck offene deviatorische Fließfläche f^s und ermöglicht somit eine bessere Konsistenz zwischen dem Verhalten des Modells unter triaxialer und unter oedometrischer Belastung.

Der plastische Bereich wird durch die zwei Fließfunktionen f^s und f^c abgegrenzt, die plastischen Dehnungsänderungen werden mit Hilfe der plastischen Potentiale g^s und g^c beschrieben.

Fließfunktion f^s

$$f^s = \bar{f} - \gamma^p \quad (6.21)$$

$$\text{mit } \bar{f} = \frac{1}{E_{30}^{ref}} \left(\frac{\sigma_3^{ref} + c \cdot \cot \varphi}{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi} \right)^m \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}^{ref}} \left(\frac{\sigma_3^{ref} + c \cdot \cot \varphi}{\sigma_3 + c \cdot \cot \varphi} \right)^m \quad (6.22)$$

Das Verhältnis zwischen der maximalen Spannung q_f und der asymptotischen Spannung q_a wird mit R_f bezeichnet. Mit zunehmender Belastung nähert sich die Fließfläche einer Mohr-Coulombschen Grenzfläche mit q_f gemäß Gleichung 6.23.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = \frac{M}{R_f} (p + c \cdot \cot \varphi) \quad \text{mit } M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (6.23)$$

Als Maß für die Verfestigung infolge Scherung wird die plastische Schubdehnung γ^p gemäß Gleichung 6.24 benutzt.

$$\kappa^s = \gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2 \cdot \varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p \quad (6.24)$$

Plastisches Potential g^s

Ebenso wie bei dem Mohr-Coulomb(MC)-Modell werden auch beim HS-Modell die plastischen Dehnungsänderungen über den Dilatanzwinkel ψ bestimmt. Das plastische Potential stimmt somit nicht mit der Fließfunktion überein und es liegt der Fall einer nicht assoziierten Fließregel vor.

$$g^s = (3 - \sin \psi_m) \cdot q - 6 \cdot \sin \psi_m \cdot p \quad (6.25)$$

Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m kann aus den Eingabeparametern: Reibungswinkel φ und Dilatanzwinkel ψ für den Grenzzustand anhand der Gleichungen 6.26 bis 6.28 bestimmt werden (Vermeer / Brinkgreve, 1998).

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad (6.26)$$

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \cot \varphi} \quad (6.27)$$

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi} \quad (6.28)$$

Fließfunktion f^c (Kappe)

$$f^c = \frac{q^2}{M^2} + (p + c \cdot \cot \varphi)^2 - (p_p + c \cdot \cot \varphi)^2 \quad (6.29)$$

Die Lage und Größe der Kappe im Spannungsraum wird über die isotrope "Vorkonsolidationsspannung" p_p gesteuert. Das Verfestigungsgesetz beschreibt den Zusammenhang zwischen der volumetrischen "Kappen"-Dehnung ε_v^{pc} und der Spannung p_p (Gl. 6.30).

$$\kappa^c = \varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{p_p + c \cdot \cot \varphi}{p^{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^{1-m} \quad (6.30)$$

Der Parameter β kann in Abhängigkeit weiterer Bodenparameter intern aus dem eingegebenen Oedometermodul E_{oed} ermittelt werden.

Plastisches Potential g^c

$$g^c = f^c \quad (6.31)$$

Das heißt, es findet auf der Kappe assoziiertes Fließen statt.

Die Dehnungsänderungen setzen sich zusammen aus einem elastischen Anteil $\dot{\varepsilon}^e$ und aus plastischen Anteilen infolge Scherverfestigung $\dot{\varepsilon}^{ps}$ und/oder volumetrischer Verfestigung $\dot{\varepsilon}^{pc}$.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ps} + \dot{\varepsilon}^{pc} \quad (6.32)$$

$$\dot{\underline{\underline{e}}} = \underline{\underline{D}}^{-1} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}} + \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} + \lambda^c \frac{\partial g^c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (6.33)$$

Die Bestimmung der Proportionalitätsfaktoren λ^s und λ^c erfolgt über die Konsistenzbedingungen $\dot{f}^s = 0$ und $\dot{f}^c = 0$:

$$\frac{\partial f^s}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}} + \frac{\partial f^s}{\partial \underline{\underline{\kappa}}^s} \cdot \dot{\underline{\underline{\kappa}}}^s = \frac{\partial f^s}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}} + \frac{\partial f^s}{\partial \underline{\underline{\kappa}}^s} \cdot \underline{\underline{\nu}}^{sT} \cdot \lambda^s \cdot \frac{\partial g^s}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = 0 \quad (6.34 \text{ a})$$

$$\text{mit } \underline{\underline{\kappa}}^s = \underline{\underline{\nu}}^{sT} \cdot \dot{\underline{\underline{e}}}^{ps} = \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\underline{\underline{e}}}^{ps}_1 \\ \dot{\underline{\underline{e}}}^{ps}_2 \\ \dot{\underline{\underline{e}}}^{ps}_3 \end{bmatrix} \quad (6.35 \text{ a})$$

$$\Rightarrow \lambda^s = \frac{-\frac{\partial f^s}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}}}{\frac{\partial f^s}{\partial \underline{\underline{\kappa}}^s} \cdot \underline{\underline{\nu}}^{sT} \cdot \frac{\partial g^s}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}} \quad (6.36 \text{ a})$$

$$\frac{\partial f^c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}} + \frac{\partial f^c}{\partial \underline{\underline{\kappa}}^c} \cdot \dot{\underline{\underline{\kappa}}}^c = \frac{\partial f^c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}} + \frac{\partial f^c}{\partial \underline{\underline{\kappa}}^c} \cdot \underline{\underline{\nu}}^{cT} \cdot \lambda^c \cdot \frac{\partial g^c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = 0 \quad (6.34 \text{ b})$$

$$\text{mit } \underline{\underline{\kappa}}^c = \underline{\underline{\nu}}^{cT} \cdot \dot{\underline{\underline{e}}}^{pc} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\underline{\underline{e}}}^{pc}_1 \\ \dot{\underline{\underline{e}}}^{pc}_2 \\ \dot{\underline{\underline{e}}}^{pc}_3 \end{bmatrix} \quad (6.35 \text{ b})$$

$$\Rightarrow \lambda^c = \frac{-\frac{\partial f^c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \cdot \dot{\underline{\underline{\sigma}}}}{\frac{\partial f^c}{\partial \underline{\underline{\kappa}}^c} \cdot \underline{\underline{\nu}}^{cT} \cdot \frac{\partial g^c}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}} \quad (6.36 \text{ b})$$

6.3 Eingabedaten für die Berechnungen

Die Eingabe für dreidimensionale FE-Berechnungen mit dem Programmsystem PLAXIS beruht auf dem Stand der Entwicklungen von 06/1998 und erfolgte über das Menü der 2D-Version 6.3.1 und über die Erstellung zusätzlicher Dateien im Dos-Editor, die Angaben für die dreidimensionale Simulation enthalten.

6.3.1 Untergrundausschnitt und Elementierung

In den Berechnungen wurden vier unterschiedliche Tiefenlagen einer Ankerplatte mit einem Durchmesser von $D = 250$ mm betrachtet. Tiefenlagen ab $t = 2,025$ m ($t/D = 8,1$) wurden durch eine Auflast abgebildet, um die Netzgröße und somit auch die Rechenzeit zu begrenzen (Tabelle 6.1). Aufgrund der Symmetrie des Problems zu einer vertikalen Ebene konnte die FE-Diskretisierung auf die Hälfte beschränkt werden. In Bild 6.3.1 ist das FE-Netz für Tiefenlagen von $t = 1,425$ m bis $3,025$ m ohne Abbildung einer Oberflächenlast dargestellt.

Tabelle 6.1: FE-Diskretisierungen für unterschiedliche Tiefenlagen der Ankerplatte

Tiefenlage der Ankerplatte		Netzabmessungen [m]	Auflast [kN/m ²]	Anz. Elemente	Anz. Knoten
$t = 0,825$ m	$t/D = 3,3$	$B/L/T = 1,1/3,0/1,225$	-	768	2493
$t = 1,425$ m	$t/D = 5,7$	$B/L/T = 1,1/3,0/1,825$	-	960	3073
$t = 2,025$ m	$t/D = 8,1$		8,2		
$t = 3,025$ m	$t/D = 12,1$		16,4		

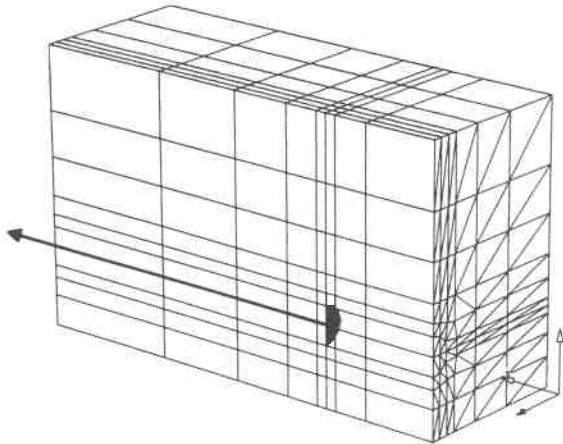


Bild 6.3.1: FE-Diskretisierung für $t = 1,425$ m mit $D = 250$ mm

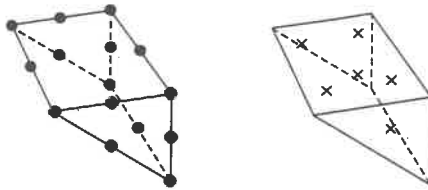


Bild 6.3.2: Pentaederelement mit 15 Knoten- und 6 Spannungspunkten

Knotenpunkte in der Sohle des Netzes sind unverschieblich, in den vertikalen Randebenen parallel zur z-Achse sind nur Bewegungen in der Ebene zugelassen. Die Belastung der Ankerplatte erfolgt über eine eingeprägte horizontale Verschiebung der Knotenpunkte, die die Platte beschreiben. In der Symmetrieachse der Ankerplatte können durch eine Einspannung Biegemomente auftreten.

Die Steigung der Ankerplatte, wie sie bei Schraubankern vorliegt, wird in den FE-Berechnungen nicht berücksichtigt. Es wird für die Ankerplatte eine ebene kreisförmige Platte angenommen.

Zur Beschreibung des Kontinuums werden 15-knotige Volumenelemente gemäß Bild 6.3.2 mit einem quadratischen Verschiebungsansatz verwendet. Die Elementsteifigkeitsmatrizen, die Elementverzerrungen und die Elementspannungen werden in sechs Integrationspunkten berechnet, die sich aus der Gausschen Integrationsordnung ergeben.

6.3.2 Materialparameter

Die Zuordnung von Materialeigenschaften erfolgte in Anlehnung an die großmaßstäblichen Modellversuche und ist in den Tabellen 6.2 und 6.3 zusammengestellt. Die Ankerplatte ist aus Stahl gefertigt und wird in ihrer Biegesteifigkeit berücksichtigt. Das Gewicht der Platte ist für die Berechnung ohne Bedeutung und wird daher vernachlässigt. Für den Untergrund wurden vier verschiedene Lagerungsdichten (Set 1 bis 4) untersucht. Die zugehörigen Steifigkeiten wurden anhand der Ergebnisse von Triaxialversuchen mit dem verwendeten Versuchssand bestimmt.

Tabelle 6.2: Materialeigenschaften der Ankerplatte

Durchmesser D [mm]	250
Dicke d_p [mm]	10
E-Modul [MN/m ²]	210.000
Poissonzahl ν [-]	0
Wichte [kN/m ³]	0

Tabelle 6.3: Materialeigenschaften des Untergrundes

	Set 1	Set 2	Set 3	Set 4
Materialmodell	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil
Reibungswinkel ϕ [°]	33	36	39	41
Dilatanzwinkel ψ [°]	0	0	7	11
Kohäsion c [kN/m ²]	0	0	0	0
E-Modul E_{50}^{ref} [MN/m ²]	10	17	28	40
E_{oed} / E_{50}	1	1	1	1
E_w / E_{50}	3	3	3	3
Poissonzahl ν_w [-]	0,25	0,25	0,25	0,25
Steifigkeitsexponent m [-]	0,35	0,35	0,35	0,35
Wichte γ' / γ [kN/m ³]	9,66 / 15,55	9,66 / 15,55	9,97 / 16,05	10,18 / 16,38

6.4 Ablauf der FE-Berechnungen

Bei den durchgeführten Berechnungen handelt es sich um elasto-plastische Berechnungen am unverformten Netz. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des verwendeten Sandes wurde dräniertes Verhalten angenommen. In einem ersten Schritt wird das Eigengewicht des Bodens aktiviert und ein Initial-Spannungszustand berechnet. Anschließend wird der Ankerplatte eine horizontale Verschiebung eingeprägt und die hieraus resultierende Belastung der Platte bestimmt.

Im verwendeten Programmsystem wird die Iteration mit der Anfangsspannungsmethode unter Verwendung der elastischen Steifigkeitsmatrix durchgeführt. Lediglich im ersten Iterationsschritt wird die Sekantensteifigkeit aus dem vorangegangenen Lastschritt extrapoliert. Generell gibt es im Programmsystem Plaxis für die Iteration bei zweidimensionalen Berechnungen Voreinstellungen, die für übliche geotechnische Problemstellungen eine zügige und stabile Iteration ermöglichen. Für die Berechnung des dreidimensionalen Ankerproblems mit tiefliegendem Bruchmechanismus mußten Anpassungen vorgenommen werden, die in Voruntersuchungen bestimmt wurden. Die wesentlichsten Änderungen waren die Erhöhung der Anzahl der Iterationsschritte, die zu einer Vergrößerung bzw. Verkleinerung der Schrittgröße führt, die Unterdrückung der möglichen Option einer Arc-length-control (Vermeer/Brinkgreve, 1998) und eine Erhöhung der zulässigen Abweichung (tolerated error) auf 5 %.

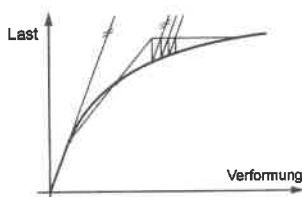


Bild 6.4.1: Iterationsverfahren mit Anfangssteifigkeiten

6.5 Ergebnisse der FE-Berechnungen

Bei der Auswertung der FE-Berechnungen wurde zum einen überprüft, inwieweit die Simulation des Tragverhaltens plausibel erscheint, zum anderen wurden - wie bei den Ankerzugversuchen - die Last-Verschiebungskurven hinsichtlich der Grenztragfähigkeit ausgewertet.

Zur Überprüfung der Plausibilität wurden die Verformungen im Untergrund herangezogen, die Aussagen zum in der FE-Berechnung aufgetretenen Versagensmechanismus ermöglichen. In Bild 6.5.1 und Bild 6.5.2 sind die Untergrundverformungen als Isolinien des Betrags der Verschiebung für die vier untersuchten Tiefenlagen bei Reibungswinkeln von $\varphi = 33^\circ$ und $\varphi = 41^\circ$ dargestellt. Zur Ausnutzung der Farbskala wurden für Tiefen von $t = 0,825$ m bis $1,425$ m und $t = 2,225$ m bis $3,025$ m zwei unterschiedliche Maßstäbe verwendet.

Bei einer geringen Tiefenlage der Ankerplatte bildet sich für alle Reibungswinkel ein zur Oberfläche hin aufbrechender Keil aus. Aufgrund der mit zunehmender Dichte (und somit auch zunehmendem Reibungswinkel) höheren Steifigkeit des Untergrundes sind die Verformungen, die zum Aufbruch führen, bei $\varphi = 41^\circ$ geringer als bei $\varphi = 33^\circ$.

Mit zunehmender Tiefenlage der Ankerplatte bzw. mit zunehmender Überlagerungsspannung verringern sich die Verformungen an der Geländeoberfläche und der Versagensmechanismus geht in einen tiefliegenden Bruchkörper über. Dieser Übergang findet in locker gelagertem Sand bei geringen Tiefenlagen ($t = 1,425$ m, $t/D = 5,7$) als in dicht gelagertem Sand ($t = 2,225$ m, $t/D = 8,9$) statt. Die Form des Bruchkörpers bleibt jedoch bis in die untersuchte Tiefenlage von $3,025$ m ($t/D = 12,1$) von der Geländeoberfläche leicht beeinflusst, d. h. er bildet sich nicht symmetrisch zur Ankerplatte aus, sondern ist nach oben etwas weiter ausgedehnt.

Insgesamt deckt sich der in den FE-Berechnungen festgestellte Versagensmechanismus weitgehend mit den Beobachtungen in den Modellversuchen (Abschnitt 4), so daß die Ergebnisse der numerischen Simulation plausibel sind. Geringe Abweichungen ergeben sich lediglich bei den Verformungen im Entlastungsbereich der Ankerplatte. In den Modellversuchen wird der vor der Platte verdrängte Sand durch eine Rotationsbewegung in den Entlastungsbereich hinter der Ankerplatte hineingedrückt. Eine derartige Materialverschiebung läßt sich mit vertretbarem Aufwand numerisch nicht abbilden.

Die Last-Verschiebungskurven der Ankerplatte sind in Bild 6.5.3 beispielhaft für einen Reibungswinkel von $\varphi = 41^\circ$ und Tiefenlagen der Ankerplatte zwischen $t = 0,825$ m und $t = 3,025$ m dargestellt. Eine vollständige Zusammenstellung der berechneten Last-Verschiebungskurven für sämtliche untersuchte Parameterkombinationen ist im Anhang gegeben. Die Bestimmung der Grenzlast erfolgte analog zu den Ankerzugversuchen entweder anhand eines erreichten Maximalwertes oder wurde am Übergang des steilen in den flachen Ast der Last-Verschiebungskurve festgelegt. In Tabelle 6.4 sind sämtliche Grenzlasten mit den dazugehörigen Verschiebungen zusammengestellt.

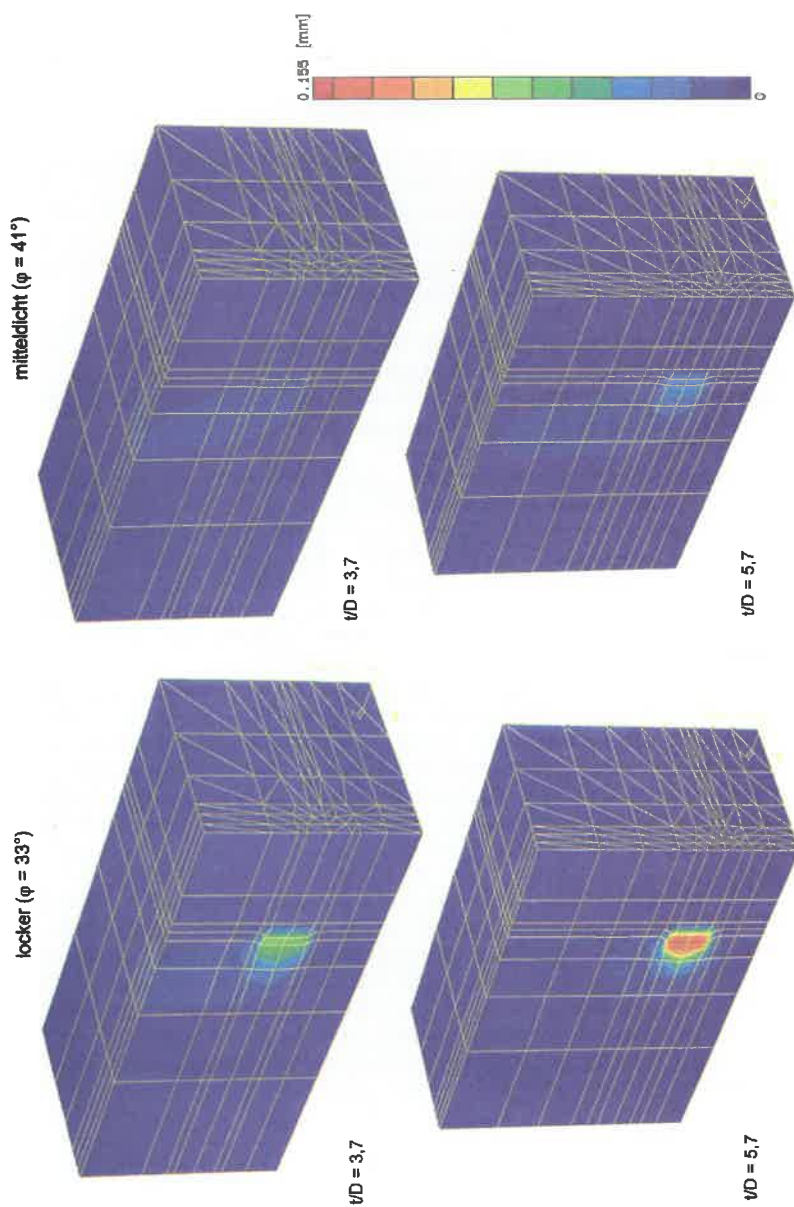


Bild 6.5.1: Isolinen der Untergrundverformungen für $\varphi = 33^\circ$ und $\varphi = 41^\circ$, $D = 250$ mm
Tiefenlage der Ankerplatte $t = 0,825$ m ($t/D = 3,7$) und $t = 1,425$ m ($t/D = 5,7$)

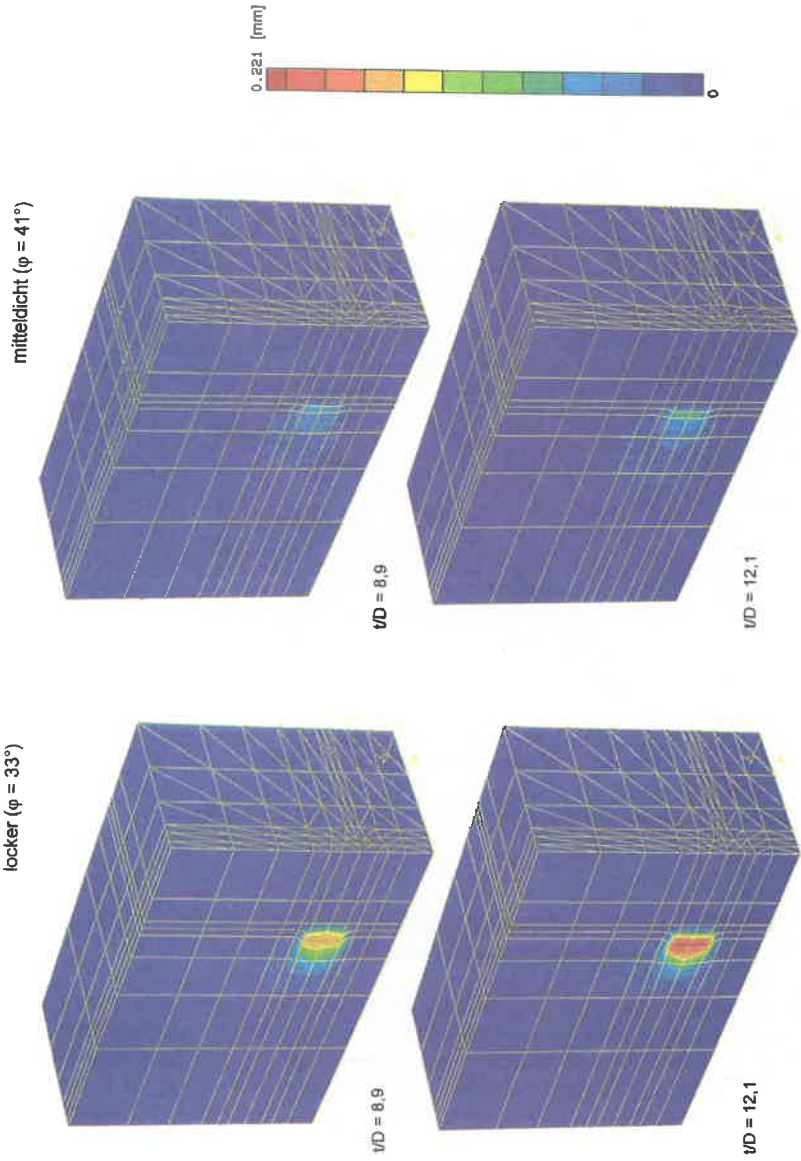
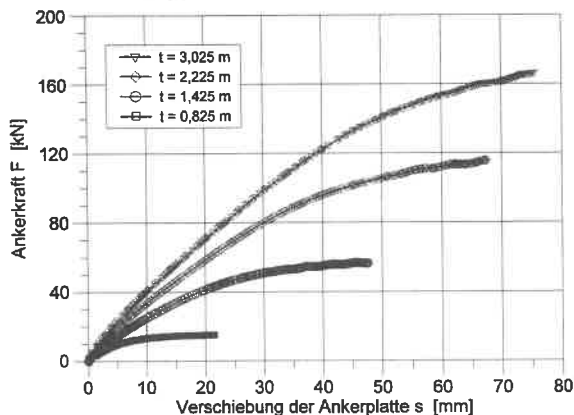


Bild 6.5.2: Isolinen der Untergrundverformungen für $\phi = 33^\circ$ und $\phi = 41^\circ$; $D = 250$ mm
Tiefenlage der Ankerplatte $t = 2,225$ m ($t/D = 8,9$) und $t = 3,025$ m ($t/D = 12,1$)

Tabelle 6.4: Grenzlasten und zugehörige horizontale Verschiebung der Ankerplatte

Tiefe	$\varphi' = 33^\circ$		$\varphi' = 36^\circ$		$\varphi' = 39^\circ$		$\varphi' = 41^\circ$	
	Grenzlast F_{grenz} [kN]	hor. Verschiebung [mm]	Grenzlast F_{grenz} [kN]	hor. Verschiebung [mm]	Grenzlast F_{grenz} [kN]	hor. Verschiebung [mm]	Grenzlast F_{grenz} [kN]	hor. Verschiebung [mm]
0,825 m	6,4	29	8,1	25	11,5	20	14,2	17
1,425 m	13,3	38	18,6	35	34,6	32	49,5	29
2,225 m	21,5	47	31,2	46	63,1	45	100,7	45
3,025 m	29,9	55	44,8	57	97,7	59	153,8	61

**Bild 6.5.3:** Berechnete Last-Verschiebungskurven für $\varphi = 41^\circ$, $D = 250$ mm

6.6 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der großmaßstäblichen Modellversuche und Bewertung

Für die Aussagekraft des Vergleiches zwischen den Berechnungsergebnissen und den Ergebnissen der großmaßstäblichen Modellversuche ist es vorrangig, anstelle ausgewählter Einzelergebnisse generelle Tendenzen zu verwenden, die sich aus der Zusammenstellung der Einzelergebnisse ergeben. Der Vergleich einzelner Last-Verschiebungskurven mit der Berechnung kann dann ergänzend unter Berücksichtigung der Abweichung zum gemittelten Gesamtergebnis vorgenommen werden und wird daher an das Ende dieses Abschnitts gestellt.

Dem Vergleich zwischen Berechnungen und Versuchen ist voranzustellen, daß bei der Variation der Tiefenlage der Ankerplatte in den Berechnungen ein konstanter Reibungswinkel angesetzt wurde, während in den Versuchen der Sand mit jeweils gleicher Lagerungsdichte eingebaut wurde. Wegen der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels ($\varphi = f(e, \sigma)$, Gl. 5.6) ist derselben Lagerungsdichte, beschrieben über die Porenzahl e , bei verschiedenen Überlagerungsspannungen ein unterschiedlicher Reibungswinkel zuzuordnen.

In Bild 6.6.1 und Bild 6.6.2 sind die in den Berechnungen und Versuchen bestimmten Grenztragfähigkeiten F_{grenz} über die Überlagerungsspannung q aufgetragen. Wird der Reibungswinkel φ als Kurvenparameter gewählt (Bild 6.6.1), lassen sich die Berechnungsergebnisse annäherungsweise durch eine Gerade verbinden.

Um die Abhängigkeit der Ankertragfähigkeit von der Lagerungsdichte des umgebenden Sandes aufzuzeigen, wurden durch Interpolation zwischen den Berechnungsergebnissen Linien gleicher Dichte bzw. Porenzahl erzeugt (Bild 6.6.2). Diese Kurven können direkt mit den Versuchsergebnissen verglichen werden. Bei einer mitteldichten Lagerung ($e = 0,58$) werden die Versuchsergebnisse durch die Berechnung in allen untersuchten Tiefenlagen der Ankerplatte mit hoher Genauigkeit erfaßt. Die Versuche mit sehr lockerer Lagerung ($e = 0,70$) liegen knapp unterhalb der berechneten Tragfähigkeiten für $e = 0,68$ und fügen sich somit stimmig in das Gesamtbild ein. Die in den Versuchen eingebaute, sehr dichte Lagerung ($e = 0,52$) konnte numerisch nicht nachgebildet werden, da sehr hohe Reibungswinkel zu numerischen Instabilitäten führen. Die Versuchsergebnisse können jedoch durch eine Extrapolation der Berechnungsergebnisse approximiert werden.

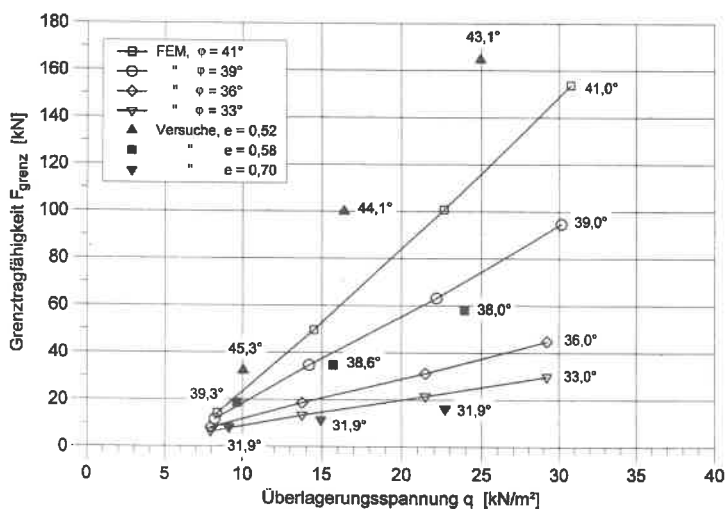


Bild 6.6.1: Grenztragfähigkeiten F_{grenz} aus FE-Berechnungen und Versuchen ($e = \text{const.}$) in Abhängigkeit des Reibungswinkels

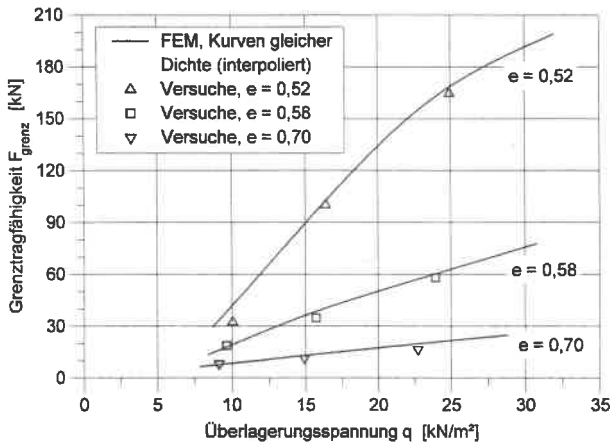


Bild 6.6.2: Grenztragfähigkeiten F_{grenz} aus FE-Berechnungen und Versuchen in Abhängigkeit der Porenzahl e

Für den Vergleich der Last-Verschiebungskurven (Bild 6.6.3 und Bild 6.6.4) werden Versuche mit einer Lagerungsdichte des umgebenden Sandes ausgewählt, die bei einer mittleren Überlagerungsspannung (entsprechend einer Tiefe von $t = 1,425$ m) dem in der FE-Berechnung verwendeten Reibungswinkel entspricht. Geringe bzw. größere Tiefenlagen mit den daraus resultierenden Überlagerungsspannungen führen wegen der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels zu einer Erhöhung bzw. Verringerung des Reibungswinkels. Den in Bild 6.6.3 und Bild 6.6.4 angegebenen Reibungswinkeln wurde die Beziehung von *Bolton (1986)* zugrunde gelegt.

Sowohl für einen Reibungswinkel von $\varphi = 33^\circ$ als auch für $\varphi = 41^\circ$ kann für eine Tiefenlage von $t = 1,425$ m eine weitgehende Übereinstimmung festgestellt werden. Die Ergebnisse für größere bzw. geringe Tiefenlagen lassen sich über die Reibungswinkel sinnvoll zuordnen. Lediglich für das Parameterpaar: Reibungswinkel $\varphi = 33^\circ$ und Tiefenlage $t = 2,225$ m, liegt eine erhebliche Abweichung (22 %) zwischen der berechneten Ankertragfähigkeit und dem Versuchswert vor.

Die in den Berechnungen verwendeten, aus den Triaxialversuchen bestimmten Steifigkeiten lieferten Berechnungsergebnisse, die hinsichtlich des Last-Verschiebungsverhaltens der Ankerplatte ebenfalls gut mit den Versuchsergebnissen zur Deckung gebracht werden können. Unter dem Aspekt der Steifigkeit zeigen die Untersuchungen mit dem Parameterpaar: Reibungswinkel $\varphi = 41^\circ$ und Tiefenlage $t = 2,225$ m, die schlechteste Übereinstimmung, da die Initial-Steifigkeit im Versuch nahezu das Doppelte der berechneten beträgt. Als Ursache hierfür wird gesehen, daß Inhomogenitäten der Lagerungsdichte infolge des Sandeinbaus im Bereich der Ankerplatte die Initialsteifigkeit empfindlich beeinflussen.

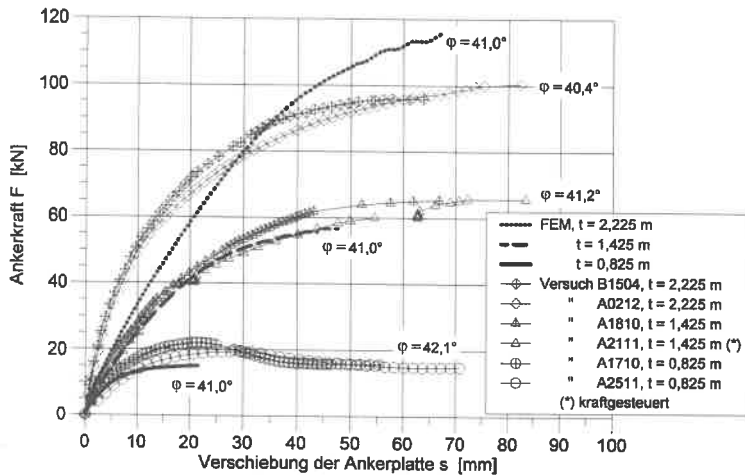


Bild 6.6.3: Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Berechnung für mitteldicht gelagerten Sand

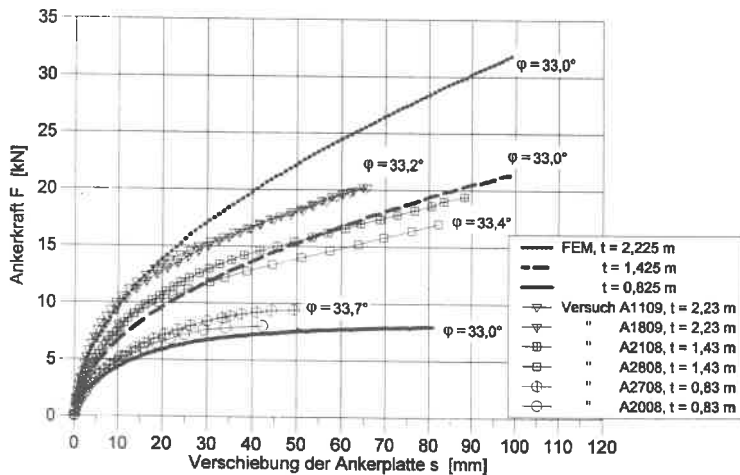


Bild 6.6.4: Last-Verschiebungskurven aus Versuch und Berechnung für locker gelagerten Sand

Insgesamt verdeutlicht der Vergleich von Ergebnissen der FE-Berechnungen mit den großmaßstäblichen Versuchen folgendes: Bei der Bestimmung des Tragverhaltens horizontaler Schraubanker kann mit einem Stoffgesetz, für dessen Parameterbestimmung übliche Triaxialversuche ausreichen, und einem dreidimensionalen, PC-geeigneten FE-Code etwa die gleiche Genauigkeit und somit Prognostizierbarkeit erreicht werden, wie es großmaßstäbliche Versuche in einer künstlichen Sandschüttung mit reproduzierbarer Lagerungsdichte ermöglichen.

Aus theoretischer Sicht kann die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse weiter erhöht werden, wenn ein Stoffgesetz verwendet wird, daß die Änderung des Reibungswinkels durch lokale Kompression bzw. Auflockerung (Dilatanz) berücksichtigt. Derartige Stoffgesetze erfordern jedoch eine aufwendigere Bestimmung der Eingangsparameter.

Bei der Ermittlung der Ankertragfähigkeit für eine praktischen Anwendung liegt die größte Unsicherheit in der Einschätzung der Lagerungsdichte bzw. Scherfestigkeit und in der Inhomogenität des anstehenden Untergrundes. Im Hinblick auf die für einen anstehenden Untergrund üblichen Schwankungen wird der Vorteil eines komplexeren Stoffgesetzes als gering angesehen.

7 In situ-Versuche am Mittellandkanal

Das Ziel der in situ-Untersuchungen lag darin, die praktische Anwendbarkeit von Schraubankern aufzuzeigen sowie den Einfluß von Inhomogenitäten eines natürlich anstehenden Untergrundes festzustellen. Die Baumaßnahmen zur Erweiterung des Mittellandkanals in Hannover boten die Möglichkeit, an einem unbefestigten Ufer Schraubanker in Lage und Neigung einzubringen, wie es eine Verankerung von Spundwänden erfordert.

7.1 Einschraubgerät

Das Einschrauben von Anker mit einem üblichen Drehbohrgerät hatte bei Vorversuchen zu einer hohen Beanspruchung des Ankerschaftes auf Torsion geführt, so daß nur Anker mit einem maximalen Plattendurchmesser von $D = 250$ mm eingebracht werden konnten. Die Erfahrungen in den Niederlanden zeigen, daß durch das Hinzuschalten eines axialen Rüttelmechanismus das zum Einbringen erforderliche Torsionsmoment herabgesetzt werden kann. Aufgrund von Recherchen und Gesprächen mit Firmenvertretern mußte davon ausgegangen werden, daß für die Durchführung der Versuche derartige Geräte auf dem deutschen Markt nicht verfügbar waren und eine Bereitschaft zur Entwicklung eines geeigneten Umbaus nicht vorhanden war. Daher wurde entschieden, ein in den Niederlanden bewährtes Gerät mit Rüttelmechanismus zum Einschrauben der Anker zu verwenden.



Bild 7.1: Einschraubgerät beim Einsatz am Mittellandkanal

Es handelt sich hierbei um ein hydraulisches Drehgerät, das fest auf einem etwa 10 m langen Schwimmkörper befestigt ist und daher nur vom Wasser aus arbeiten kann. Der Ankeransatzpunkt kann maximal 0,5 m über dem Wasser liegen und die maximale Ankerneigung gegen die Horizontale beträgt 15° . Der Drehantrieb läuft auf einer zur Ankerrichtung parallelen Schiene von ca. 4 m Länge, die Anker werden in der Regel aus Gründen der Handhabbarkeit in Stückelungen von 2 m Länge zusammengesetzt. Zur Schonung des Koppelgewindes empfiehlt sich die Anbringung eines Vierkantes am Ankerschaft, an dem das Einschraubgerät das Torsionsmoment aufbringen kann.

7.2 Versuchsgelände

Für die Auswahl des Versuchsgeländes war eine Vielzahl bautechnischer und organisatorischer Aspekte zu beachten, die am Mittellandkanal in Hannover bei km 166,8 (Westpreußenufer in Klein-Buchholz) weitgehend erfüllt wurden: In diesem Bereich steht sandiger Baugrund an, dessen Beschaffenheit bereits durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in einem Baugrundgutachten dokumentiert war. Am Ufer war die im Rahmen des Kanalausbaus erforderliche neue Spundwand bereits eingebracht, das Deckwerk jedoch noch nicht hergestellt. Ein neu hergestelltes Deckwerk hätte aufgebrochen und wieder sachgerecht verschlossen werden müssen. Auch ließ es die allgemeine Baustellensituation zu, in diesem Abschnitt ein Gerät mit 10 m Länge rechtwinklig zum Ufer arbeiten zu lassen, ohne die Binnenschiffahrt unzumutbar zu behindern.

Das Ufer war im Bereich des Versuchsgeländes gegenüber seiner ursprünglichen Geometrie verändert worden. Der Uferweg und Bewuchs an der Böschung waren abgetragen, das Deckwerk war aus dem Verband gelöst und lag teilweise als loses Haufwerk vor. Die Oberkante

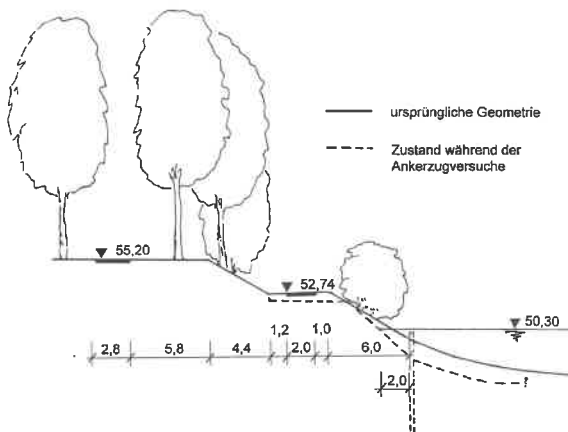


Bild 7.2: Querschnitt der Ufergeometrie

der bereits eingebrachten Spundwand verlief wechselnd über 40 m Uferlänge 20 cm unter dem Kanalwasserspiegel und über 10 m lag sie 10 cm über dem Wasser (Kombiniertes Rechteck-Trapez-Profil). Die Anker sollten im Bereich der niedrigen Spundwandoberkante eingebracht werden.

Für die Ankerzugversuche wurde keine gesonderte Baugrunderkundung durchgeführt, sondern auf die Ergebnisse des Gutachtens der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) zurückgegriffen (BAW-Nr. 88.24.4991). Die Versuchsstrecke liegt zwischen den Erkundungspunkten B 9N bzw. SRS 9N und BKF 13 bzw. SRS 13 (s. Anhang). Die Abstände der Bohransatzpunkte zum Einschraubbereich betrugen 95 m und 145 m.

In den Bohrungen wurden - stellenweise unter einer etwa 1 m mächtigen Auffüllung - überwiegend Mittelsande mit sehr geringen Kiesanteilen angetroffen. Vereinzelt ist in unterschiedlicher Tiefenlage Torf in einer Mächtigkeit von etwa 35 cm eingelagert.

Die Schlagzahlen N_{10} der schweren Rammsonde liegen am Erkundungspunkt SRS 9N oberhalb des Kanalwasserspiegels bei im Mittel etwa 6 und steigen nach einem leichten Rückgang 0,5 m unter dem Wasserspiegel auf Mittelwerte von etwa 10 an. 2 m unter dem Wasserspiegel zeichnet sich ein starker Anstieg ab, der jedoch für die Ankerversuche ohne Belang ist. In der Sondierung SRS 13 N werden auf den oberen 1,7 m Schlagzahlen N_{10} zwischen 2 und 3 erreicht, darunter steigen sie plötzlich auf Werte von ca. 8 an, fallen unter dem Kanalwasserspiegel auf etwa $N_{10} = 6$ ab und liegen ab 1,5 m unter dem Wasser wieder bei 2 bis 3.

Für die Versuchsstrecke ist damit davon auszugehen, daß die Sande in überwiegend lockerer, in einzelnen Lagen in mitteldichter Lagerung vorliegen.

7.3 Einschrauben der Anker

Das Einschrauben der Anker erfolgte durch die niederländische Firma de Vries im Auftrag und auf Anweisung des IGS am 29. und 30. Oktober 1997. Während des Einschraubens wurde die Anzahl der Umdrehungen bezogen auf das Vordringen des Ankers und der hydraulische Druck am Gerät sowie das An- und Abschalten des Rüttelmechanismus durch handschriftliche Aufzeichnungen erfaßt. Die prozentuale Angabe des Rüttelns bedeutet den Anteil von Umdrehungen, bei denen der Rüttelmechanismus angeschaltet war.

Während der Arbeiten zeigte sich, daß das erforderliche Drehmoment nicht durch die Lagerungsdichte des Sandes, sondern durch eingelagerte Hindernisse bestimmt wurde. Durch den ehemaligen Bewuchs war die Böschung von dicken Wurzeln durchzogen. Auf der Böschungsoberfläche lagen grobe Bruchsteine, die am Ankeransatzpunkt weitestgehend abgeräumt wurden, sich zum Teil jedoch bis 1 m hinter die Böschungsoberfläche fortsetzten. Auch bei Einschraubtiefen von mehreren Metern ließen schrabbende Geräusche noch auf das Vorliegen von Steinen schließen. Diese konnten meist durch ein Vor- und Zurückdrehen des Ankers unter Hinzuschaltung des Rüttelmechanismus verdrängt werden.

Tabelle 7.1: Anker- und Einschraubdaten

Nr.	D [mm]	l [m]	Schraub- faktor	Rütteln [%]	Neigung (*) [°]	Höhe [m]
1	300	6	2,6	20	6	0,4
2	300	8	3,8	20	3	0,35
3	350	6	2,1	< 10	5	0,35
4	350	8	1,9	95	1	0,7
5	300	6	1,8	60	4	0,35
6	300	8	2,1	50	4	0,3
7	350	4	3,2	90	-3	0,35
8	350	8	2,4	70	-5	0,35
9	300	6	1,9	20	5	0,35
10	300	8	-	40	4	0,5
11	350	6	-	95	-6	0,45
12	350	6	2,2	90	5	0,35
T	250	6	-	-	8	0,35

(*) negatives Vorzeichen bedeutet Ankerscheibe höher als Ankerkopf

Die große Häufigkeit der Hindernisse ermöglichte kein kontinuierliches Vorwärtsdrehen. Daher ist in Tabelle 7.1 lediglich ein mittlerer Schraubfaktor, d. h. die Anzahl der Umdrehungen mal die Steigung der Ankerplatte bezogen auf die eingeschraubte Länge, und die Häufigkeit des Rüttelns über den gesamten Einschraubvorgang aufgetragen. Bei den Ankern Nr. 10 und Nr. 11 war die Böschung aufgrund ihrer steilen Neigung nicht begehbar, weshalb die Anzahl der Umdrehungen nicht aufgenommen wurde.

Auch die beschriebene, durch den Bauzustand bedingte Ufergeometrie - Spundwand ohne Hinterfüllung - wirkte sich negativ auf das Einschrauben aus. Da das Einschraubgerät zwangsläufig auf der Wasserseite der Spundwand lag, hatte seine Vorderkante bereits einen Abstand von 2 m zum Ufer. Zusätzlich vergrößert sich der Abstand zwischen Ankeransatzpunkt in der Böschung und dem Drehkopf am Gerät durch das Abgraben der oberflächennahen Steine und die verschiebbliche Position des Drehmotors auf dem Gerät. Da der Ankerschaft auch nicht, wie in den Niederlanden üblich, durch ein Loch in der Spundwand gefädelt werden konnte, war er über eine Strecke von 2,5 m bis 5 m ohne Führung. Aufgrund der geringen Biegesteifigkeit des Schaftes konnte die Ankerneigung im Boden stark von der eingestellten Neigung am Gerät abweichen. Verstärkt wurde dieser Effekt beim Verdrängen und Durchdringen von Hindernissen, wenn mit axialem Druck auf den Ankerschaft geschraubt wurde.

Insgesamt konnte am Gerät nur eine geringe Neigung von 3° bis 5° eingestellt werden, da die maximale Höhe des Ankeransatzpunktes über dem Wasserspiegel von 0,5 m direkt an der Spundwand liegt und sich bei größeren Abständen abhängig von der Ankerneigung verringert.

Um die Ankerprüfungen ohne Wasserhaltung durchführen zu können, war es zwingend notwendig, die Ankerköpfe oberhalb des Wasserspiegels anzuordnen.

Nach Abschluß der Arbeiten wurde die Höhe des Ankerkopfes über dem mittleren Kanalspiegel und die Neigung gegen die Horizontale gemessen (Tabelle 7.1). Diese Neigung am Ankerkopf kann von der Neigung des Ankers im Boden abweichen, da sich der relativ dünne Schaft auch in gekrümmter Lage noch einschrauben läßt.

Ein Anker (Nr. 7) mußte bei einer Länge von 4 m belassen werden, da ein weiteres Vordringen nicht möglich war.

7.4 Durchführung der Ankerzugversuche

Die Zugprüfung der Anker erfolgte in der Zeit vom 06. bis 13.11.1997, d. h. mindestens eine Woche nach Einschrauben des jeweiligen Ankers. Die Zugbeanspruchung wurde mit der in Abschnitt 5 beschriebenen Belastungseinrichtung (zweiseitig beaufschlagte, hydraulische Hohlkolbenpresse, maximale Druckkraft: 300 kN, mit Kraftmeßdose und Potentiometer) aufgebracht. Zusätzlich wurden die absoluten Verschiebungen des Ankerkopfes mit einem analogen Wegaufnehmer gemessen, der unverschieblich an einem Stativ befestigt war.

Da die bereits vorhandene Spundwand noch nicht vollständig hinterfüllt war und einen Abstand an der Wasseroberfläche von etwa 2 m zum bestehenden Ufer aufwies, konnte sie nicht als Widerlager für die Versuche herangezogen werden. Es mußte eine geeignete Konstruktion im Böschungsbereich hergestellt werden, die vollständig rückgewinnbar war.

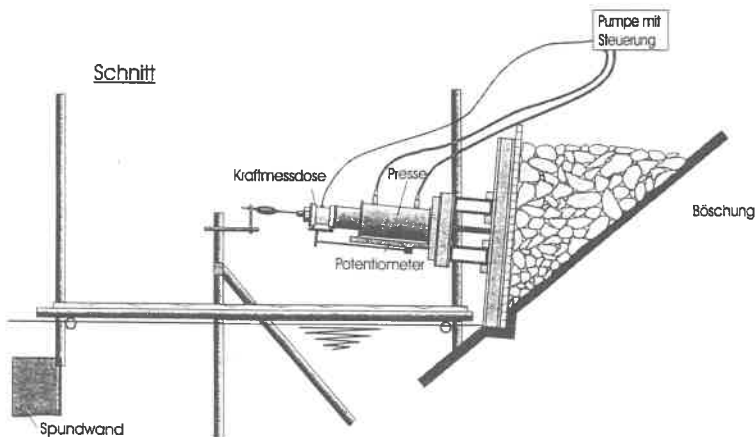


Bild 7.3: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

Die gewählte Widerlagerkonstruktion bestand aus zwei Planboard-Schaltafeln, Dicke 21 mm, von jeweils 1,25 m x 1,25 m, die nahezu rechtwinklig zur Ankerachse angeordnet wurden, um Schubkräfte zu vermeiden. Diese Tafeln wurden durch je vier IPE 100-Träger verstärkt, auf denen sich eine Traverse zur Verteilung der Pressenkraft abstützte (Bild 7.3). Da die bestehende Böschung somit deutlich flacher geneigt war als die Widerlagerplatten, wurde der keilförmige Zwischenraum mit Bruchsteinen in möglichst dichter Packung verfüllt.

Beim Aufbringen der Last auf den Anker wurden hinsichtlich der Steuerung drei verschiedene Versuchstypen gewählt:

Typ 1: Weggesteuerte Versuche mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v = 0,01$ mm/s

Typ 2: Weggesteuerte Versuche mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v = 0,03$ mm/s

Typ 3: Stufenweise Laststeigerung

7.5 Versuchsergebnisse

Die Grenztragfähigkeit eines jeweiligen Ankers wurde anhand der Last-Verschiebungskurven (Anhang) nach den Kriterien wie bei den Modellversuchen (Übergang des steilen in den flachen Ast der Kurve) ermittelt. Eine Zusammenstellung der verwendeten Anker, ihres Verhaltens beim Einschrauben, des Versuchstyps sowie der maximalen Ankerlast F mit der dazugehörigen Verschiebung s ist in Tabelle 7.2 gegeben.

Tabelle 7.2: Versuchsergebnisse

Nr.	D [mm]	l [m]	Schraub- faktor	Rütteln [%]	max. F [kN]	s [mm]	Versuchs- typ
1	300	6	2,6	20	96	68	2
5	300	6	1,8	60	160	133	3
9	300	6	1,9	20	171	113	1
2	300	8	3,8	20	201	117	1
6	300	8	2,1	50	140	110	3
7	350	4	3,2	90	118	88	2
3	350	6	2,1	< 10	145	80	1
12	350	6	2,2	90	> 200	< 40	2
4	350	8	1,9	95	133	100	1
T	250	6	-	-	73	90	2
11 (*)	350	6	-	95	24	38	3
8 (*)	350	8	2,4	70	28	25	3
10 (*)	300	8	-	40	44	25	2

(*) Wegen Einschraubhindernissen und mangelnder Führung des Ankers starke Richtungsabweichung zur Geländeoberfläche hin

Für die Auswertung werden die Anker Nr. 8, Nr. 10 und Nr. 11 nicht weiter betrachtet, da sie durch eine starke Richtungsabweichung während des Einschraubens nur knapp unter der Oberfläche lagen und somit nur geringe Lasten aufnehmen konnten. Die Last-Verschiebungskurven zeigen für diese Anker teilweise das typische Tragverhalten eines oberflächennahen Ankers mit einem Maximalwert (Peak-Wert) und mit zunehmenden Verformungen einem Abfallen auf eine Resttragfähigkeit. Durch Ausgraben wurde für den Anker Nr. 11 festgestellt, daß die Ankerachse lediglich 35 cm unter Gelände lag, an dieser Stelle jedoch eine Neigung von 21° aufwies. Bei einer Verankerung einer Spundwand o. ä. würden diese Anker nicht herangezogen werden, da bereits beim Einschrauben die erhebliche Abwanderung nach oben erkennbar war. Das Freilegen der Ankerplatte ermöglichte weiterhin eine visuelle Prüfung hinsichtlich Beschädigungen infolge des Einschraubens durch steinigtes Material. Hier waren jedoch keine Beanspruchungsspuren (Einkerbungen an der vorderen Schneide, Kratzer o. ä.) zu erkennen.

In den übrigen Versuchen ($D = 300$ mm und 350 mm) wurde eine mittlere Ankerkraft von 152 kN als Grenztragfähigkeit erreicht, wobei die Werte mit einem Minimalwert von 96 kN und einem Maximum > 200 kN eine große Streubreite aufweisen. Die Ankerkopfverschiebungen bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit lagen zwischen 40 mm und 133 mm, im Mittel bei 94 mm. Die große Streubreite der Tragfähigkeit wird auf Baugrundinhomogenitäten und Ungenauigkeiten in der Lage der Ankerplatte zurückgeführt. Bei einem Einschrauben in weitgehend homogenen Sand spiegelt sich die anstehende Lagerungsdichte im erforderlichen Drehmoment und damit auch in der Erfordernis des Rüttelns wieder. Im vorliegenden Fall diente das Rütteln jedoch meist dazu, Hindernisse aus Steinen und Wurzeln im Bereich der Ankerplatte zu verdrängen, was auch den Schraubfaktor beeinflusst. Der Anteil der Umdrehungen mit Rütteln läßt keinen Rückschluß auf die Lagerungsdichte des Sandes zu. Ein Zusammenhang zwischen dem Verhalten des Ankers beim Einschrauben und der erzielten Tragfähigkeit ist damit nicht zu erkennen.

Auch können durch die starke Streuung keine Abhängigkeiten von der Ankerlänge und dem Plattendurchmesser abgeleitet werden. Für Anker mit Plattendurchmessern von 350 mm wurden im Mittel etwa die gleichen Tragfähigkeiten wie für Anker mit platten von 300 mm Durchmesser erzielt. Wie am Anteil der Umdrehung mit Rütteln (5. Spalte der Tabelle 7.1) zu erkennen ist, ließen sich jedoch die Anker mit 350 mm Plattendurchmesser wesentlich schwerer einbringen.

7.6 Zusammenfassende Bewertung und Ausblick

Unter Einbeziehung der Erfahrungen aus den Vorversuchen im Februar 1997 wird deutlich, daß durch das Hinzuschalten eines Rüttelmechanismus beim Einschrauben der Anker größere Plattendurchmesser eingebracht werden können. In die in Hannover anstehenden Fein- bis Mittelsande, in die jedoch teilweise Kiese, Steine oder einzelne härtere Bänke eingelagert sind, ließen sich mit einem reinen Drehbohrgerät ohne Rütteln Schraubanker mit Plattendurchmessern von $D = 250$ mm eindrehen. Bei den hier beschriebenen Untersuchungen konnten mit einem in den Niederlanden für das Einbringen von Schraubankern entwickeltem Gerät

mit Rüttelmechanismus Plattendurchmesser von $D = 350 \text{ mm}$ eingeschraubt werden. Selbst etwa faustgroße Steine ließen sich bei diesem Verfahren verdrängen.

Nachteilig für das Einbringen der Anker wirkte sich die durch einen Bauzustand bedingte Ufergeometrie aus, bei der die neue Spundwand bereits geschlagen, aber nicht vollständig hinterfüllt war und sich in 2 m Abstand zum bestehenden Ufer befand. Damit entstand zwischen dem Ankeransatzpunkt in der Böschung und der Führung am Drehkopf ein Abstand von 2,5 m bis 5 m, in dem sich der Ankerschaft ohne Führung verformen konnte. Durch das zusätzliche Verdrängen von Hindernissen und axialen Druck auf den Ankerschaft beim Einschrauben ergaben sich erhebliche Abweichungen von der geplanten Lage der Ankerplatte. Bei der Verankerung einer Spundwand könnten diese Effekte durch geringere Abstände und ein Hindurchfädeln des Schaftes durch die Spundwand stark verringert werden.

Insgesamt konnte durch die Versuche gezeigt werden, daß es prinzipiell möglich ist, auch in sandigen Böden mit Kies- und geringen Steineinlagerungen Schraubanker bis zu einem Plattendurchmesser von 350 mm einzubringen. Es ist dabei jedoch auf eine gute Führung des Ankerschaftes zu achten und axialer Druck zu vermeiden, um Richtungsabweichungen gering zu halten. Ein hoher Anteil an Hindernissen mindert jedoch die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens, da ein wesentlicher Vorteil in dem schnellen Einbringen der Anker liegt. Die Zeit für das Einschrauben eines Ankers mit 6 m Länge kann von etwa 10 min bei kontinuierlichem Schrauben in nahezu homogenem Untergrund auf über 1 h beim Vorliegen von Hindernissen ansteigen.

Beim Prüfen der 12 Anker mit Plattendurchmessern von 300 mm und 350 mm und Längen von 6 m und 8 m wurden Grenztragfähigkeiten zwischen 96 kN und $> 200 \text{ kN}$ bei Verschiebungen des Ankerkopfes zwischen 40 mm und 133 mm festgestellt. Die große Streubreite der Ergebnisse ist auf Baugrundinhomogenitäten zurückzuführen, die auch schon beim Einschrauben zu sehr unterschiedlichem Verhalten der einzelnen Anker führten. Eine deutliche Abhängigkeit der Tragkraft von Ankerlänge und Plattendurchmesser läßt sich damit nicht ablesen. Tendenziell ließen sich jedoch die Anker mit Platten von 300 mm Durchmesser leichter einbringen und die Spannung auf die Ankerplatte ist bei gleicher mittlerer Grenztragfähigkeit etwas höher, so daß sie insgesamt in dem angetroffenen Baugrund wirtschaftlicher erscheinen. Ein Einfluß der Ankerlänge war aufgrund der - in dieser Weise nicht vorgesehenen - geringen Ankerneigungen nicht zu erwarten.

Für den baupraktischen Einsatz von Schraubankern stehen somit Erfahrungen hinsichtlich der Gerätetechnik als auch der zu erwartenden Grenztragfähigkeit zur Verfügung. Bei den an der Versuchsstrecke vorliegenden Untergrundverhältnissen und dem gewählten KRT-Profil sind horizontale Ankerkräfte von etwa 60 kN/m abzutragen, die jedoch vom Einspanngrad und damit von der Länge der Spundwand abhängen. Bei einer Bohlenbreite von 60 cm würde die Verankerung jeder Doppelbohle eine zulässige Ankerkraft von 72 kN erfordern. Die oben beschriebene mittlere Grenztragfähigkeit der Schraubanker mit 300 mm Plattendurchmessern von 154 kN hat auf diese zur Verankerung der Spundwand erforderliche Ankerkraft von 72 kN eine 2,1-fache Sicherheit.

8 Auswertung der Grenztragfähigkeiten und Modellbildung

In den vorangegangenen Kapiteln werden die durchgeführten Untersuchungen beschrieben und hinsichtlich ihrer Last-Verschiebungskurven ausgewertet, die eine Bestimmung der Grenztragfähigkeit ermöglichen. Den Schwerpunkt der Analysen stellen die großmaßstäblichen Modellversuche und die Finite-Elemente (FE)-Berechnungen dar.

Das Ziel des folgenden Kapitels ist, möglichst allgemeingültige Aussagen zu den Abhängigkeiten der Grenztragfähigkeit aus den Versuchs- und Berechnungsergebnissen abzuleiten.

Ein theoretischer, auf der Grundlage phänomenologischer Beobachtungen empirisch entwickelter Ansatz zur Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussungen einzelner Parameter wird in Abschnitt 8.1 vorgestellt. Grundlage hierfür sind die Ergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche als auch die der FE-Berechnungen. Eine weitere Auswertung der Parametervariationen erfolgt in Abschnitt 8.2.

Die Zusammenstellung und der Vergleich sämtlicher Ergebnisse mit geeigneten Normierungen kann ein schlüssiges Bild genereller Tendenzen vermitteln und Fehlinterpretationen infolge des Abweichens einzelner Versuchsergebnisse vermeiden. Umgekehrt gibt eine derartige Zusammenstellung auch Aufschluß über die Qualität der einzelnen Ergebnisse. Auf der Grundlage dieser Bewertungen wird ein allgemeines Bemessungsdiagramm mit dimensionsfreier Darstellung entwickelt.

8.1 Bestimmung einer Ansatzfunktion

In Anlehnung an Erdwiderstandstheorien wird die Grenztragfähigkeit von Schraubankern gemäß Gleichung 8.1 angenommen. Der aktive Erddruck auf die Plattenrückseite wird aufgrund der räumlichen Wirkung vernachlässigt.

$$F_{\text{grenz}} = A(D) \cdot q(\gamma, t) \cdot K_p(\varphi) \cdot h\left(\frac{t}{D}, \varphi\right) \quad (8.1)$$

Hierbei ist A die Fläche (als Projektion in die vertikale Ebene) der Ankerplatte, q die vertikale Überlagerungsspannung bis zur Plattenunterkante und K_p der Tragfähigkeitsbeiwert für Erdwiderstand im Rankine-Fall.

Die dimensionslose Funktion h wird als Tiefenfunktion bezeichnet und erfaßt die Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber dem Rankine-Fall für eine kreisrunde Ankerplatte mit Durchmesser D und einer bezogenen Tiefenlage t/D .

Für einen homogenen Untergrund kann Gleichung 8.1 folgendermaßen umgestellt werden:

$$h\left(\frac{t}{D}, \varphi\right) = \frac{F_{\text{grenz}}}{A \cdot \gamma \cdot t \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{N}{K_p(\varphi)} \quad (8.2)$$

Wie in Abschnitt 5.1.1, Bild 5.1.6, aufgezeigt, ist der Reibungswinkel abhängig von der Potenzzahl e und dem Spannungszustand σ . D. h. die Multiplikatoren im Nenner von Gleichung 8.2 sind nicht unabhängig voneinander.

Zur Bestimmung der Funktion h wird auf einen analytischen Ansatz verzichtet, da die Veränderung des Bruchmechanismus (s. Abschnitt 4.1) mit der relativen Tiefenlagen t/D und mit der Scherfestigkeit, die von der absoluten Tiefenlage abhängt, sowie eine zusätzliche Verspannung bei Dilatanz und die progressive Entwicklung des Bruches einen hohen rechnerischen Aufwand bzw. erhebliche Vereinfachungen erfordern würden. Es werden daher die in den großmaßstäblichen Modellversuchen und FE-Berechnungen beobachteten Phänomene durch einen empirischen Ansatz erfaßt.

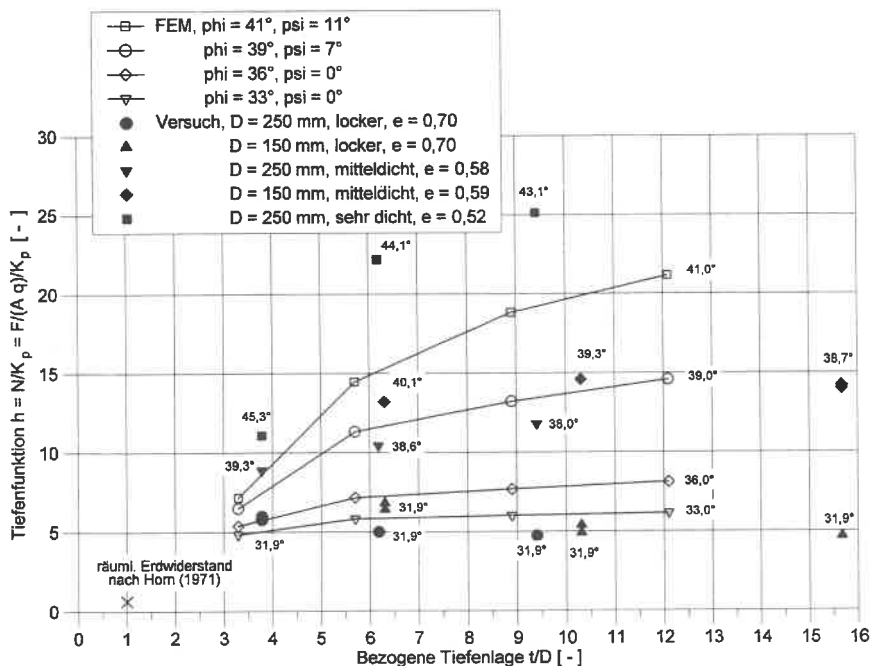


Bild 8.1.1: Versuchs- und Berechnungsergebnisse, normiert als Tiefenfunktion $h = N/K_p$, in Abhängigkeit der bezogenen Tiefenlage der Ankerplatte

In Bild 8.1.1 sind die in den Versuchen und Berechnungen bestimmten Grenztragfähigkeiten über die bezogenen Tiefenlage t/D aufgetragen. Die den Versuchen zugeordnete, bezogene Tiefenlage t/D ergibt sich nicht direkt aus der geometrischen Tiefenlage der Ankerplatte. Da der Wasserspiegel im Versuchsbehälter nicht exakt an der Sandoberfläche lag, ist auf den oberen Zentimetern die Feuchtwichte zu berücksichtigen. Die rechnerische Tiefenlage wurde daher aus der tatsächlichen Überlagerungsspannung q bezogen auf die Wichte unter Auftrieb γ' bestimmt: $t = q / \gamma'$. Die Grenztragfähigkeiten wurden über die Plattenfläche, die Überlagerungsspannung und den Erdwiderstandsbeiwert normiert, so daß im Diagramm direkt der Wert der Funktion h abgelesen werden kann.

Da die großmaßstäblichen Modellversuche bei einer jeweils einheitlichen Lagerungsdichte durchgeführt wurden, ergibt sich für jede Tiefenlage ein unterschiedlicher Reibungswinkel, der neben den Versuchswerten notiert ist. Für geringe Tiefenlagen wird die Tragfähigkeit leicht überschätzt, da der Sand auf den oberen Zentimetern nicht wassergesättigt war und somit eine scheinbare Kohäsion aufwies, die für oberflächennahe Bruchmechanismen zusätzliche Scherfestigkeit bringt. Insgesamt zeichnet sich für die Funktion h ein hyperbolischer Verlauf ab.

Da sich ab einer Tiefenlage von $t/D < 1$ die wirksame Ankerfläche A verändert, wird $t/D = 1$ als unterer Grenzfall gesetzt, in dem die Tragfähigkeit dem räumlichen Erdwiderstand entspricht, für dessen Bestimmung der Ansatz von *Horn (1971)* gewählt wird. Für die Funktion h wird ein Ansatz gemäß Gleichung 8.3 gewählt.

$$h\left(\frac{t}{D}, \varphi\right) = \frac{C \cdot \left(\frac{t}{D} - 1\right)^2}{1 + B(\varphi) \cdot \left(\frac{t}{D} - 1\right)^2} + 0,65 \quad (8.3)$$

Bei einer geringen Scherfestigkeit wird ab etwa $t/D = 6$ ein nahezu konstanter Wert für $h(t/D)$ erreicht, während bei einer hohen Scherfestigkeit die Kurve bis über $t/D = 12$ gekrümmt

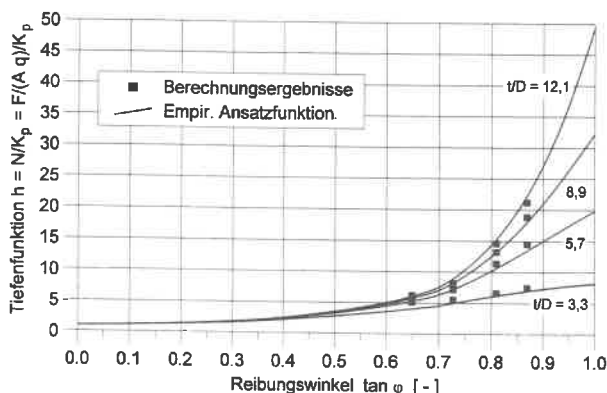


Bild 8.1.2: Tiefenfunktion h in Abhängigkeit der Scherfestigkeit

Triaxialversuchen konnte der in Bild 8.1.3 dargestellte Zusammenhang zwischen Porenzahl und Dilatanzwinkel ψ festgestellt werden.

Um dieses Verhalten durch eine mathematische Funktion abzubilden, ist der Einfluß des Reibungswinkels, der Dilatanz und der Tiefenlage zu erfassen. Desweiteren sollen sich aus dieser Funktion keine Einschränkungen hinsichtlich des Gültigkeitsbereiches ergeben, d. h. auch für sehr kleine bzw. sehr große Scherfestigkeiten soll die Funktion ein sinnvolles Ergebnis liefern. Mit der Wahl folgender Beziehungen bzw. Werte für die Parameter B und C in Gleichung 8.3 konnten diese Bedingungen erfüllt und die in Bild 8.1.2 dargestellte Annäherung erreicht werden.

$$B = \frac{5 \cdot e^{-4,55 \cdot (\tan \varphi + \tan \psi)}}{(1 - \tan \psi)^2} \quad C = 1,4 \quad (8.4)$$

Die Tragfähigkeit eines Schraubankers kann somit anhand einer einzigen Funktion in Abhängigkeit der Tiefenlage und des Durchmessers der Ankerplatte sowie der Wichte, der Reibung und der Dilatanz des umgebenden Sandes beschrieben werden.

In Bild 8.1.4 sind die Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche für eingelegte Ankerplatten, die Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen und die empirische Ansatzfunktion eingetragen. Hierbei wurden Kurven gleicher Lagerungsdichte erzeugt, die direkt mit den Versuchsergebnissen verglichen werden können, und Kurven gleicher Reibungswinkel, um den Bezug zu den FE-Berechnungen zu bilden. Die Ankertragfähigkeit wurde als Bruchfaktor $N = \sigma_{\text{grenz}} / (A \cdot q)$ aufgetragen.

Die Kurven gleicher Reibungswinkel erreichen für kleine Werte von φ ab etwa $t/D = 6$ eine horizontale Asymptote, für große Reibungswinkel ab etwa t/D von 16. Die Kurven gleicher Porenzahl e gehen bei lockerer Lagerung ebenfalls ab einem Verhältnis t/D von etwa 6 auf einen nahezu konstanten Wert über, bei höherer Lagerungsdichte wird bei t/D von 8 bis 10 ein Maximalwert überschritten mit anschließendem leichten Abfall. Da sich in großen Tiefen die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels nicht mehr auswirkt, ergibt sich auch für diese Kurven eine horizontale Endtangente.

Für die Ankertragfähigkeit bedeutet dieses Verhalten eine stark überlineare Zunahme infolge des Übergangs auf einen tiefliegenden Bruchmechanismus und im Anschluß daran - mit wachsender Tiefenlage der Ankerplatte - eine mit der Überlagerungsspannung lineare Zunahme. Dieser theoretisch unbegrenzte Anstieg wird durch den bei sehr hohen Drücken abnehmenden Reibungswinkel infolge Kornbruch eingeschränkt, der in den vorliegenden Untersuchungen jedoch nicht berücksichtigt wurde und auch für praktische Anwendungen ohne Relevanz sein dürfte.

Insgesamt verdeutlicht Bild 8.1.4 die Leistungsfähigkeit der empirischen Ansatzfunktion, die sowohl für eine große Bandbreite von Reibungswinkeln und Tiefenlagen der Ankerplatte sowie für unterschiedliche Ankerplattendurchmesser eine hohe Genauigkeit in der Abbildung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse liefert.

8.2 Auswertung von Parametern mit indirektem Einfluß

Bei der Bestimmung der Ansatzfunktion wurde die gegenseitige Beeinflussung der Parameter Reibungswinkel und Lagerungsdichte, Überlagerungsspannung und bezogene Tiefenlage der Ankerplatte und die daraus resultierenden, komplexen Zusammenhänge in ihrer Wirkung auf die Grenztragfähigkeit berücksichtigt und die getroffenen Annahmen durch den Vergleich mit Versuchs- und Berechnungsergebnissen verifiziert.

Der Einfluß des Ankerplattendurchmessers geht über die bezogene Tiefenlage t/D in den Ansatz ein, der für Ankerplattendurchmesser von 150 mm und 250 mm bestätigt werden konnte. Durch die gewählten Normierungen ist jedoch schwer zu erkennen, wie sich eine Änderung des Durchmessers bei sonst gleichen Verhältnissen auf die Tragfähigkeit auswirkt. Daher wird der Einfluß des Ankerplattendurchmessers D als indirekt bezeichnet und in Abschnitt 8.2.1 separat diskutiert.

Das Einschrauben der Anker führt zu einer Veränderung der Lagerungsdichte in der Umgebung der Ankerplatte. Die Auswirkungen und deren Berücksichtigung in der Ansatzfunktion werden in Abschnitt 8.2.2 aufgezeigt.

8.2.1 Einfluß des Ankerplattendurchmessers.

Wegen der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels und des Einflusses der bezogenen Tiefenlage t/D auf die Tragfähigkeit ist es nicht möglich, den Ankerplattendurchmesser D bei sonst gleichen Bedingungen zu variieren: Bei einem Vergleich von Versuchen mit gleicher Überlagerungsspannung ergibt sich bei unterschiedlichen Plattendurchmessern ein anderer Verhältniswert t/D , der die Tragfähigkeit beeinflusst.

Wie in Diagramm 8.2.4 ersichtlich, können bei gleicher Überlagerungsspannung von Platten mit geringerem Durchmesser wegen der größeren bezogenen Tiefenlage t/D höhere Normalspannungen aufgenommen werden. Da in den Versuchen mit einem Plattendurchmesser von $D = 150$ mm und mitteldichter Lagerung der Sand in einer etwas höheren Lagerungsdichte ($e = 0,58$) eingebaut wurde als bei Versuchen mit $D = 250$ mm ($e = 0,59$), ist die empirische Ansatzfunktion für eine einheitliche Lagerungsdichte ($e = 0,59$) bei unterschiedlichen Plattendurchmessern zusätzlich angegeben. Eine Gegenüberstellung mit gleicher bezogener Tiefenlage t/D (Diagramm 8.2.5) verdeutlicht, daß sich bei kleineren Durchmessern infolge der geringeren Überlagerungsspannung auch die aufnehmbaren Normalspannungen verringern. Eine Normierung der aufnehmbaren Normalspannung über die Überlagerungsspannung als bereits eingeführter Bruchfaktor N ergibt wiederum höhere Werte für die kleineren Ankerplatten, da bei gleicher Lagerungsdichte aus dem geringeren Spannungsniveau ein höherer Reibungswinkel (Bolton 1986) resultiert. Tabellarisch lassen sich diese Aussagen folgendermaßen zusammenfassen:

Tabelle 8.1: Einfluß des Ankerplattendurchmessers

Vergleichsparameter	$D = 150$ mm	$D = 250$ mm
Überlagerungsspannung q bzw. Tiefe t	F/A	F/A
bezogene Tiefenlage t/D	N	N

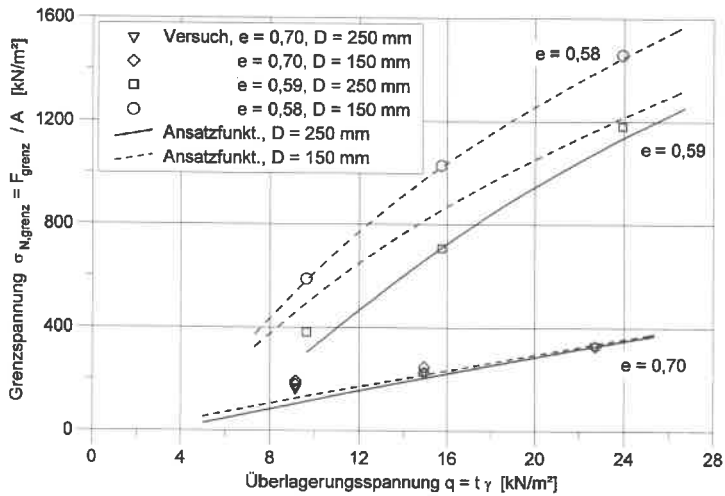


Bild 8.2.3: Einfluß des Plattendurchmessers D im Vergleich über $q = \gamma \cdot t$

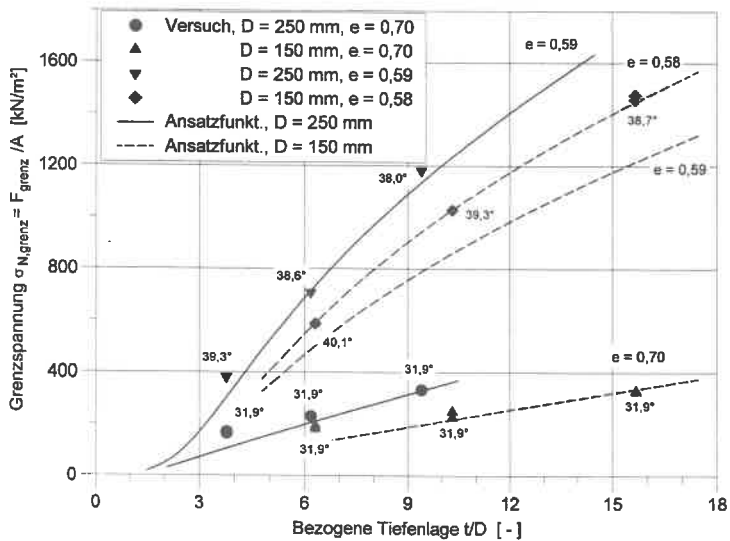


Bild 8.2.4: Einfluß des Plattendurchmessers D im Vergleich über t/D

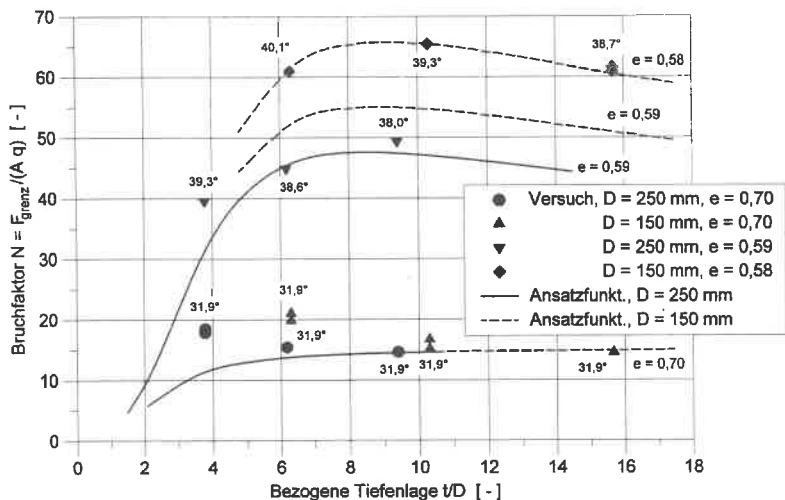


Bild 8.2.5: Einfluß des Plattendurchmessers D auf den Bruchfaktor N

8.2.2 Einfluß des Einschraubens

In den vorangegangenen Auswertungen des Abschnitts 8 wurden, um die Anzahl der voneinander abhängigen Parameter möglichst gering zu halten, bisher nur eingelegte Anker betrachtet. Für die großmaßstäblichen Modellversuche konnte somit davon ausgegangen werden, daß die Lagerungsdichte zu Beginn des Versuchs der überprüften und gemessenen Einbaudichte entspricht. Da für Schraubanker jedoch das Einbringverfahren durch Einschrauben charakteristisch ist, wird dessen Einfluß auf die Tragfähigkeit anhand von Ergebnissen aus großmaßstäblichen Versuchen mit eingeschraubten Ankern aufgezeigt.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse verdeutlicht, daß das Einschrauben der Anker zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt, die sich bei mitteldichter Lagerung stärker als bei lockerer Lagerung auswirkt. Bei der Annäherung dieser Ergebnisse durch den beschriebenen empirischen Ansatz konnte für die Annahme einer erhöhten Lagerungsdichte gemäß Tabelle 8.2.1 infolge des Einschraubens eine gute Übereinstimmung gefunden werden.

Obwohl die durch das Einschrauben eingetretene Volumenänderung bei lockerer Lagerung tendenziell größer ist als bei mitteldichter, ist der Einfluß auf die Tragfähigkeit dennoch erheblich geringer. Dies ist auf die überlineare Zunahme der Tragfähigkeit mit wachsendem Reibungswinkel des umgebenden Materials zurückzuführen (Bild 8.1.2).

Eine zusätzliche Möglichkeit zur Überprüfung der Annahmen hinsichtlich der Volumenänderung infolge des Einschraubens bieten die während des Einbringens gemessenen Oberflächenverformungen. In einer Simulation mit der Methode der Finiten Elemente wurden in einem

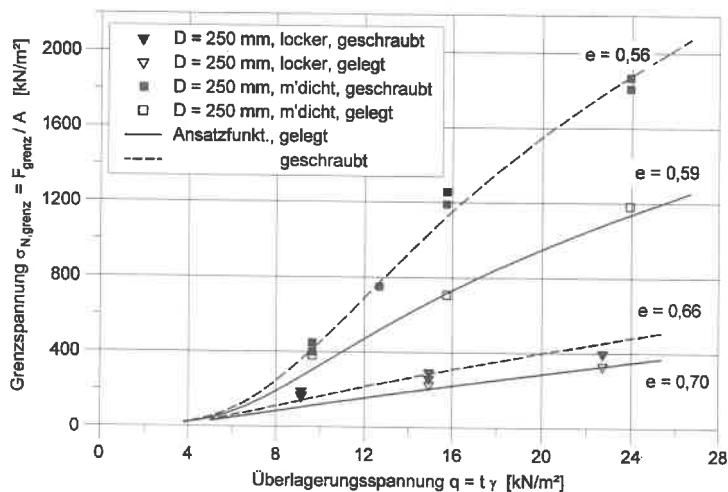
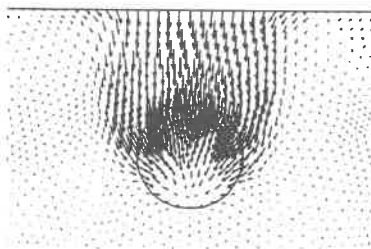


Bild 8.2.6: Erhöhung der Ankertragfähigkeit durch Einschrauben

Lockere Lagerung

Mittlere Volumendehnung
vor der Platte $\varepsilon_v = 2,4 \%$

max. Setzung an der
Oberfläche $v = 2$ mm

Mitteldichte Lagerung

Mittlere Volumendehnung
vor der Platte $\varepsilon_v = 1,8 \%$

max. Setzung an der
Oberfläche $v = 0,4$ mm

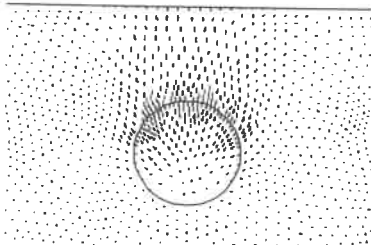


Bild 8.2.7: Untergrundverformungen infolge Verdichtung durch Einschrauben

Tabelle 8.2: Dichteänderungen und Verformungen infolge des Einschraubens

	Lockere Lagerung	Mitteldichte Lagerung
Einbauporenzahl (gemessen)	$e = 0,70$	$e = 0,59$
Porenzahl nach Einschrauben (Rückrechnung aus Übereinstimmung mit empirischer Ansatzfunktion)	$e = 0,66$	$e = 0,56$
Volumenänderung	2,4 %	1,8 %
Oberflächenverformungen (gemessen)	2 mm	nicht meßbar
Oberflächenverformungen (berechnet)	2 mm	0,4 mm

horizontalen, längs des Ankerschaftes zylindrischen Bodenausschnitt mit einem Durchmesser von 2 D die in Tabelle 8.2 angegebene Volumenveringerung eingeprägt und die Verformungen im Untergrund für den verwendeten Sand in lockerer und mitteldichter Lagerung berechnet.

Bei lockerer Lagerung zeichnen sich diese Verformungen bis zur Geländeoberfläche durch, während bei mitteldichter Lagerung eine Lastumlagerung eintritt und an der Geländeoberfläche kaum Verformungen auftreten. Diese Ergebnis stimmt mit den Messungen überein und bestätigt die Annahme, daß auch bei mitteldichter Lagerung durch das Einschrauben eine Verdichtung eintritt, die jedoch keine Oberflächenverformungen verursacht.

8.3 Vergleiche mit in-situ-Versuchen und Literaturwerten

Die großmaßstäblichen Modellversuche und die FE-Berechnungen wurden eigenhändig unter reproduzierbaren Bedingungen durchgeführt und konnten daher bei der Auswertung in allen Details nachvollzogen werden. Die auf der Grundlage dieser Untersuchungen bestimmte Ansatzfunktion bildet die Ergebnisse mit hoher Genauigkeit ab und fügt sie zu einem in sich schlüssigen Modell zusammen.

Bei in-situ Versuchen und bei Literaturauswertungen sind die Kenntnisse über die Versuchsbedingungen oftmals lückenhaft, da sie entweder nicht ausreichend genau bestimmt werden konnten - wie z. B. die Parameter eines natürlich anstehenden Bodens - oder nur unvollständig dokumentiert sind.

Ein Vergleich von in situ-Versuchen (Abschnitt 8.3.1) und großmaßstäblichen Modellversuchen anderer Autoren (Abschnitt 8.3.2) mit der Ansatzfunktion und damit indirekt auch mit den Versuchs- und Berechnungsergebnissen zeigt Streubreiten auf und läßt Rückschlüsse auf eventuell unbekannte Versuchsdaten zu. Die Gegenüberstellung mit kleinmaßstäblichen Modellversuchen aus verschiedenen Veröffentlichungen (Abschnitt 8.3.3) zeigt auf, inwieweit die Ansatzfunktion für diesen Spannungsbereich, der eine Extrapolation der eigenen Ergebnisse darstellt, anwendbar ist.

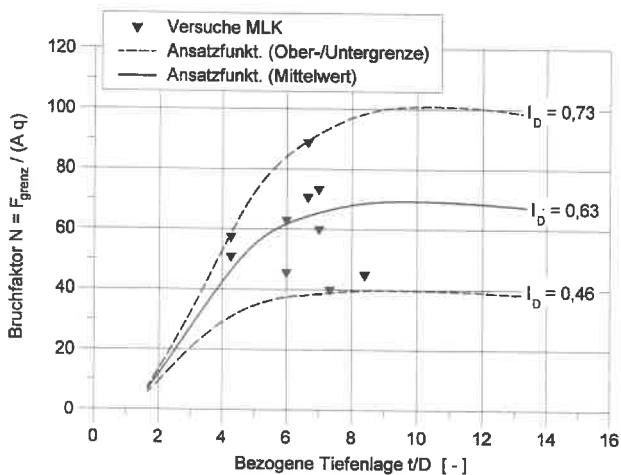


Bild 8.3.1: In situ Versuche am Mittellandkanal in Hannover

8.3.1 In situ-Versuche am Mittellandkanal und am Wilhelmina-Kanaal/NL

Die Versuche am Mittellandkanal sind in Abschnitt 7 beschrieben und ausgewertet. In Diagramm 8.3.1 sind die erreichten Bruchlasten als Bruchfaktor N über die bezogene Tiefenlage t/D dargestellt. Die festgestellte Streubreite läßt sich mit Hilfe der Ansatzfunktion zwischen einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_D = 0,46$ und $I_D = 0,73$ eingrenzen, die im

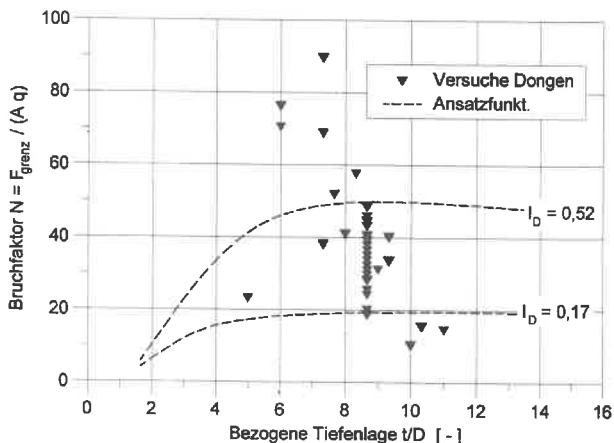


Bild 8.3.2: In situ Versuche am Wilhelminakanaal bei Dongen / NL

weitgestuften Sand einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht. Die Sondierergebnisse ließen jedoch nur eine bezogene Lagerungsdichte von etwa $I_D = 0,25$ bis $I_D = 0,4$, also überwiegend lockere Lagerung erwarten.

Diese Abweichung kann mit der Verdichtung infolge des Einschraubens erklärt werden. In den großmaßstäblichen Versuchen wurde bei einem händischen Einschrauben der Anker in lockerer Lagerung eine Verdichtung von 2,5 % festgestellt. Beim Einbringen der Anker am Mittellandkanal wurde mit einem Gerät eingeschraubt, daß zusätzlich zur Drehbewegung Rütteln kann, so daß eine stärkere Verdichtung zu erwarten ist. Die Abweichung der Lagerungsdichte zwischen Erkundung durch Sondieren und Rückrechnung aus der Tragfähigkeit entspricht einer Volumenverringerung von 3 % bis 5 %, die unter den oben beschriebenen Bedingungen auf den Einschraubvorgang zurückgeführt werden kann. Die Streuung der Ergebnisse untereinander ist durch Baugrundinhomogenitäten verursacht.

Weitere Ergebnisse von In situ-Versuchen liegen aus den Niederlanden vor und sind in Abschnitt 2 beschrieben. Ein Teil der Ergebnisse streut so stark, daß eine weitere Auswertung mit Bezug auf die in den Sondierungen angetroffene Lagerungsdichte nicht sinnvoll erscheint. Die meisten Bruchlasten (80 %) können jedoch zwischen den Werten der Ansatzfunktion für eine bezogene Lagerungsdichte von $I_D = 0,17$ und $I_D = 0,52$, d. h. sehr lockere bis lockere Lagerung, eingegrenzt werden.

In den bei Dongen durchgeführten Drucksondierungen wurden über die Tiefe große Schwankungen festgestellt, die auf einen wesentlich inhomogeneren Untergrundaufbau als in Hannover schließen lassen.

Wird bei einem inhomogenen Baugrund mit Wechsellagen aus unterschiedlich tragfähigen Schichten die Bruchlast des Ankers aus gemittelten Sondierwiderständen abgeleitet, tritt eine Überschätzung ein, da die Ankerplatte beim Einschrauben die Tendenz aufweist, in Schichten mit geringem Eindringwiderstand auszuweichen.

Die Sondierwiderstände in der Tiefenlage freigelegter, und somit in ihrer Lage bekannter Ankerplatten liegen zwischen $q_c = 0,2 \text{ MN/m}^2$ und $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$, im Mittel bei $q_c = 4 \text{ MN/m}^2$. Bei einer Auswertung der Sondierwiderstände gemäß DIN 4094 entspricht dies einer Lagerungsdichte zwischen $I_D = 0,0$ und $I_D = 0,40$. Somit sind die in Diagramm 8.3.2 dargestellten Tragfähigkeiten gemäß empirischen Ansatzfunktion einer höheren Lagerungsdichte zuzuordnen; der Unterschied zu den Sondierergebnissen entspricht einer etwa 2 %igen Volumenverringerung, die auf den Einschraubvorgang zurückgeführt wird.

Im Vergleich mit den Versuchen am Mittellandkanal ist demnach die Volumenverringerung durch das Einschrauben der Anker bei Dongen etwas geringer. Ein Vergleich der Schraubfaktoren, d. h. das Verhältnis zwischen den Umdrehungen bei einem idealen Schraubvorgang entlang der Plattensteigung und den tatsächlich erforderlichen Umdrehungen beim Einschrauben, zeigt, daß bei den in Dongen eingebrachten Ankern im Mittel die 1,5-fache Anzahl Umdrehungen benötigt wurde, während am Mittellandkanal in Hannover der mittlere Schraubfaktor bei 2,4 liegt. Diese stärkere Materialförderung während des Einschraubens resultiert in einer größeren Verdichtung des umgebenden Bodens.

Insgesamt kann aus den In situ-Versuchen am Mittellandkanal bei Hannover und am Wilhelmkanal bei Dongen folgendes abgeleitet werden: Die Tragfähigkeit der Anker kann mit Hilfe des empirischen Ansatzes aus Abschnitt 8.1 abgeschätzt werden. Die Ober- und Untergrenzen der Tragfähigkeit ergeben sich aus der Bandbreite der Sondierergebnisse. Bei starken Schwankungen der Sondierwerte über die Tiefe sollten jeweils die Minimalwerte im Bereich der geplanten Tiefenlage der Ankerplatte (ca. ± 1 m) angesetzt werden, da die Ankerplatte beim Einschrauben in Schichten mit geringem Eindringwiderstand abwandert. Beim Einschrauben der Anker in lockeren Sand tritt bei bedarfweiser Zuschaltung eines Rüttelmechanismus eine Verdichtung zwischen etwa 2 % und 5 % ein. Die aus den Sondierungen abgeleiteten Lagerungsdichten können daher um eine Volumenverringering von auf der sicheren Seite liegend 2 % erhöht werden.

8.3.2 Großmaßstäbliche Versuche in der Literatur

In Deutschland geht die Bemessung von Plattenankern auf die umfangreichen Untersuchungen von *Buchholz* (1930) zurück. Seine Versuche wurden zum Teil in feuchtem Sand durchgeführt, so daß eine geringe scheinbare Kohäsion zu berücksichtigen ist, die von Buchholz mit $c = 2 \text{ kN/m}^2$ angegeben wird. Da die in Abschnitt 8.1 bestimmte Ansatzfunktion für kohäsionslose Böden hergeleitet wurde, wird die geringe scheinbare Kohäsion als zusätzliche Überlagerungsspannung gemäß Gleichung 8.5 angesetzt.

$$\Delta q = \gamma \cdot \Delta t = c \cdot \cot \phi \quad (8.5)$$

Ein Vergleich dieses um den Kohäsionsanteil erhöhten empirischen Ansatzes mit den Versuchsergebnissen von *Buchholz* zeigt für geringe Tiefenlagen eine gute Übereinstimmung. Ab

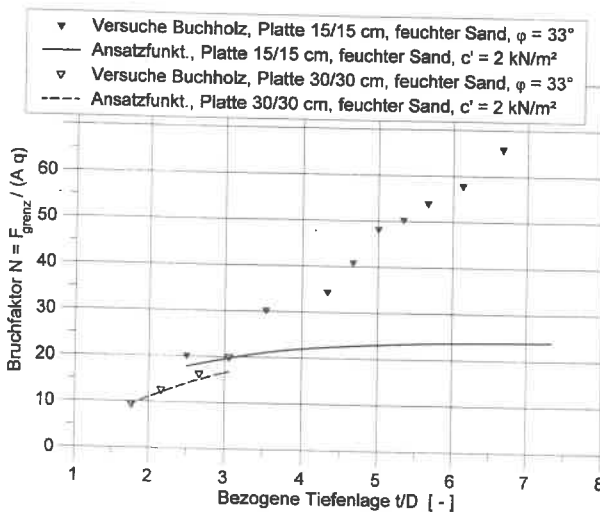


Bild 8.3.3: Vergleich Versuchsergebnisse *Buchholz* (1930) mit empirischem Ansatz

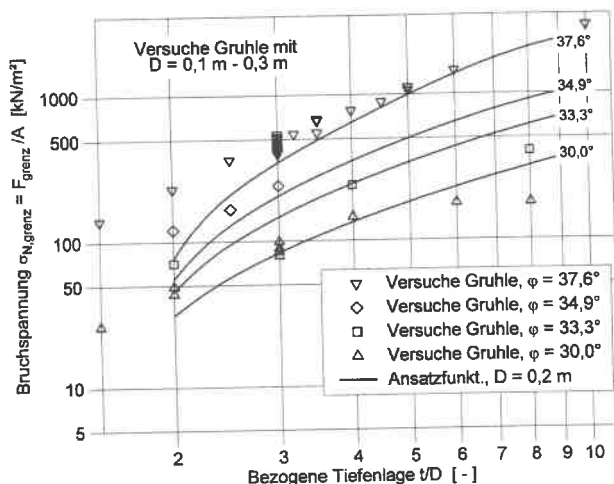


Bild 8.3.4: Vergleich Versuchsergebnisse *Gruhle* (1990) mit empirischem Ansatz

einer bezogenen Tiefenlage von etwa $t/D = 3$ weisen seine Versuchsergebnisse eine wesentlich stärkere Zunahme über die Tiefe auf. Die Ursache hierfür wird - wie bereits in Abschnitt 3 beschrieben - in den geringen Abmessungen des Versuchsbehälters gesehen, die sich mit zunehmender Tiefenlage der Ankerplatte verstärkt auf die Tragfähigkeit auswirken.

Weitere Modellversuche in großem Maßstab liegen von *Gruhle* (1990) vor, der Ankerplatten mit Breiten zwischen $D = 0,1$ m bis $0,3$ m verwendete. Bei einer doppelt logarithmischen Auftragung findet *Gruhle* einen linearen Zusammenhang zwischen der bezogenen Tiefenlage t/D und Ankertragfähigkeit in Abhängigkeit des Reibungswinkels, jedoch nur bis $t/D = 4,5$ ($\varphi = 30^\circ$) und $t/D = 9$ ($\varphi = 37,6^\circ$). Mit dem empirischen Ansatz aus Abschnitt 8.1 für Plattenbreiten von $D = 0,2$ m werden die von *Gruhle* bestimmten Tragfähigkeiten bei kleinen Einbindetiefen unterschätzt. Für große Einbindetiefen wird eine weitgehende Näherung erreicht, und es ist keine Einschränkung der Gültigkeit erforderlich, da die Kurven eine abnehmende Steigung aufweisen.

Eine Ungenauigkeit in der Auswertung von *Gruhle* liegt jedoch in der Zusammenfassung der Versuche mit Plattendurchmessern von $D = 0,1$ m bis $D = 0,3$ m, da die von der Platte aufnehmbare Normalspannung von der Plattengröße abhängig ist (s. Abschnitt 8.2). Zum Beispiel verringern sich die aufnehmbaren Spannungen bei einer bezogenen Tiefenlage von $t/D = 7$ um 35 %, wenn statt einer Plattenbreite von $D = 0,2$ m nur eine Platte von $D = 0,1$ m verwendet wird.

Für weiterreichende Variationen in der Plattengröße führt *Gruhle* einen Maßstabsfaktor ein, der die aufnehmbaren Spannungen lediglich in Abhängigkeit des gewählten Modellmaßstabes erhöht. Die Auswertung der eigenen großmaßstäblichen Versuche (Kapitel 5) sowie der empirische Ansatz zeigen jedoch auch eine Abhängigkeit der Maßstabsffekte vom Reibungs-

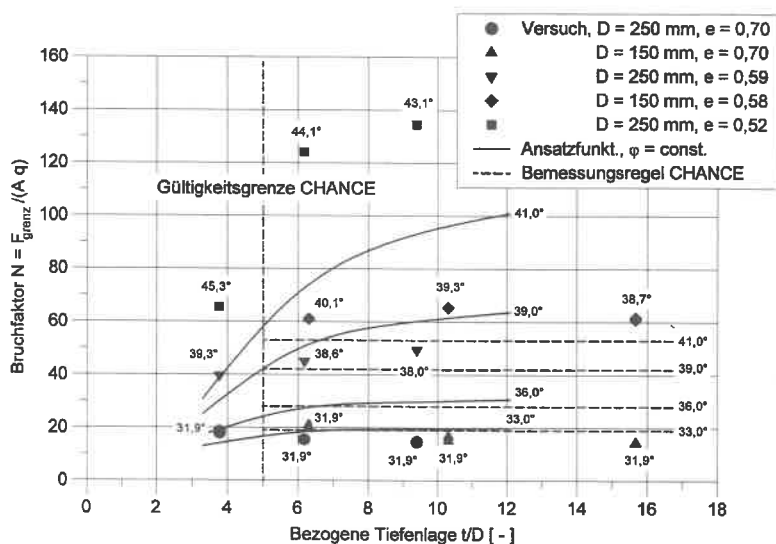


Bild 8.3.5: Vergleich Bemessungsregel der Fa. Chance mit eigenen Untersuchungen

winkel des umgebenden Bodens und von der Tiefenlage der Ankerplatte, soweit die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels in Betracht gezogen wird. Für mitteldicht gelagerten Sand und große Einbindetiefen ($t/D > 10$) können die Annahmen von *Gruhle* bestätigt werden.

Während sich *Buchholz* und *Gruhle* mit Plattenankern (eingestellt oder eingerammt) befaßten, finden sich in den Unterlagen der amerikanischen Firma Chance Angaben zum Tragverhalten von eingeschraubten Ankern. Da in diesen Unterlagen nur wenige Ankerzugversuche mit unzureichenden Angaben über die Versuchs- und Untergrundbedingungen dokumentiert sind, die Anwendung dieser Schraubanker in der amerikanischen Baupraxis aber recht verbreitet ist und nicht als besonders schadensanfällig gilt, werden die eigenen Untersuchungen mit den von Chance angegebenen Bemessungsregeln verglichen.

Die Bemessungsregel der Firma Chance berücksichtigt den Einfluß der Scherfestigkeit des Untergrundes, jedoch keine Abhängigkeit des Bruchfaktors N von der Tiefenlage der Ankerplatte. Daher wird die Gültigkeit dieser Regel auf - für Schraubanker übliche - Tiefenlagen von $t/D > 5$ bzw. $t = 1,5 \text{ m}$ begrenzt. Bis zu einem Reibungswinkel von $\varphi = 36^\circ$ ist eine gute Übereinstimmung mit dem eigenen Ansatz vorhanden, bei größeren Scherfestigkeiten ist die Bemessungsregel von Chance deutlich konservativer. In diesem Zusammenhang wird nochmals darauf hingewiesen, daß bei dem von Chance empfohlenen Ansatz keine Unterscheidung hinsichtlich der Ankerzugrichtung vorgenommen wird, d. h. vertikal belasteten Ankern wird die gleiche Tragfähigkeit zugewiesen. Somit ist es durchaus möglich, daß die für horizontal belastete Anker konservativ erscheinende Formel für vertikal belastete Anker zutreffend ist. Die Tragfähigkeit vertikaler Anker wird in der vorliegenden Arbeit nicht behandelt.

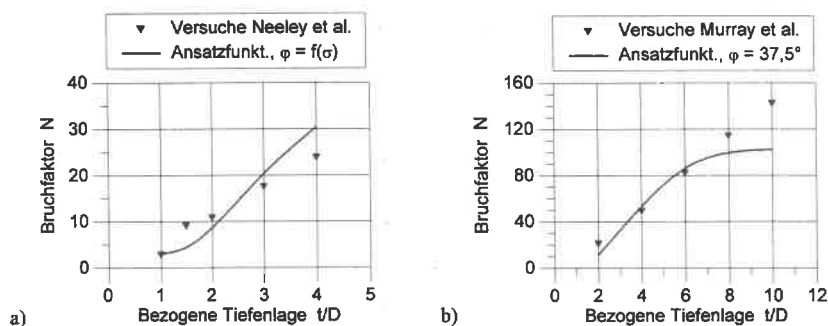


Bild 8.3.6: Vergleich theoretischer Ansatz mit Versuchsergebnissen von
a) Neeley *et al.* (1973) und b) Murray/Geddes (1989)

8.3.3 Kleinmaßstäbliche Versuche in der Literatur

Dem Vergleich des eigenen, empirischen Ansatzes mit den Ergebnissen von in der Literatur dokumentierten kleinmaßstäblichen Versuchen muß vorangestellt werden, daß die durchgeführten Versuche (Abschnitt 5) mit nahezu originalgetreuen Abmessungen als Grundlage für die empirische Funktion eine baupraktische Anwendung ohne den Einfluß von Maßstabseffekten abbilden. Die Anwendung der abgeleiteten Beziehungen auf kleinmaßstäbliche Versuche ist daher eine reine Extrapolation, die für den Einsatz von Schraubankern ohne Bedeutung ist. Sie ermöglicht jedoch in umgekehrter Richtung, die Aussagekraft kleinmaßstäblicher Untersuchungen bedingt zu bewerten. Bei den vorliegenden Vergleichen wurde davon ausgegangen, daß die Ankertragfähigkeit auch in kleinem Maßstab die gleichen Abhängigkeiten vom Reibungswinkel φ , der bezogenen Tiefenlagen t/D und der Überlagerungsspannung q aufweist und daß die Beziehung von Bolton (1986) hinsichtlich der Scherfestigkeit, Gl. 5.1.5, auch für sehr geringe Spannungen Gültigkeit besitzt.

Für den Vergleich werden nur die Arbeiten herangezogen, die sich in größeren Umfang mit quadratischen oder kreisförmigen Einzelankern befassen und somit ein räumliches Problem darstellen.

Neeley *et al.* (1973) geben für den von ihnen verwendeten Sand die zugehörige Beziehung zwischen dem Reibungswinkel und dem im Triaxialversuch aufgetragenen Seitendruck an, so daß für den Vergleich mit dem empirischen Ansatz für das jeweils herrschende Spannungsniveau der entsprechende Reibungswinkel angesetzt werden kann. Die unabhängige Nachrechnung stellt somit eine brauchbare Näherung der Versuchsergebnisse dar (Bild 8.3.6a).

Murray/Geddes (1989) stellen die Scherfestigkeit ihres Sandes anhand der Ergebnisse von Biaxialversuchen dar, die erfahrungsgemäß deutlich höhere Scherfestigkeiten als Triaxialversuche liefern. Eine Umrechnung ist anhand der vorliegenden Daten nicht möglich, eine grobe Abschätzung erlaubt die Beziehung $\varphi_{\text{triax}} \approx 1,1 \varphi_{\text{biax}}$. Der von Murray/Geddes in den Biaxialversuchen ermittelte Reibungswinkel lag bei $\varphi_{\text{biax}} = 43,6^\circ$ und entspricht somit etwa $\varphi_{\text{triax}} =$

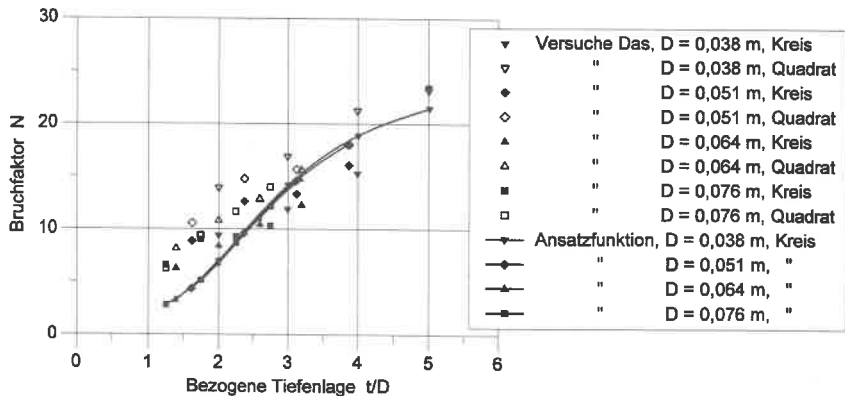


Bild 8.3.7: Vergleich Versuchsergebnisse Das (1975) mit empirischem Ansatz.

39,6°. Bei der Anwendung des empirischen Ansatzes für die in den Versuchen verwendete Geometrie wurde eine Variation des Reibungswinkels durchgeführt und bei $\varphi' = 37,5^\circ$ eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen festgestellt (Bild 8.3.6b). Die Abweichung bei großen Tiefenlagen ist auf eine Überschätzung der Verspannung aus Dilatanz infolge zu breiter Scherfugen im kleinmaßstäblichen Modell zurückzuführen.

Das (1975) hat umfangreiche Modellversuche mit kreisförmigen und quadratischen Platten unterschiedlicher Größe ($D = 0,038$ m - $0,076$ m) durchgeführt. Davon ausgehend, daß der ohne weitere Hinweise angegebene Reibungswinkel von $\varphi = 34^\circ$ in einem Triaxialversuch mit einem Seitendruck von 100 kN/m^2 ermittelt wurde, bildet der empirische Ansatz die Versuchsergebnisse gut ab, ohne jedoch die Plattenform (Kreis oder Quadrat) zu unterscheiden.

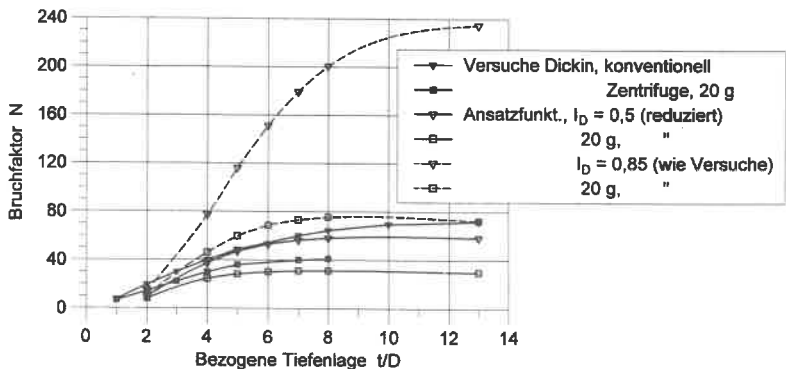


Bild 8.3.8: Vergleich Versuchsergebnisse Dickin / Leung (1983) mit empirischem Ansatz

Der Einfluß der Plattengröße bleibt bei den insgesamt geringen Abmessungen von untergeordneter Bedeutung.

Zu den Modellversuchen von *Dickin (1983)* hingegen liegen ausführliche Dokumentationen zur Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels für den verwendeten Sand vor. In allen Versuchen wurde der Sand in einer Lagerungsdichte I_p von 0,85 eingebaut. Mit diesen Parametern werden die Versuchsergebnisse durch den empirischen Ansatz stark überschätzt. Eine weitgehende Übereinstimmung kann erst erreicht werden, wenn die angenommene Lagerungsdichte auf $I_p = 0,5$ reduziert wird (Bild 8.3.8).

Um die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels zu kompensieren, haben *Dickin/Leung* neben konventionellen Versuchen mit Plattengrößen von $D = 0,05$ m und $D = 0,025$ m Versuche in der Zentrifuge bei einer Beschleunigung von 20 g durchgeführt. Da im empirischen Ansatz die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels berücksichtigt wird, kann für die Nachrechnung sowohl der konventionellen Versuche als auch der in der Zentrifuge durchgeführten die gleiche Lagerungsdichte zugrunde gelegt werden. Wie oben erwähnt, liegt diese Lagerungsdichte jedoch deutlich unter dem von *Dickin/Leung* angegebenen Wert. Ein wesentlicher Nachteil der Versuche in der Zentrifuge ist, daß die Verspannung infolge Dilatanz nicht realitätsgetreu erfaßt werden kann, da die Breite der sich ausbildenden Scherbänder nicht maßstabsgetreu ist. Bei großen Tiefenlagen der Ankerplatte führt dieser Effekt zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit.

8.4 Zusammenfassung der Vergleiche

Aus den eigenen und experimentellen Untersuchungen wurde ein empirischer Ansatz abgeleitet, der die Versuchs- und Berechnungsergebnisse für die durchgeführten Parametervariationen mit hoher Genauigkeit abbildet. Die Ergebnisse der In situ-Versuche können bei der Verwendung dieses Ansatzes für die in den Sondierungen zur Baugrunderkundung festgestellten Lagerungsdichten - erhöht um eine Verdichtung von etwa 2 % bis 5 % infolge des Einschraubens - sinnvoll eingegrenzt werden. Die in den Sondierungen festgestellte Bandbreite der Lagerungsdichte schlägt sich in den Anker-Tragfähigkeiten nieder. Das bedeutet auch, daß mit zunehmender Inhomogenität des anstehenden Baugrundes die Bestimmung der zu erwartenden Ankerkraft ungenauer wird bzw. nur in weiten Grenzen angegeben werden kann.

Die großmaßstäblichen Versuche von *Buchholz* und *Gruhle* sowie die Bemessungsregel der Firma Chance können mit dem eigenen Ansatz weitgehend nachvollzogen werden, bei großen Tiefenlagen überschätzt *Buchholz* die Tragfähigkeiten durch die Verwendung eines in den Abmessungen zu geringen Versuchsbehälters.

Bei den kleinmaßstäblichen Versuchen fällt der Vergleich sehr unterschiedlich aus. Indem die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels berücksichtigt wird, kann in den meisten Fällen für bezogene Tiefenlagen bis etwa $t/D = 6$ eine gute Annäherung erreicht werden. Bei größeren Tiefenlagen führen Maßstabeffekte, insbesondere infolge Dilatanz, in den Versuchen zu überhöhten Tragfähigkeiten.

9 Bemessungsdiagramm, Hinweise für praktische Anwendungen

Um die Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen für eine praktische Anwendung von Schraubankern nutzen zu können, wird ein Bemessungsdiagramm (Abschnitt 9.1) aufgestellt, mit dessen Hilfe anhand charakteristischer Werte des Reibungswinkels - wie er üblicherweise in geotechnischen Gutachten oder bautechnischen Regelwerken angegeben wird - die Tragfähigkeiten eingeschraubter Anker direkt ermittelt werden können. Hierbei handelt es sich um die äußere Tragfähigkeit, d. h. um das Versagen des Baugrunds auf Erdwiderstand. Zur uneingeschränkten Nutzung dieses Erdwiderstandes sind gewisse Mindestabstände zwischen den einzelnen Ankerplatten zu beachten. Diese Abstände können sich zum einen auf die Richtungen senkrecht zum Ankerschaft beziehen und entsprechen dann den Mindestabständen zwischen Einzelankern (Abschnitt 9.2). Bei der Anordnung mehrerer Ankerplatten (Abschnitt 9.3) an einem Ankerschaft sind die Abstände längs des Schaftes für die Tragfähigkeit zu beachten.

Für die innere Tragfähigkeit des Bauteils wird in der Regel der Einschraubvorgang (Abschnitt 9.4) und somit eine Beanspruchung auf Torsion maßgebend. Werden Schraubanker als Daueranker eingesetzt, ist die Querschnittsschwächung infolge Korrosion (Abschnitt 9.5) einzugrenzen.

9.1 Bemessungsdiagramm

Bei der Erstellung des Bemessungsdiagramms wurde das Ziel verfolgt, die Bestimmung der Ankertragfähigkeit in möglichst allgemeiner Form auf der Grundlage von Ergebnissen einer üblichen Baugrunderkundung durchführen zu können

Der maßgebende Parameter für die Ankertragfähigkeit in nichtbindigem Boden ist der Reibungswinkel. Im Rahmen einer Baugrunderkundung wird in der Regel die Lagerungsdichte und eventuell die Kornverteilung bestimmt. Anhand dieser Werte, örtlicher Erfahrungen und/oder in Anlehnung an bautechnische Regelwerke werden für den Reibungswinkel entweder charakteristische Werte (teilweise auch als Grundwerte bezeichnet) oder Rechenwerte, d. h. abgeminderte charakteristische Werte, angegeben.

Die Auswertung der Untersuchungsergebnisse, die Eingabedaten der FE-Berechnungen sowie die Herleitung des empirischen Ansatzes aus Abschnitt 8.1 beruht auf Ergebnissen von Triaxialversuchen. Der zugrunde gelegte Reibungswinkel ist somit höher als der charakteristische Wert bzw. der Rechenwert bei entsprechender Lagerungsdichte. Daher wird im folgenden

dargelegt, wie aus den vorliegenden Triaxialversuchen ein charakteristischer Wert für die Scherfestigkeit bestimmt werden kann.

In Bild 9.1 sind nochmals (s. a. Abschnitt 5.1) die Ergebnisse von 11 Triaxialversuchen über die Porenzahl e aufgetragen. Die über lineare Regression bestimmte Abhängigkeit

$$\cot \varphi = 2,7 \cdot e - 0,21 \quad (9.1)$$

wird einem Mittelwert aus den 11 Versuchen gleichgesetzt. Der mittlere Fehler zu dieser linearen Regressionslinie beträgt

$$s = \sqrt{\frac{\sum (\cot \varphi - 2,7 \cdot e + 0,21)^2}{11 - 1}} = 0,00401 \quad (9.2)$$

Die Standardabweichung σ ergibt sich zu

$$\sigma = \sqrt{\frac{11}{11 - 1}} \cdot 0,00401 = 0,04203 \quad (9.3)$$

Unter Annahme einer Normalverteilung kann in Anlehnung an Eurocode 7 der charakteristische Wert so abgeleitet werden, daß die rechnerische Wahrscheinlichkeit des Auftretens ungünstigerer Werte nicht höher als 5 % ist. Die Abhängigkeit der charakteristischen Werte des Reibungswinkels φ_k von der Porenzahl e sieht dann folgendermaßen aus und entspricht der oberen gestrichelten Linie in Bild 9.1:

$$\cot \varphi_k = 2,7 \cdot e - 0,128 \quad (9.4)$$

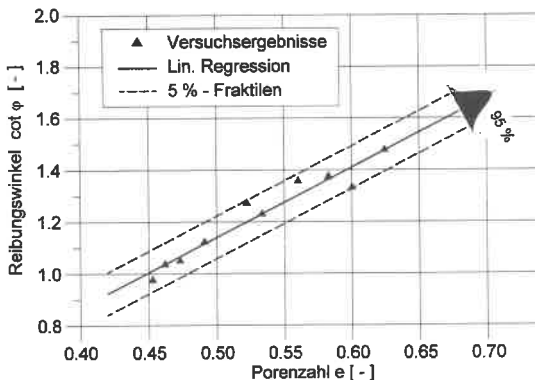


Bild 9.1: Statistische Auswertung der Ergebnisse aus Triaxialversuchen (Rheinsand)

Der Abstand zur Regressionsgeraden beträgt bei lockerster Lagerung ($e = 0,70$) $\Delta\varphi = 1,2^\circ$ und bei dichtester Lagerung ($e = 0,46$) $\Delta\varphi = 2,2^\circ$.

In DIN V 1054-100 (April 1996) wird festgelegt, daß der charakteristische Wert auf der sicheren Seite vom Mittelwert der geotechnischen Größe zu wählen ist. Diese Definition findet sich in der EAU 1996 wieder, die charakteristische Werte als auf der sicheren Seite liegende mittlere Erfahrungswerte bezeichnet. Die aus der 5 % - Fraktile abgeleitete, obere gestrichelte Linie in Bild 9.1 deckt sich mit diesen Definitionen und wird daher dem Bemessungsdiagramm in Bild 9.2 zugrunde gelegt.

Zur Erstellung des Bemessungsdiagramms ist weiterhin anzumerken, daß die Ankertragfähigkeiten bei sehr dichter Lagerung des umgebenden Sandes nur in den großmaßstäblichen Modellversuchen bestimmt wurden. Die Ergebnisse lassen sich jedoch kaum durch ihre Einordnung in generelle Tendenzen überprüfen, da es keine Untersuchungen mit noch höheren Reibungswinkeln gibt. Auch ist ein Vergleich zwischen eingelegten und eingeschraubten Ankern, der zu einer "Untermuerung" von Einzelergebnissen führt, nicht möglich, da in eine sehr dichte Lagerung nicht eingeschraubt werden konnte. Somit liegen auch keine In situ-Versuche in Böden mit hohen Reibungswinkeln vor. Zu dieser schwächeren Grundlage für die Bewertung der Versuchsergebnisse - im Vergleich zu mitteldichter und lockerer Lagerung - kommt der Effekt hinzu, daß die Ankertragfähigkeiten für $\varphi > 35^\circ$ weit überproportional zunehmen (s. a. Bild 8.1.2). Geringe Fehler in der Größe dieser Steigerung können zu wesentlichen Fehlern bei der Bestimmung der Tragfähigkeit führen. Auch bei dem Vergleich mit Literaturwerten zeigen sich bei großen Reibungswinkeln die stärksten Abweichungen (s. Abschnitt 8.3). Daher wurden im Bemessungsdiagramm die Ankertragfähigkeiten ab $\varphi > 35^\circ$ zunehmend abgemindert (bei $\varphi_k = 37,5^\circ$ bzw. 40° : Division durch 1,2 bzw. 1,5).

Die Verdichtung infolge des Einschraubens ist bei lockerer Lagerung in dem vorliegenden Diagramm unter Annahme einer 1,5 %-igen Volumenverringerung berücksichtigt. Mit zunehmender Lagerungsdichte wurde dieser Einfluß reduziert und ab mitteldichter Lagerung zu Null gesetzt. Diese Annahme ist eine Untergrenze der in den großmaßstäblichen Modellversuchen bestimmten Werte zwischen 1,8 % und 2,4 %. Die in situ-Versuche ließen auf eine Verdichtung zwischen 2 % und 5 % schließen.

Die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels kann ab einer Überlagerungsspannung von etwa 50 kN/m^2 "auf der sicheren Seite liegend" vernachlässigt werden und braucht daher bei üblichen Schraubankeranwendungen nicht berücksichtigt zu werden.

Bei geschichtetem Baugrund ist ein mittlerer Reibungswinkel in der Umgebung der Ankerplatte anzusetzen. Hierbei sollte ein Bereich vom 3-fachen des Plattendurchmessers berücksichtigt werden. Sämtliche über der Ankerplatte liegende Schichten sind mit ihrer Wichte als Auflast q anzusetzen.

Bei einer Bemessung mit globalen Sicherheiten handelt es sich bei den aus dem Diagramm abzulesenden Werten um Grenzwerte der Tragfähigkeit, die zur Bestimmung der zulässigen Ankertragfähigkeit um einen Sicherheitsfaktor abzumindern sind. Dieser Sicherheitsfaktor sollte, beispielsweise in Anlehnung an die Tabelle 8 der DIN 1054, zwischen 1,75 und 2,0 gewählt werden. Bei Nachweisen mit globalen Sicherheiten im Gültigkeitsbereich der EAU

1990 sind die Rechenwerte des Reibungswinkels $\text{cal } \varphi$, d. h. abgeminderte charakteristische Werte, zu verwenden. Diese Abminderung steht in direktem Zusammenhang mit den in der EAU 1990 geforderten Nachweisen (z. B. Nachweis des Fußauflagers, Nachweis der tiefen Gleitfuge nach Kranz) und ist daher auch nur bei dieser Art der Nachweisführung sinnvoll. Die EAU 1990 schlägt folgende Abminderung vor: $\text{cal } \tan \varphi = \tan \varphi_k / 1,1$.

Unter Berücksichtigung der starken Zunahme der Tragfähigkeit mit wachsendem Reibungswinkel des umgebenden Bodens erscheint jedoch eine Bemessung mit Partialsicherheiten sinnvoller. Hierbei wird der charakteristische Wert des Reibungswinkels $\tan \varphi_k$ gemäß DIN V 1054-100 als mobilisierbarer Widerstand im Grenzzustand 1C gemäß Tabelle 3 um den Faktor 1,25 (LF1) bzw. 1,15 (LF2) abgemindert. Mit diesem Bemessungswert $\tan \varphi_d$ wird anhand des Diagramms in Bild 9.2 direkt der Bemessungswert der Ankertragfähigkeit bestimmt. Für hohe Scherfestigkeiten hat das Partialsicherheitskonzept somit eine deutlich stärkere Abminderung der Ankerkraft zur Folge als bei geringen Scherfestigkeiten und wird damit der tatsächlich im System steckenden Unsicherheit besser gerecht als eine für alle Scherfestigkeiten

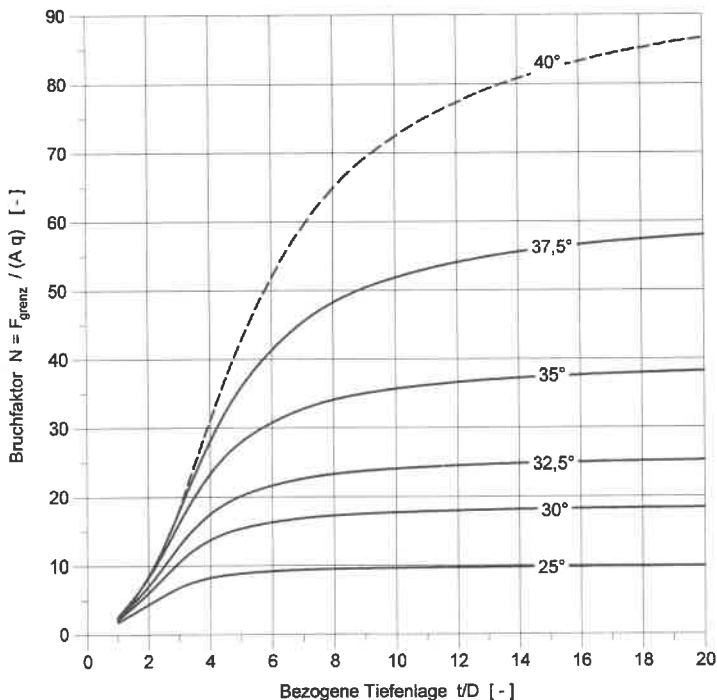


Bild 9.2: Bemessungsdiagramm für eingeschaubte Plattenanker auf der Grundlage charakteristischer Werte des Reibungswinkels φ_k

gleiche Abminderung der Ankerkraft. In den Beispielen werden beide Vorgehensweisen dargestellt.

Im Bemessungsdiagramm in Bild 9.2 ist die Ankertragfähigkeit als Bruchfaktor N über die bezogene Tiefenlage t/D mit dem charakteristischen Wert des Reibungswinkels φ_k des umgebenden Bodens als Kurvenparameter dargestellt. Wie aus den Betrachtungen in Abschnitt 8 ersichtlich, sind die Angaben des Bemessungsdiagramms bis zu einer bezogenen Tiefenlage der Ankerplatte von $t/D = 16$ durch Versuchsergebnisse verifiziert. Das entspricht bei einem üblichen Ankerdurchmesser von $D = 300$ mm einer Tiefenlage von knapp 5 m unter Gelände. Bei zunehmender Tiefe läßt der Kurvenverlauf keine abrupte Änderung des Tragverhaltens erwarten, die lineare Zunahme der aufnehmbaren Ankerkraft mit der Tiefenlage kann jedoch nicht beliebig extrapoliert werden. In sehr großen Tiefen ist das Erreichen eines Grenzwertes zu erwarten. Übliche Schraubankeranwendungen werden Tiefenlagen der Ankerplatte von $t/D = 20$ nicht überschreiten und können daher sinnvoll anhand des vorliegenden Diagrammes bemessen werden. Die Anwendung des Diagramms wird an zwei Beispielen erläutert.

Beispiel 1:

gegeben:

Untergrund: Mittelsand, weitgestuft (SW), dicht gelagert,
 $\gamma/\gamma' = 19/11 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_k = 37,5^\circ$, Grundwasser 1 m unter GOK
 Schraubanker: Plattendurchmesser $D = 300$ mm, Länge $L = 8$ m, Neigung 10° ,
 Ankerkopf bei 3,6 m unter GOK, KRT-Profil

gesucht: zulässige Ankerkraft bzw. Bemessungswert der Ankerkraft im LF 1

Vorgehen:

Tiefe der Ankerplatte: $t = 3,6 \text{ m} + 8 \text{ m} \cdot \sin 10^\circ = 5,0 \text{ m}$
 bezogene Tiefenlage: $t/D = 5,0 \text{ m} / 0,3 \text{ m} = 16,7$
 Überlagerungsspannung: $q = 1 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 + 4 \text{ m} \cdot 11 \text{ kN/m}^3 = 63 \text{ kN/m}^2$
 Fläche der Ankerplatte: $A = (0,15 \text{ m})^2 \cdot \pi = 0,0706 \text{ m}^2$

Globalsicherheitskonzept (EAU 1990):

Rechenwert der Scherfestigkeit: $\tan \varphi = \tan \varphi_k / 1,1 = \tan 37,5^\circ / 1,1$
 $\Rightarrow \tan \varphi = 34,9^\circ$
 Bemessungsdiagramm: $N = F_{\text{grenz}} / (A \cdot q) = 37$
 $F_{\text{grenz}} = 37 \cdot 0,0706 \text{ m}^2 \cdot 63 \text{ kN/m}^2 = 164,6 \text{ kN}$

zulässige Ankerkraft $F_{\text{zul}} = 164,6 / 1,75 = \underline{94,06 \text{ kN}}$

Partialsicherheitskonzept:

Bemessungswert der Scherfestigkeit: $\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / 1,25 = \tan 37,5^\circ / 1,25 = 0,614$
 $\Rightarrow \varphi_d = 31,5^\circ$
 Bemessungsdiagramm: $N = F_d / (A \cdot q) = 21$

Bemessungswert der Ankerkraft $F_d = 21 \cdot 0,0706 \text{ m}^2 \cdot 63 \text{ kN/m}^2 = \underline{93,4 \text{ kN}}$

Beispiel 2:gegeben:

Untergrund: Feinsand, gleichkörnig (SE), sehr locker bis locker gelagert,

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3, \varphi_k = 30^\circ, \text{kein Grundwasser}$$

Verankerung: Ankerkopf bei 1,5 m unter GOK

zulässige Ankerkraft bzw. Bemessungswert der Ankerkraft im LF 2: 50 kN

gesucht:

Schraubankergröße und Neigung

Vorgehen:

Globalsicherheitskonzept (EAU 1990):

Rechenwert der Scherfestigkeit:

$$\text{cal } \tan \varphi = \tan \varphi_k / 1,1 = \tan 30^\circ / 1,1$$

$$= > \text{cal } \varphi = 27,7^\circ$$

Bemessungsdiagramm:

$$N_{\max}(\varphi = 27,7^\circ) = 13$$

Annahme (gewählt):

$$\text{Anker: } L = 10 \text{ m, Neigung } 15^\circ,$$

Tiefenlage der Platte:

$$t = 1,5 + 10 \text{ m} \cdot \sin 15^\circ = 4,1 \text{ m}$$

Überlagerungsspannung:

$$q = 4,1 \text{ m} \cdot 17 \text{ kN/m}^3 = 69,7 \text{ kN/m}^2$$

Fläche der Ankerplatte:

$$A_{\text{erf}} = F_{\text{zul}} / 1,75 / (13 \cdot 69,7) = 0,0966 \text{ m}^2$$

gewählt:

$$D = 350 \text{ mm}, A_{\text{vorh}} = 0,0962 \text{ m}^2 \approx A_{\text{erf}} = 0,0966 \text{ m}^2$$

Partialsicherheitskonzept:

Bemessungswert der Scherfestigkeit:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / 1,15 = \tan 30^\circ / 1,15 = 0,502$$

$$\varphi_d = 26,7^\circ$$

Bemessungsdiagramm:

$$N_{\max}(\varphi = 26,7^\circ) = 12$$

Annahme (gewählt):

$$\text{Anker: } L = 10 \text{ m, Neigung } 15^\circ, t = 1,5 + 10 \text{ m} \cdot \sin 15^\circ = 4,1 \text{ m}$$

Überlagerungsspannung:

$$q = 4,1 \text{ m} \cdot 17 \text{ kN/m}^3 = 69,7 \text{ kN/m}^2$$

Fläche der Ankerplatte:

$$A_{\text{erf}} = F_d / (12 \cdot 69,7) = 0,0598 \text{ m}^2$$

gewählt:

$$D = 300 \text{ mm}, A_{\text{vorh}} = 0,0706 \text{ m}^2 > A_{\text{erf}} = 0,0598 \text{ m}^2$$

In Beispiel 1 wird deutlich, daß sich bei dichter Lagerung für beide Sicherheitskonzepte identische Ankertragfähigkeiten ergeben. Bei lockerer Lagerung gemäß Beispiel 2 erfordern Partialsicherheiten die geringeren Ankerabmessungen. Dieser Unterschied verstärkt sich im Lastfall 2, da hierfür geringere Partialsicherheiten als in LF 1 angesetzt werden dürfen, während die Globalsicherheiten in LF 1 und LF 2 mit einem Faktor von 1,75 gleich bleiben.

9.2 Mindestabstände zwischen Einzelankern

Die Gruppenwirkung von Schraubankern wurde in der vorliegenden Arbeit nicht explizit untersucht. Daher kann der Mindestabstand, ab dem für jeden einzelnen Anker die volle Tragfähigkeit angesetzt werden kann, nur anhand vergleichbarer geotechnischer Problemstellungen abgeschätzt werden.

Für Pfahlgruppen wird gemäß DIN 1054(1976) und DIN V 1054-100 (April 1996) die Summe der Druckkräfte mit der Beanspruchung durch eine Flächengründungen in einem Bereich verglichen, der durch eine Linie umgrenzt wird, "die um den dreifachen Pfahlschaftdurchmesser außerhalb der Achsen der Randpfähle verläuft." Dies bedeutet, daß bei Unterschreitung eines Achsabstandes vom 6-fachen Pfahlschaftdurchmesser eine gegenseitige Beeinflussung der Pfähle zu berücksichtigen ist. Im Gegensatz zu Schraubankern erfolgt jedoch die Lastabtragung nicht nur über den Pfahlfuß, der bedingt mit einer Ankerplatte vergleichbar ist, sondern auch über Mantelreibung längs des Pfahlschaftes. Hierdurch vergrößert sich der Bereich der Lastausbreitung.

Bei schmalen Bauwerken, die in einer Böschung der Bewegung des Erdreiches gegen das Bauwerk, demnach Erdwiderstand, ausgesetzt sind, gibt DIN 1055, T. 2, für die daraus resultierende Belastung die dreifache Breite des Baukörpers an.

Weißbach gibt für den Erdwiderstand vor Bohlträgern an, daß eine Überschneidung der Erdwiderstandskräfte in aller Regel ausgeschlossen ist, wenn der lichte Abstand die halbe Einbindetiefe überschreitet (für $\delta_p = 0$ bei ungehinderter Vertikalbewegung). Da bei Schraubankern die Ankerplatte nicht wie bei Bohlträgern bis zur Geländeoberfläche reicht, tritt ab einer Tiefe, die etwa dem 5-fachen Plattendurchmesser entspricht ($t = 5 D$) keine wesentliche Vergrößerung der Bruchmuschel mehr ein. Der erforderliche Achsabstand würde sich gemäß diesen Annahmen zu $0,5 \cdot 5 D + 2 \cdot 0,5 D = 3,5 D$ ergeben.

Die amerikanische Firma Chance gibt für Schraubanker einen Achsabstand von mindestens dem 3-fachen, möglichst jedoch dem 5-fachen Plattendurchmesser vor, um die am Einzelanker bestimmte Tragfähigkeit sicher zu stellen. Diese Werte erscheinen auch im Vergleich mit den beschriebenen Richtwerten aus anderen Anwendungen sinnvoll und werden daher von der Autorin empfohlen.

9.3 Mehrplattenanker

Um die abtragbare Last an einem Lastangriffspunkt zu erhöhen, besteht grundsätzlich die Möglichkeit, mehrere Platten an einem Ankerschaft anzuordnen. Damit hintereinander liegende Ankerplatten Lasten entsprechend einer Einzelplatte aufnehmen können, muß ein gewisser Abstand vorhanden sein.

Buchholz (1930) hat für einen Sandboden in Hannover eine Beziehung bestimmt, die den kritischen Abstand in Abhängigkeit der Tiefenlage t und der bezogenen Tiefenlage t/D für quadratische Platten angibt (Bild 9.3.1). Bei einer bezogenen Einbindetiefe von $t/D = 2$ beträgt

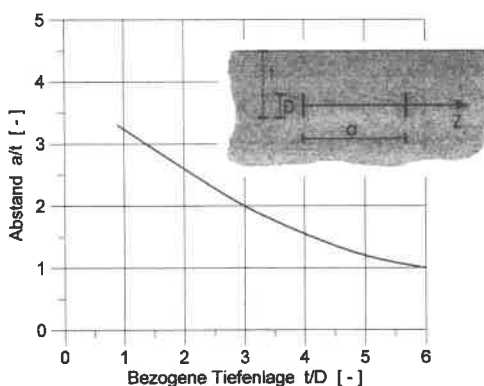


Bild 9.3.1: Kritischer Ankerabstand nach Buchholz (1930)

der erforderliche Abstand $2,5 t$ und somit $5D$, bei $t/D = 6$ gibt er den als Abstand $1,0 t = 6D$ an. Größere Tiefenlagen werden von Buchholz nicht betrachtet.

Eigene Untersuchungen liegen hinsichtlich des Bruchmechanismus bei Mehrplattenankern vor. Hierzu wurden in die in Kapitel 4 beschriebene Versuchsanordnung Modellanker mit zwei Platten im Abstand von $4 D$ eingebaut. In Sand mit lockerer Lagerung wurden Tiefenlagen von $t = 4,5 D$ und $t = 6,5 D$, in dichter Lagerung von $t = 6,5 D$ getestet. Die Steigerung der Tragfähigkeit durch die Anordnung einer zweiten Ankerplatte ist in Tabelle 9.1 zusammengestellt.

Tabelle 9.1: Steigerung der Tragfähigkeit durch Anordnung einer zweiten Ankerplatte im Abstand von $4 D$

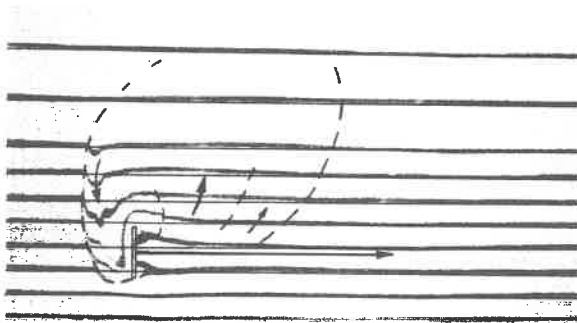
Versuch	Steigerung der Tragfähigkeit [%]
lockere Lagerung, $t/D = 4,5$	30 %
lockere Lagerung, $t/D = 6,5$	48 %
dichte Lagerung, $t/D = 6,5$	19 %

Aufgrund des geringen Modellmaßstabes ($D = 50 \text{ mm}$) wird die Ankertragfähigkeit nicht hinsichtlich ihres Absolutwertes ausgewertet, die Steigerung der Tragfähigkeit weist jedoch deutliche Tendenzen auf. Bei dem gewählten Abstand der Platten von $4 D$ ist eine maßgebliche gegenseitige Beeinflussung vorhanden, die sich bei dichter Lagerung aufgrund des größeren Bruchmechanismus stärker auswirkt. Ein Vergleich der beobachteten Bruchmechanismen (Bild 9.3.2) verdeutlicht, daß es nicht zu einer unabhängigen Mobilisierung des Erdwiderstandes vor jeder Platte kommt, da sich in diesem Fall zwei gleiche Bruchmuscheln ausbilden müßten.

Die Firma Chance, die Mehrplattenanker herstellt, beschreibt für die Bemessung zwei unterschiedliche Philosophien. Bei der "bearing capacity method" werden die Tragfähigkeiten der einzelnen Platten addiert. Die "bearing plus cylindrical shear method" geht davon aus, daß die Tragfähigkeit durch die erste Ankerplatte und den Reibungswiderstand eines Bodenzylinders mit einem Durchmesser entsprechend dem mittleren Plattendurchmesser bestimmt wird. Der Abstand der Platten untereinander wird von Chance mit mindestens dem dreifachen Plattendurchmesser gewählt. Aufgrund der o. g. Modelluntersuchungen führt eine Summation der Einzeltragfähigkeiten bei diesem Abstand zu einer Überschätzung der aufnehmbaren Last.

Falls die Anordnung mehrerer Platten angestrebt wird, sollte daher der von *Buchholz* angegebene Abstand von $6 D$ zugrunde gelegt und die Steigerung der Tragfähigkeit durch Probelastungen überprüft werden. Bautechnisch sind dem Nutzen eines Mehrplattenankers bezüglich der Lastabtragung die Nachteile beim Einschrauben gegenüberzustellen. Die Erhöhung des Torsionsmomentes erfordert einen stärkeren Schaft und eventuell aufwendigeres Gerät zum Eindrehen.

a)



b)



Bild 9.3.2: Bruchmechanismen bei a) einer und bei b) zwei Ankerplatten

9.4 Einschrauben der Anker

Zum Einschrauben der Anker kann prinzipiell ein beliebiges Drehgerät verwendet werden. Mit zunehmendem Plattendurchmesser des Ankers steigt jedoch das zum Eindrehen erforderliche Moment mit der dritten Potenz des Durchmessers (s. a. Abschnitt 5.3.1) an, so daß für übliche Durchmesser zwischen $D = 250$ mm und $D = 350$ mm ein hydraulisches Gerät zu empfehlen ist. Dieses kann entweder an den Hydraulikarm eines Baggers angeschlossen werden oder - wie es bei den Versuchen am Mittellandkanal zum Einsatz kam - an einem eigens dafür geeigneten Schwimmkörper oder sonstigem Trägergerät befestigt werden, das einen ausreichenden Halt zum Aufbringen des Momentes bietet.

Den gerätetechnisch möglichen, hohen Einschraubmomenten steht die begrenzte Torsionsfestigkeit des Schaftes entgegen. Bei einem kreisförmigen Vollprofil aus Stahl St 52 ergeben sich aus der Streckgrenze des Stahls ($\beta_s = 360$ N/mm²) bzw. den zulässigen Spannungen (zul $\sigma = 270$ N/mm², LF HZ) gemäß DIN 18 800 die in Tabelle 9.2 angegebenen Torsionsmomente.

Tabelle 9.2: Aufnehmbares Torsionsmoment [Nm] des Ankerschaftes

$M_T = \frac{\sigma \cdot \pi \cdot d^3}{16}$	max M_T an der Streckgrenze β_s	max M_T aus zul σ
$d = 25$ mm	1.104	828
$d = 30$ mm	1.908	1.431
$d = 35$ mm	3.031	2.273

Um eine Zerstörung des Ankers während des Einschraubens zu verhindern, sollte das Gerät mit einer Drehmomentenbegrenzung ausgestattet sein. Die Drehzahl sollte nicht höher als 20 U/min und stufenlos regelbar sein. Eine deutlich Reduktion des erforderlichen Drehmoments kann in nichtbindigen Böden durch das Hinzuschalten eines axialen Rüttelmechanismus erreicht werden. Insbesondere bei mitteldichter Lagerung und/oder Hindernissen im Untergrund ist das Einbringen der Anker eventuell nur mit Hilfe eines Rüttelmechanismus möglich. Ein Hersteller von Schraubankern empfiehlt eine Frequenz zwischen 10 Hz und 20 Hz bei einer abgegebenen Leistung von etwa 3 kW.

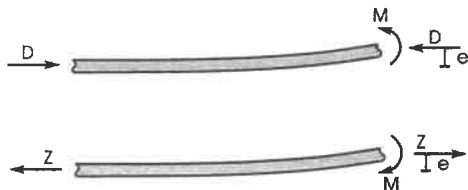


Bild 9.4.1: Ungünstige Wirkung von Druck im Ankerschaft

Um die Richtungsabweichungen während des Einschraubens gering zu halten, muß die Vorwärtsbewegung durch die schraubenförmige Ankerplatte initiiert werden, so daß die Zugbeanspruchung im Schaft überwiegt und sich aus unvermeidbaren Exzentrizitäten ein rückstellendes Moment ergibt. Axialer Druck im Ankerschaft führt zu einem zusätzlichen Moment, das vorhandene Exzentrizitäten verstärkt, und ist daher zu vermeiden (Bild 9.4.1). Generell ist auf eine gute Führung des biegeweichen Ankerschaftes zu achten, um die planmäßige Richtung einzuhalten.

9.5 Bauaufsichtliche Zulassung, Korrosion

Im Zusammenhang mit den vorliegenden Untersuchung hat die in der Forschungskoooperation beteiligte Firma als Hersteller von Schraubankern im Februar 1996 beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, einen Antrag auf Erteilung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für einschraubbare Erdanker gestellt. Die fachtechnische Stellungnahme des DIBt vom 18.07.96 wird auszugsweise wiedergegeben:

"... einschraubbaren Erdanker ist die Erteilung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung nicht erforderlich, da die Beurteilung der Brauchbarkeit nach anerkannten Regeln der Technik möglich ist.

Im einzelnen gilt dies für folgende Punkte:

1. Die äußere Tragfähigkeit kann wie bei einem Anker mit Ankerplatte nach den im Grundbau üblichen Berechnungsverfahren nachgewiesen werden. Zusätzlich sollten in jedem Fall Probebelastungen in Anlehnung an DIN 1054 durchgeführt werden. Eine Abnahmeprüfung jedes Ankers im Sinne der DIN 4125 und erforderlichenfalls die Durchführung von Gruppenprüfungen sind außerdem zweckmäßig.

2. Die innere Tragfähigkeit kann bei der Verwendung von St 52-3 nach den geltenden technischen Baubestimmungen für den Stahlbau nachgewiesen werden. (...)

3. Die Beurteilung der Korrosionswahrscheinlichkeit in verschiedenen Erdböden kann nach DIN 50929 insbesondere Teil 3 - Korrosion der Metalle; Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern - erfolgen. (...)

Für die Ankerkopfbereiche ist ebenfalls ein ausreichender Korrosionsschutz, wie er für Stahlbauten üblich ist, sicherzustellen."

In den vorangegangenen Kapiteln konnte gezeigt werden, daß die in Punkt 1 der Stellungnahme genannte äußere Tragfähigkeit für Planungszwecke anhand des Bemessungsdiagramm bestimmt werden kann, das jedoch keine Probebelastungen ersetzt.

Die Beurteilung der Korrosionswahrscheinlichkeit soll gemäß DIN 50 929 erfolgen. Für eine Einbindung in einen üblichen Sandboden ohne starke Verunreinigungen ergibt sich aus Tabelle 8 der DIN 50929 als Richtwerte zur Abschätzung der mittleren Korrosionsgeschwindigkeit eine Abtragungsrate von 0,02 mm/a bezogen auf 100 Jahre mit dem Hinweis "zeitlich abnehmend".

Die EAU (1996) beschreibt in Abschnitt 8.1.8.2, daß es durch die Abrostung, die bezogen auf eine Zeiteinheit als Abrostungsgeschwindigkeit angegeben wird, zu einer Tragfähigkeitsminderung infolge von Dickenabnahme kommt. "Für Tragsicherheitsnachweise sind das Widerstandsmoment und die Querschnittsfläche der Spundbohlen proportional zu den Mittelwerten der Dickenabnahmen für die einzelnen Korrosionszonen abzumindern." Für die Dickenabnahme und die Abtragungsgeschwindigkeit legt die EAU eine Standzeit von 60 Jahren zu Grunde. Bei Bauwerken in Süßwasser wird für die Hauptangriffszone kurz unterhalb des Wasserspiegels (Niedrigwasserzone) eine mittlere Korrosionsrate von 0,03 mm/a angegeben. "Bei Stahlspundwänden, die in natürlich gewachsenen Böden einbinden, ist die zu erwartende beidseitige Dickenabnahme mit 0,01 mm/a sehr gering."

Der einfachste Korrosionsschutz für Schraubanker ist ein Abrostungszuschlag, der je nach Nutzungsdauer des Bauwerkes einen ausreichenden Restquerschnitt zur Aufnahme der Zugkraft sicherstellt. In der Regel erfordert ein Abrostungszuschlag bei Schraubankern kein zusätzliches Material, da für die Bemessung des Schaftes die Torsionsbeanspruchung während des Einschraubens maßgebend wird. Bei der langfristigen Zugbeanspruchung ist der Querschnitt meist nicht voll ausgenutzt.

Zusammenfassung und Ausblick

Schraubanker stellen ein hinsichtlich der Konstruktion (Ankerstange mit angeschweißter Platte) und des Baustoffes (Baustahl) einfaches Bauteil dar, das seit Anfang des Jahrhunderts für die Verankerung von Abspannungen in der Landwirtschaft und im Fernleitungsbau sowie für Auftriebsicherungen von Leitungen verwendet wird. In den Niederlanden kommen Schraubanker seit den 70er Jahren mit üblichen Plattendurchmessern von $D = 300 \text{ mm}$ bis 350 mm bei Ufersicherungen mit Spundwänden zum Einsatz, die typischen aufzunehmenden Ankerlasten liegen hier bei etwa 60 kN bis 80 kN . In Deutschland werden Schraubanker an Ufersicherungen meist nur zu konstruktiven Zwecken verwendet. Eine weite Verbreitung haben sog. "multi-helix"-Anker, Schraubanker mit mehreren, hintereinander angeordneten Platten, in den USA. Zur Bemessung der äußeren Tragfähigkeit von Schraubankern wurden durch unterschiedliche Anwender Regeln entwickelt, die im Vergleich jedoch erhebliche Unterschiede aufweisen und kein einheitliches Konzept erkennen lassen.

Theoretisch betrachtet handelt es sich bei der horizontalen Lastabtragung mit Hilfe von Schraubankern im wesentlichen um ein Erdwiderstandsproblem. Kennzeichnend für Schraubanker ist jedoch, daß die Ankerplatte so weit unter der Geländeoberfläche liegt, daß sich im Grenzzustand ein tiefliegender Bruchmechanismus im Untergrund ausbildet. Aufgrund der Kreisform der Ankerplatte ist dieser Bruchmechanismus räumlich ausgedehnt und kann nicht als ebenes Problem abgebildet werden.

Eine Auswertung der in der Literatur dokumentierten Untersuchungen zeigt auf, daß das Tragverhalten von horizontal belasteten Plattenankern teilweise in großmaßstäblichen Versuchen mit geringer Tiefenlage der Ankerplatte und überwiegend anhand kleinmaßstäblicher Versuche ermittelt wurde. Wegen der Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels (*Bolton, 1986*), insbesondere bei geringen Drücken, kommt es bei einer Abbildung in kleinem Maßstab zu einer Überschätzung der Ankertragfähigkeit. Bei Versuchsdurchführungen in der Zentrifuge (*Dickin/Leung, 1983*) kann zwar ein realistisches Spannungsniveau erreicht werden, die Verspannung des Bruchkörpers infolge Dilatanz läßt sich jedoch in ihrer Größe nicht maßstabsgetreu erfassen (Abhängigkeit der Dilatanz von Korngröße, -form und -rauigkeit). Tiefenlagen der $t/D > 5$ wurden auch in kleinem Maßstab nur von wenigen Autoren untersucht.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden großmaßstäbliche Ankerzugversuche in einer künstlich hergestellten Sandschüttung durchgeführt. Hierbei wurden drei qualitativ unterschiedliche Arbeitslinien beobachtet: Bei einer geringen Tiefenlage der Ankerplatte wird bei dichter Lagerung des umgebenden Sandes ein Maximalwert der Ankerkraft (Peak) mit einem anschließend Abfall auf eine Resttragfähigkeit festgestellt, während sich bei lockerer Lagerung eine horizontale Endtangente einstellt. Mit zunehmender Tiefenlage der Ankerplatte ist auch bei dichter Lagerung kein Peak zu erkennen, in den meisten Versuchen weisen die Arbeitslinien eine schwach ansteigende Endtangente auf.

Die Ankertragfähigkeiten im Grenzzustand lagen in mitteldichtem Sand bei 58 kN für eingelegte Ankerplatten mit einem Durchmesser D von 250 mm und einer Tiefenlage t von 2,23 m, während für eingeschraubte Anker ein Wert von 91,7 kN festgestellt wurde. Die horizontale Verschiebung s der Ankerplatte lag in beiden Fällen bei ca. 50 mm ($= D/5$). Der Vergleich eingelegter Ankerplatten mit eingeschraubten Ankerplatten verdeutlicht, daß durch den Einschraubvorgang in locker und mitteldicht gelagertem Sand eine Verdichtung des umgebenden Bodens eintritt, die zu einer merklichen Erhöhung der Ankertragfähigkeit führt.

Die Verformungsmessungen an der Oberfläche der Sandfüllung zeigen bei mitteldichter und sehr dichter Lagerung Hebungen vor der Ankerplatte. Bei lockerer Lagerung treten überwiegend Setzungen auf, die aus der Kompression des vor der Ankerplatte liegenden Materials resultieren. Lediglich bei einer geringen Tiefenlage der Ankerplatte bricht mit großen Horizontalverschiebungen der Platte der Sand zur Oberfläche hin auf.

Die in dreidimensionalen Finite-Elemente (FE)-Berechnungen bestimmten Arbeitslinien können mit den Versuchskurven weitgehend zur Deckung gebracht werden. Auch bei tiefliegenden Bruchmechanismen ermöglicht das verwendete Stoffgesetz mit Berücksichtigung von Verfestigung infolge Scherung und infolge isotroper Belastung eine zutreffende Abbildung des Last-Verformungsverhaltens.

Durch die Ausführung von in situ-Versuchen am Mittellandkanal in Hannover wurde deutlich, daß in natürlich anstehendem Boden mit eingelagerten Steinen und Wurzeln Plattendurchmesser von $D > 250$ mm nur eingebracht werden können, wenn das Einschrauben durch axiales Rütteln unterstützt wird. Des weiteren sollten durch eine geeignete Führung des biegeweichen Ankerschaftes Richtungsabweichungen vermieden werden. Die in den Versuchen geprüften Tragfähigkeiten lagen bei Plattendurchmessern von $D = 300$ mm und 350 mm im Mittel bei 150 kN.

Zur Auswertung der Grenztragfähigkeiten (Peak-Wert oder Übergang in die Endtangente) wurden vorrangig die Ergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche und der numerischen Berechnungen herangezogen. Sie zeigen bei einem konstanten Reibungswinkel des umgebenden Bodens eine lineare Zunahme der aufnehmbaren Ankerkraft mit der Überlagerungsspannung. Der Einfluß des Reibungswinkels hingegen ist stark überlinear und insbesondere ab $\varphi > 35^\circ$ ist ein verstärkter Zuwachs festzustellen. Die Ursache hierfür wird in der Dilatanz des verwendeten Sandes gesehen, die die Verspannung tiefliegender Bruchkörper beeinflusst. Ein weiterer maßgeblicher Parameter für die Tragfähigkeit ist die bezogene Tiefenlage der Ankerplatte t/D .

Auf der Grundlage dieser phänomenologischen Beobachtungen wurde ein empirischer Ansatz entwickelt, der die Versuchs- und Berechnungsergebnisse für die durchgeführten Parametervariationen mit hoher Genauigkeit abbildet. Dieser Ansatz beschreibt die aufnehmbare Ankerkraft als Funktion der Ankerplattenfläche A , der Überlagerungsspannung q , des Tragfähigkeitsbeiwertes für Erdwiderstand im Rankine-Fall K_p und einer hyperbolischen Tiefenfunktion h (Gl. 8.1).

Die Ergebnisse der In-situ-Versuche können mit diesem Ansatz anhand der in Sondierungen bestimmten Lagerungsdichte sinnvoll eingegrenzt werden. Ein Vergleich mit Literaturwerten

zeigt in den meisten Fällen bis $t/D = 6$ eine gute Übereinstimmung, wenn die Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels berücksichtigt wird.

Die Ergebnisse sämtlicher vorliegender Untersuchungen wurden für die Erstellung eines Bemessungsdiagrammes herangezogen, das für eine praktische Anwendung von horizontal belasteten Schraubankern die Bestimmung der Tragfähigkeit in möglichst allgemeiner Form auf der Grundlage von Ergebnissen einer üblichen Baugrunderkundung ermöglicht. Hinweise zu erforderlichen Plattenabständen, zu gerätetechnischen Aspekten und zum Korrosionsschutz vervollständigen die Angaben zur Schraubankerbemessung.

Auf einen Vergleich der Tragfähigkeit horizontal belasteter Schraubanker mit vertikal belasteten bzw. auf eine Untersuchung zum Einfluß der Belastungsrichtung wurde in der vorliegenden Arbeit verzichtet. Zwar liegen für vertikal belastete Anker umfangreiche praktische Erfahrungen vor, wie beispielsweise die sog. Haltekrafttabelle der Fa. Glienke und der Untersuchungsbericht der LGA zeigen (s. Abschnitt 2), und auch in der Literatur sind theoretische Ansätze und Modellversuche (*Ghaly/Hanna, 1994, Dickin, 1988, Vermeer/Sutjiadi, 1985, Das/Seeley, 1975*) dokumentiert, die Zusammenstellung dieser Ergebnisse läßt jedoch kein schlüssiges Bild erkennen. Die Ursachen für die Unterschiede zwischen den einzelnen Untersuchungen werden, wie in Abschnitt 3 für die horizontal belasteten Anker beschrieben, auch hier maßgeblich in Maßstabeffekten bei Modellversuchen und in der eingeschränkten Reproduzierbarkeit von In-situ-Versuchen gesehen. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit vertikal belasteter Anker wird daher das Erfordernis gesehen, großmaßstäbliche Versuche unter definierten Bedingungen durchzuführen.

Durch einzelne Vorversuche mit vertikal belasteten Ankern in großem Maßstab ($D = 150$ mm bis 350 mm) in der künstlich hergestellten Sandschüttung, in natürlich anstehenden Sanden und Kiesen und in bindigem Boden konnten folgende Tendenzen festgestellt und erste Erfahrungen abgeleitet werden, die für die Planung weitergehender Untersuchungen hilfreich sind: Unter vergleichbaren Bedingungen ist die Tragfähigkeit vertikal belasteter Schraubanker geringer als horizontal belasteter. Beim Erreichen der Grenztragfähigkeit tritt ein Oszillieren der Arbeitslinie auf, die eine Wegsteuerung mit geringer Hysterese erforderlich macht. Zum Einschrauben ist ein tragbares Gerät mit Verbrennungsmotor gängig, mit Rüttelmechanismus kombinierte Geräte scheinen (noch) nicht verfügbar, so daß in nichtbindigen Böden mit hohem Kiesanteil oder eingelagerten Hindernissen die Anwendungen auf kleinere Plattendurchmesser bis ca. 250 mm beschränkt ist.

Die Tragfähigkeit von Schraubankern in bindigen Böden wird neben den in der vorliegenden Arbeit aufgezeigten Parametern (Reibungswinkel, Tiefenlage, Einbauverfahren, Plattendurchmesser) zusätzlich in erheblichem Maße von der Kohäsion des umgebenden Bodens beeinflusst. Als erste Näherung kann die Kohäsion einer zusätzlichen Auflast mit der Größe $q = c \cot \varphi$ gleichgesetzt werden. Gesicherte Aussagen erfordern jedoch umfangreiche Versuchsserien, in denen insbesondere auch der Zeiteinfluß infolge Konsolidation und Kriechen auf das Tragverhalten erfaßt wird. Beim Einschrauben in bindige Böden ist der Erfolg von der richtigen Plattensteigung abhängig, die auf die Beschaffenheit (Scherfestigkeit, Steifigkeit) des Bodens abgestimmt sein muß.

Literatur

Akinmusuru, J. O. (1978): Horizontally loaded vertical plate anchors in sand. *Journ. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 104, GT2, pp. 283-286.

Andreadis, A., Harvey, R. C., Burley, E. (1981): Embedded anchor response to uplift loading. *Journ. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 107, GT1, pp. 59-78.

Bathe, K.-J. (1982): *Finite element procedures in engineering analysis*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.

Brennecke/Lohmeyer (1930): *Grundbau*, Bd. 2, Ernst & Sohn, Berlin.

Bobbitt, D. E. (1990): Theory and application of helical anchors for underpinning and tieback. A. B. Change Company, Bulletin 01-9004.

Bolton, M. D. (1986): The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.

Bouazza, A. (1997): Sand deformations around a shallow plate anchor - effect of sand properties. *Proc. Int. Conf. Ground Anchors and Anchored Structures*, pp. 432-439.

Brinkgreve, R. B. J. (1994): Geomaterial models and numerical analysis of softening. Thesis Technische Universiteit Delft.

Buchholz, W. (1930): Erdwiderstand auf Ankerplatten, *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft*, Bd. 12, S. 300-327.

Change Company (1989, 1995): "Anchor design and practice" (A technical manual for design and application of residential and commercial underpinning and tieback anchors).

Change Company (1996): Helical pier foundation system, Bulletin 01-9601.

Coulomb, C. A. (1776): Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. *Mem. acad. royal pres. divers savans* 7. Paris. (Volume for 1773, published in 1776).

Das, B. M. (1975): Pullout resistance of vertical anchors. *Journ. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol. 101, GT1, pp. 87-89.

- Das, B. M., Seeley, G. R. (1975): Breakout resistance of shallow horizontal anchors. *Journ. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol. 101, GT9, pp. 999-1003.
- Das, B. M. (1975): Pullout resistance of vertical anchors. *Journ. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol. 101, GT1, pp. 87-91.
- Das, B. M. (1990): *Earth anchors*. Elsevier, New York.
- De Beer, E. E. (1965): The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soil. *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Montreal*, Vol. 2, pp. 13-17.
- De Beer, E. E. (1970): Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, pp. 387-411.
- De Boer, R., Mentlein, H. (1977): Grenzzustände in der Bodenmechanik. *Die Bautechnik*, 7/1977, S. 236 - 242, Fortsetz. 9/1977, S. 312-316.
- De Josselin de Jong, G. (1978): Model for the behaviour of granular materials in progressive flow. *CISM Courses and Lectures No. 217 on Limit Analysis and Rheological Approach in Soil Mechanics*. Springer.
- Dickin, E. A., Leung, C. F. (1983): Centrifugal model tests on vertical anchor plates. *Journ. Geot. Engrg., ASCE*, Vol. 109, No. GT 12, pp. 1503-1525.
- Dickin, E. A., Leung, C. F. (1985): Evaluation of design methods for vertical anchor plates. *Journ. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 111, No. 4, pp. 500-520.
- Dickin, E. A. (1988): Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand. *Journ. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 114, No. 11, pp. 1300-1317.
- Dickin, E. A., Leung, C. F. (1990): Performance of piles with enlarged bases subject to uplift forces. *Can. Geotech. Journ.* 27, pp. 546-556.
- Diplom- und Entwurfsarbeiten (Villacorta-Kienzle, Th., 1996; Niefer, S., 1996; Benz, A., 1996; Heinkel, M., 1997; Drysch, C., 1997), Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", EAB 1994, 3. Auflage, Hrsg. DGGT, Ernst & Sohn, Berlin.
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", Häfen und Wasserstraßen, EAU 1990 und EAU 1996, 8. bzw. 9. Auflage, Hrsg. HGT und DGGT, Ernst & Sohn, Berlin.
- Ghaly, A. M., Hanna, A., Hanna, M. (1991): Uplift behaviour of screw anchors in sand I: dry sand. *Journ. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 117, No. 5, pp. 773-793.
- Ghaly, A. M., Hanna, A. (1994): Ultimate pullout resistance of single vertical anchors. *Can. Geotech. Journ.* 31, pp. 661-672.

- Ghaly, A. M., Hanna, A. (1994): Ultimate pullout resistance of groups of vertical anchors. *Can. Geotech. Journ.* 31, pp. 673-682.
- Ghaly, A. M., Clemence, S. P. (1998): Pullout performance of inclined helical screw anchors in sand, *Journ. Geot. Geoenviron. Engrg.*, Vol. 124, No. 7, pp. 617-627.
- Glienke Gerätebau GmbH, Lauffen (1996): Informationsmappe "Erdanker, Erdbohrer, Tiefenruder und Zubehör".
- Graham, J., Stuart, G. (1971): Scale and boundary effects in foundation analysis. *Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 97, SM11, pp. 1533-1548.
- Grondmechanica Delft (1988): Literatuurstudie en Modelvorming van Kruipgedrag van cohesieve Grond in verband met de Toepassing van Schroefankers. Bericht CO-294490/17.
- Gruhle, H.-D. (1981): Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes. H. 17, *Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart*.
- Gruhle, H.-D. (1990): Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten. H. 33, *Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart*.
- Gudehus, G. (1990): Erddruckermittlung. *Grundbautaschenbuch*, Hrsg. U. Smolczyk, 4. Aufl., T. 1, Ernst & Sohn, Berlin.
- Hansen, J. Brinch, Lundgren, H. (1960): *Hauptprobleme der Bodenmechanik*, Springer, Berlin.
- Harvey, R. C., Burley, E. (1973): Behaviour of shallow inclined anchorages in cohesionless sand. *Ground Engrg., ASCE*, Vol. 118, No. 9, pp. 1499-1469.
- Herbst, Th. F. (1997): 25 Jahre Entwicklung bei Verpreßankern im Fels, 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen.
- Hergarden, H., Posthumus, L. (1983): Belastungsprüfungen an Schraubankern in Dongen, Bewertung der Belastungsprüfungen (übersetzt aus dem Holländischen). *Grondmechanica Delft*, CO-256161/79.
- Hettler, A. (1984): Erweiterung einer Ähnlichkeitstheorie für Sand zur Erfassung von Kapillarkohäsion und Kornbruch. *Ingenieur-Archiv*, Vol. 54, Springer, S. 321-327.
- Horn, A. (1971): Räumlicher aktiver und passiver Erddruck. *Technische Akademie Wuppertal*, Bericht Nr. 16.
- Hueckel, S. M. (1957): Model tests on anchoring capacity of vertical and inclined plates. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, London, pp. 203-206.

- Hueckel, S. M., Kwasniewski, J., Baran, L. (1965): Distribution of passive earth pressure on the surface of a vertical plate embedded in soil. Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Montreal, Vol. 2, pp. 381-385.
- Jelinek, R., Ostermayer, H. (1966): Verankerungen von Baugrubenumschließungen. Baugrundtagung München.
- Ischebeck, E. F. (1997): Erfahrungen mit Bohr- und Injektionsankern TITAN, 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen.
- Kany, M., Becker, H. (1967): Verankerungspfähle für fliegende Bauten. Untersuchungen der LGA Nürnberg, Ernst & Sohn, Berlin.
- Kondner, R. L., Zelasko, J. S. (1963): A hyperbolic stress strain formulation for sands. Proc. 2nd Pan. Am. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 1, Brazil, pp. 289-394.
- Krey, D. (1926): Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrunds, 3. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin.
- Lade, P. V. (1977): Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. Int. Journ. Solids and Struct., Vol. 13, pp. 1019-1034.
- Leinenkugel, H. J. (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe - Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. H. 66, Inst. für Bodenmech. und Felsmech., Universität Karlsruhe.
- Meißner, H. (1983): Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden. H. 93, Inst. für Bodenmech. und Felsmech., Universität Karlsruhe.
- Meyerhof, G. G. (1951): The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, Vol. 2, No. 4, S. 225-244.
- Meyerhof, G. G., Adams, J. I. (1963): The ultimate uplift capacity of foundations. Can Geotech. Journ. Vol. 5, No. 4, pp. 225-244.
- Meyerhof, G. G. (1973): Uplift resistance of inclined anchors and piles. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 2.1, pp. 167-172.
- Müller-Breslau (1906): Erddruck auf Stützmauern, Verlag Kröner, Stuttgart.
- Muhovec, I., Krajcar, M. (1994): Pullout resistance formula of short vertical spherical anchors in soil. 13th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., New Delhi, pp. 1725-1728.
- Muhs, H. (1974): On the relation of bearing capacity factors, the modulus of elasticity and the cone resistance. Proc. Europ. Symp. Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2.1, pp. 141-142.

- Murray, E. J., Geddes, J. D. (1989): Resistance of passive inclined anchors in cohesionless medium. *Geotechnique*, Vol. 39, No. 3, pp. 417-431.
- Murray, E. J., Geddes, J. D. (1996): Plate anchor groups pulled vertically in sand. *Journ. Geot. Engrg. ASCE*, Vol. 122, No. 7, pp. 509-516.
- Neeley, W. J., Stuart, J. G., Graham, J. (1973): Failure loads of vertical anchor plates in sand. *Journ. Soil Mech. Found. Dev., ASCE*, Vol. 99, SM9, pp. 669-685.
- Ohde, J. (1951): *Grundbaumechanik*, Bd. III, 27. Aufl., Hütte.
- Ovesen, N. K. (1964): Anchor slabs, calculation methods and model tests, Bulletin No. 16, *Geoteknisk Institut*, Copenhagen.
- Ovesen, N. K., Stromann, H. (1972): Design method for vertical anchor slabs. *Proc. Spec. Conf. Earth and Earth-supported Struct.* Vol. 1, Part 2, pp. 1481-1500.
- Petermann, H. (1934): Versuche mit Ankerplatten natürlicher Größe. *Mitteil. Hannov. Hochschulgemein.*, H. 5, S. 123-126.
- Rankine, W. J. M. (1857): On the stability of loose earth, *Philos. Trans. Royal Soc. London*.
- Regenass, P., Soubra, A. H. (1997): Limit loads of strip anchors. *Proc. Int. Conf. Ground Anchors and Anchored Structures*, Th. Telford, London, pp. 109-118.
- Regenass, P., Soubra, A. H. (1995): Passive resistance of strip anchors. *Proc. Int. Symp. Anchors in theory and practice*. Balkema, Rotterdam, pp. 117-123.
- Rijkswaterstaat, Direktion Drenthe (1984): Belastungsprüfungen an Schraubankern entlang des Noord-Willemskanaals (übersetzt aus dem Holländischen).
- Rilling, B. (1994): Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm. H. 40, *Inst. für Geotechnik*, Universität Stuttgart.
- Rowe, R. K., Davis, E. H. (1982): The behaviour of anchor plates in sand, *Geotechnique*, Vol. 32, No. 2, pp. 25-41.
- Salden, D. (1980): Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. H. 12, *Inst. für Geotechnik*, Universität Stuttgart.
- Schad, H. (1979): Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. H. 10, *Inst. für Geotechnik*, Universität Stuttgart.
- Schad, H. (1992): Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. H. 36, *Inst. für Geotechnik*, Universität Stuttgart.

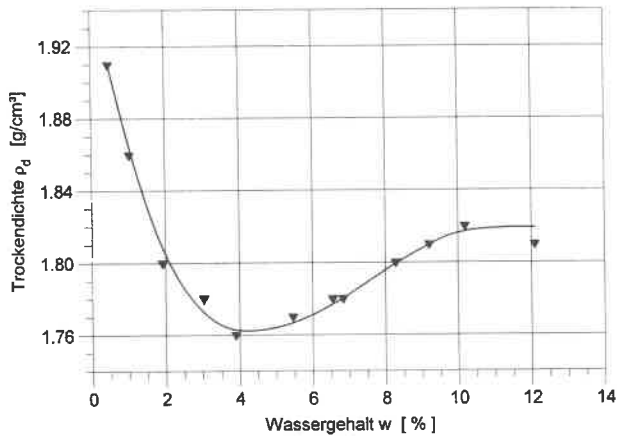
- Schanz, T., Vermeer, P. A. (1996): Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, Vol. 46, No. 1, pp. 145-151.
- Schanz, T. (1998): Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. H. 45, Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Schulze, E. (1968): Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. *Bauingenieur*, Vol. 9, S. 313.
- Sobolevsky, D. Y. (1995): Strength of dilating soil and load-holding capacity of deep foundations. *Balkema*, Rotterdam.
- Sokolovskii, V. V. (1965): *Statics of granular media*. Pergamon Press, New York.
- Spierenburg, S. E. J., Calle, E. O. F. (1990): Veiligheid van Damwanden. *Cement*, Vol. 42, No. 10, pp. 22-28.
- Spotka, H. (1977): Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erd-
druck einer Stützwand in Sand. H. 9, Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- Stazhevsky, S. B., Kolymbas, D., Herle, I. (1995): Sand anchors, theory and applications. *Proc. Int. Symp. Anchors in Theory and Practice*, *Balkema*, Rotterdam, pp. 367-372.
- Tagaya, K., Scott, R. F., Aboshi, H. (1988): Scale effect in anchor pullout test by centrifugal technique. *Soil and Found.*, Vol. 23, No. 3, pp. 1-12.
- Tagaya, K., Scott, R. F., Aboshi, H. (1988): Pullout resistance of buried anchors in Sand. *Soil and Found.*, Vol. 28, No. 3, pp. 114-130.
- Teferra, A. (1975): Beziehungen zwischen dem Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden. *Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau*, H. 1, TH Aachen.
- Terzaghi, K. (1943): *Theoretical soil mechanics*, J. Wiley & sons, inc. New York.
- Tiemersma, L. J. (1977): Untersuchung über die Anwendung von Schraubankern beim Uferschutz. *Rijkswaterstaat, Direktion Nord-Brabant*.
- Trofimenkov, J. G., Mariupolskii, L. G. (1965): Screw piles used for mast and tower foundations. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg.*, Montreal, Vol. 2, pp. 328-332.
- Van den Akker, J. J. H. (1986): Ankerkrachtmetingen aan boordvoorzieningen. *OTAR*, Vol. 3, pp. 93-106.
- Van Langen, H., Vermeer, P. A. (1990): Automatic step size correction for non-associated plasticity problems. *Int. Journ. Num. Meth. Engrg.*, Vol. 29, pp. 579-598.

- Van Langen, H. (1991): Numerical analysis of soil-structure interaction. Thesis Technische Universiteit Delft.
- Vermeer, P. A., Brinkgreve, R. B. J. (1995): Plaxis; Finite element code for soil and rock analyses, Version 6, Balkema, Rotterdam.
- Vermeer, P. A., Brinkgreve, R. B. J. (1998): Plaxis; Material models manual, Version 7, Balkema, Rotterdam.
- Vermeer, P. A., Sutjiadi, W. (1985): The uplift resistance of shallow embedded anchors, Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 4, pp. 1635-1638.
- Vesic, A. S. (1971): Breakout resistance of objects embedded in ocean bottoms. Journ. Soil Mech. Found. Engrg., ASCE, Vol. 97, SM 9, pp. 1185-1205.
- Vogt, C., Salden, D. (1995): Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, H. 12, S. 800-802.
- Vogt, C. (1997): Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Böden. 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen.
- Vogt, C. (1998): Experimentelle und numerische Untersuchung tiefliegender dreidimensionaler Bruchvorgänge am Beispiel horizontaler Schraubanker, 25. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, Stuttgart.
- Vogt, C. (1997): Verankerungen. Skriptum zur Vorlesung Geotechnik 1.2, Hrsg.: P. A. Vermeer, 1. Auflage, Universität Stuttgart.
- Vogt, C., Vermeer, P. A. (1999): Analyses and large scale testing of plate anchors. Proc. Int. Symp. Num. Meth. Geomech. (eingereicht).
- Wehr, W., Tejchman, J., Herle, I., Gudehus, G. (1997): Sand anchors - a shear zone problem. Proc. Int. Symp. Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya.
- Werner, H.-U. (1975): Das Tragverhalten von gruppenweise angeordneten Erdankern. Die Bautechnik 11, S. 387-390.
- Wernick, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. H. 75, Inst. für Bodenmech. und Felsmech., Universität Karlsruhe.
- Wood, D. M., Stone, K. J. L. (1993): Some observations of zones of localisation in model tests on dry sand. Proc. 3rd Int. Workshop on Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rock, Grenoble.
- Yoshida, T. et al. (1993): Shear banding in sands observed in plane strain compression. Proc. 3rd Int. Workshop on Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rock, Grenoble.
- Zienkiewicz, O. C. (1975): Methode der finiten Elemente. Hanser, München.

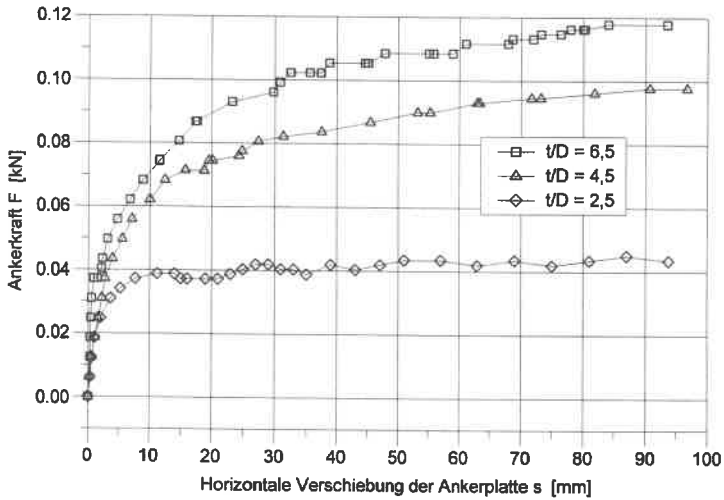
Anhang

Seite

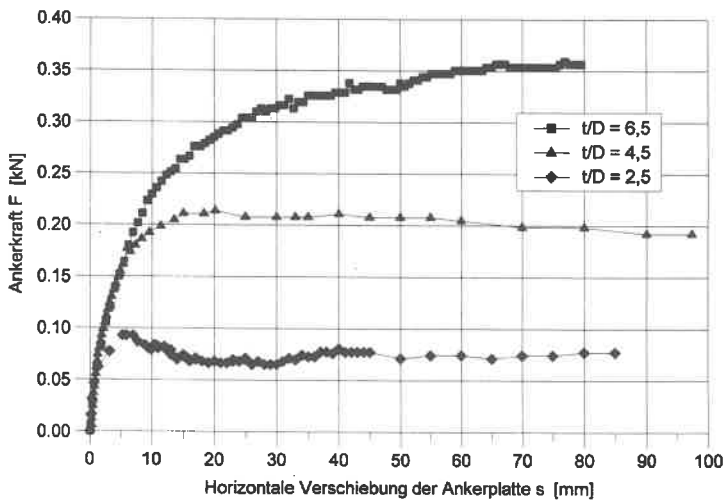
A1:	Proctorkurve des im Freigelände verwendeten Versuchssandes	146
A2:	Lastverschiebungskurven aus den Modellversuchen zur Erfassung des Bruchmechanismus	147
A3:	Lastverschiebungskurven aus den Finite-Elemente-Berechnungen	148
A4:	Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen	150
A5:	Lageplan der In-situ-Versuche	154
A6:	Bohr- und Sondierprofile der Erkundung zu den In-situ-Versuchen	155
A7:	Lastverschiebungskurven der In-situ-Versuche	157
A8:	Photodokumentation	158



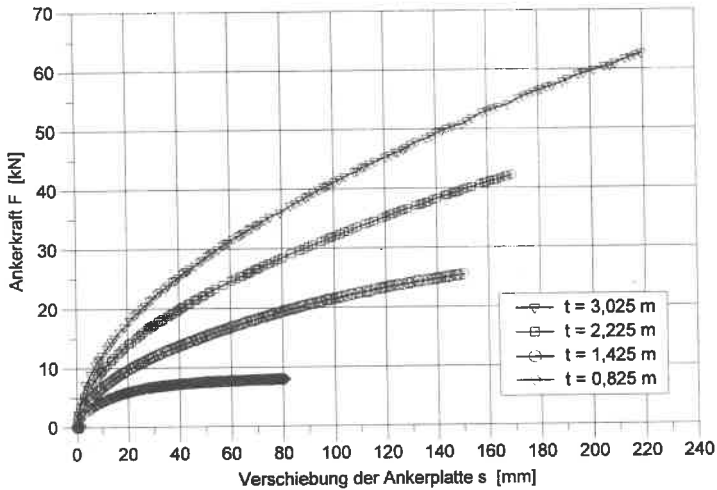
A1: Proctorkurve des im Freigelände für die großmaßstäblichen Versuche verwendeten Sandes (Rheinsand)



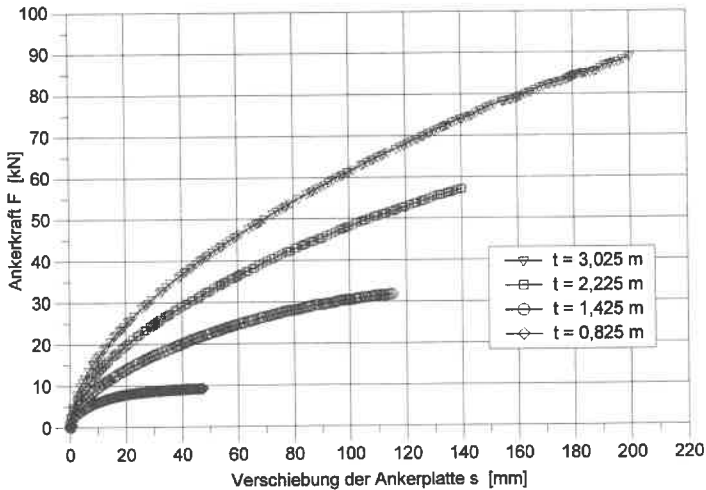
A2.1: Lastverschiebungskurven aus den Modellversuchen mit $D = 0,05$ m zur Erfassung des Bruchmechanismus bei sehr lockerer Lagerung ($I_D = 0,04$)



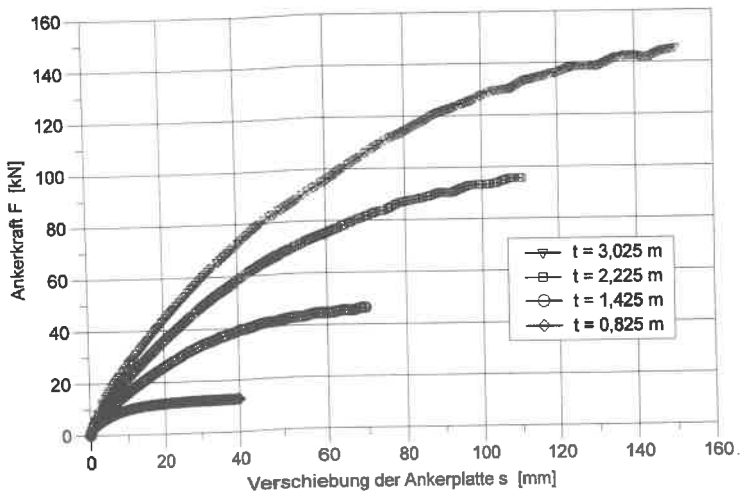
A2.2: Lastverschiebungskurven aus den Modellversuchen mit $D = 0,05$ m zur Erfassung des Bruchmechanismus bei sehr dichter Lagerung ($I_D = 0,89$)



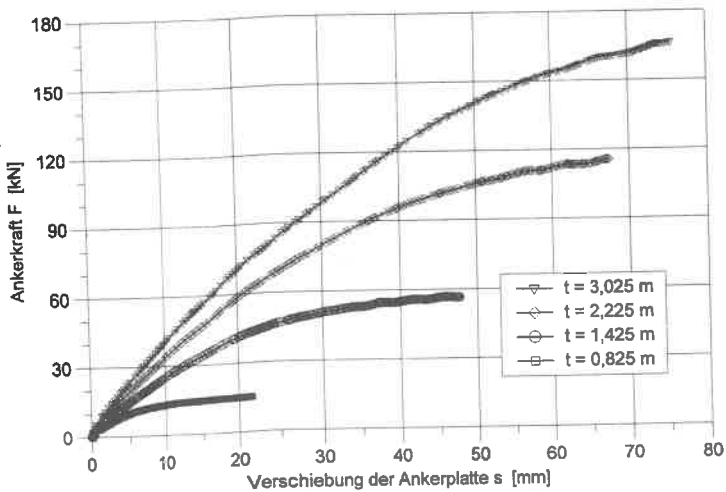
A3.1: Lastverschiebungskurven aus den Finite-Elemente-Berechnungen mit $D = 0,25$ m in Sand mit $\phi = 33^\circ$ bei unterschiedlicher Tiefenlage t der Ankerplatte



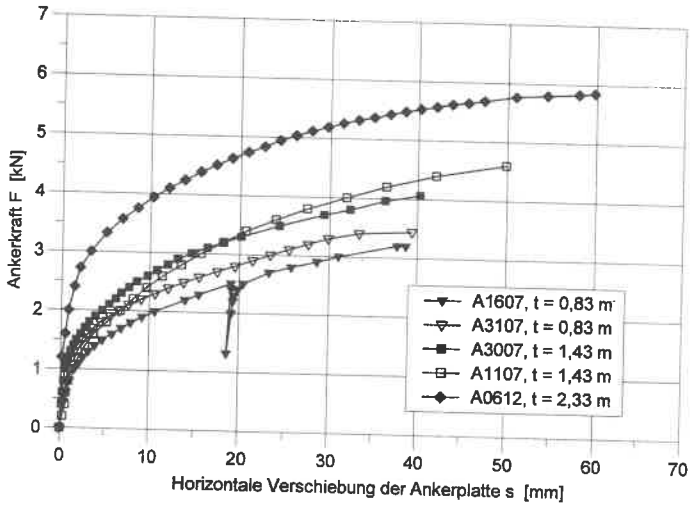
A3.2: Lastverschiebungskurven aus den Finite-Elemente-Berechnungen mit $D = 0,25$ m in Sand mit $\phi = 36^\circ$ bei unterschiedlicher Tiefenlage t der Ankerplatte



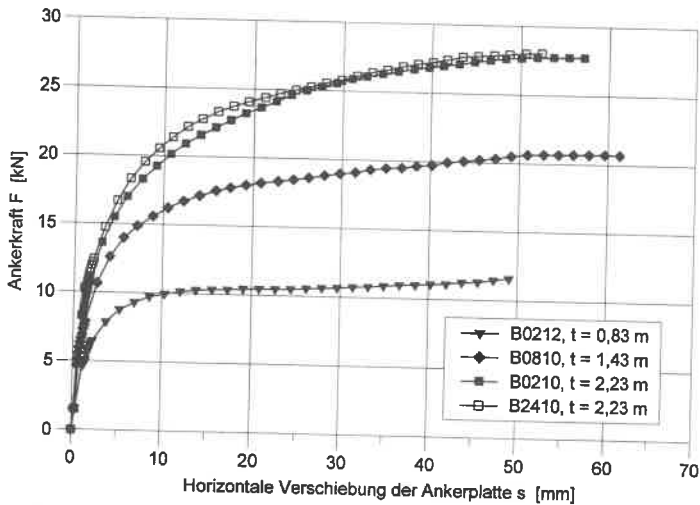
A3.3: Lastverschiebungskurven aus den Finite-Elemente-Berechnungen mit $D = 0,25$ m in Sand mit $\phi = 39^\circ$ bei unterschiedlicher Tiefenlage t der Ankerplatte



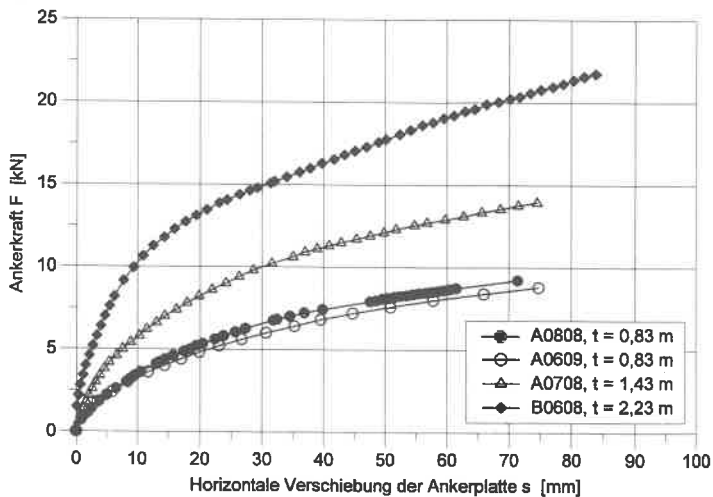
A3.4: Lastverschiebungskurven aus den Finite-Elemente-Berechnungen mit $D = 0,25$ m in Sand mit $\phi = 41^\circ$ bei unterschiedlicher Tiefenlage t der Ankerplatte



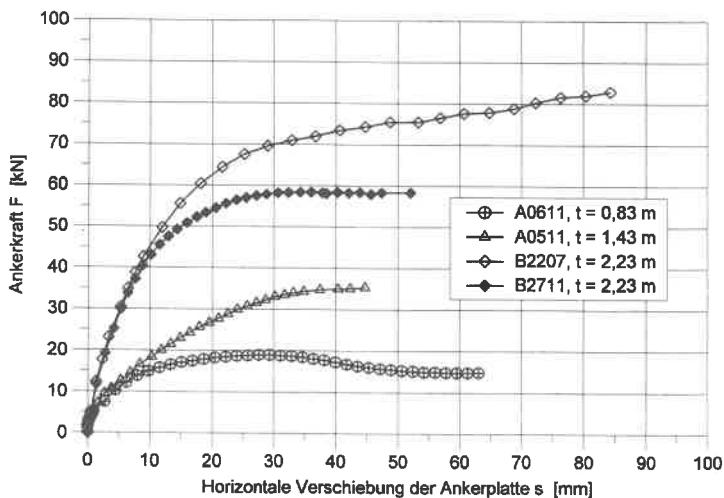
A4.1: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0.15$ m) in sehr lockerem Sand ($I_D = 0.0$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingelegten Ankern



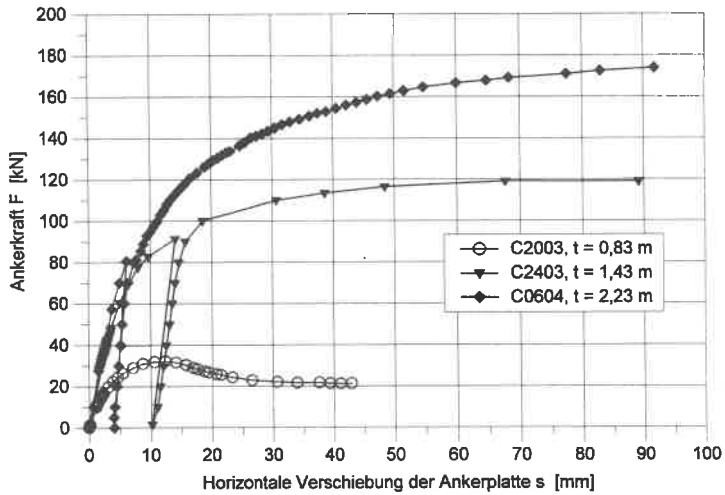
A4.2: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0.15$ m) in mitteldichtem Sand ($I_D = 0.50$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingelegten Ankern



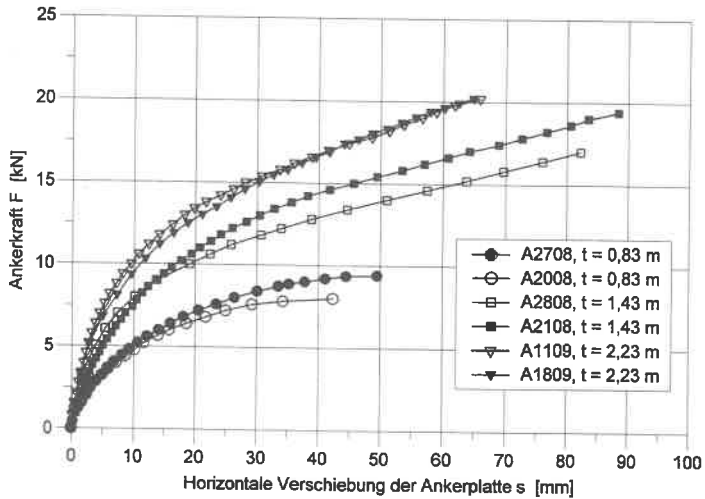
A4.3: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0,25$ m) in sehr lockerem Sand ($I_p = 0,0$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingelegten Ankern



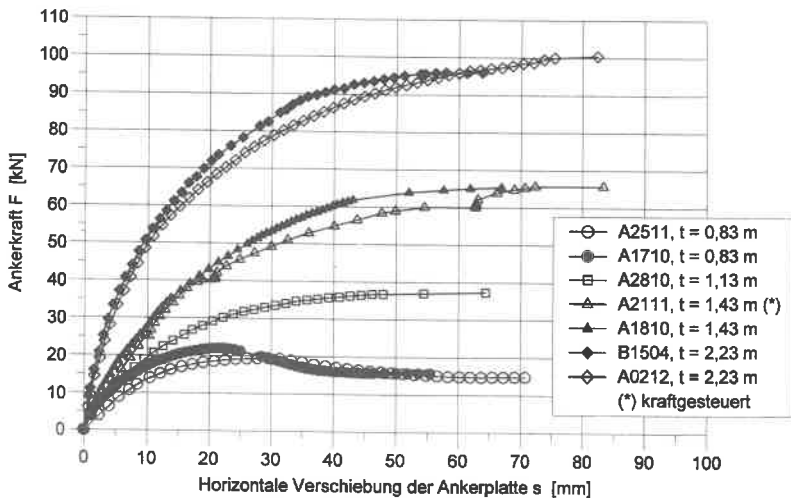
A4.4: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0,25$ m) in mitteldichtem Sand ($I_p = 0,50$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingelegten Ankern



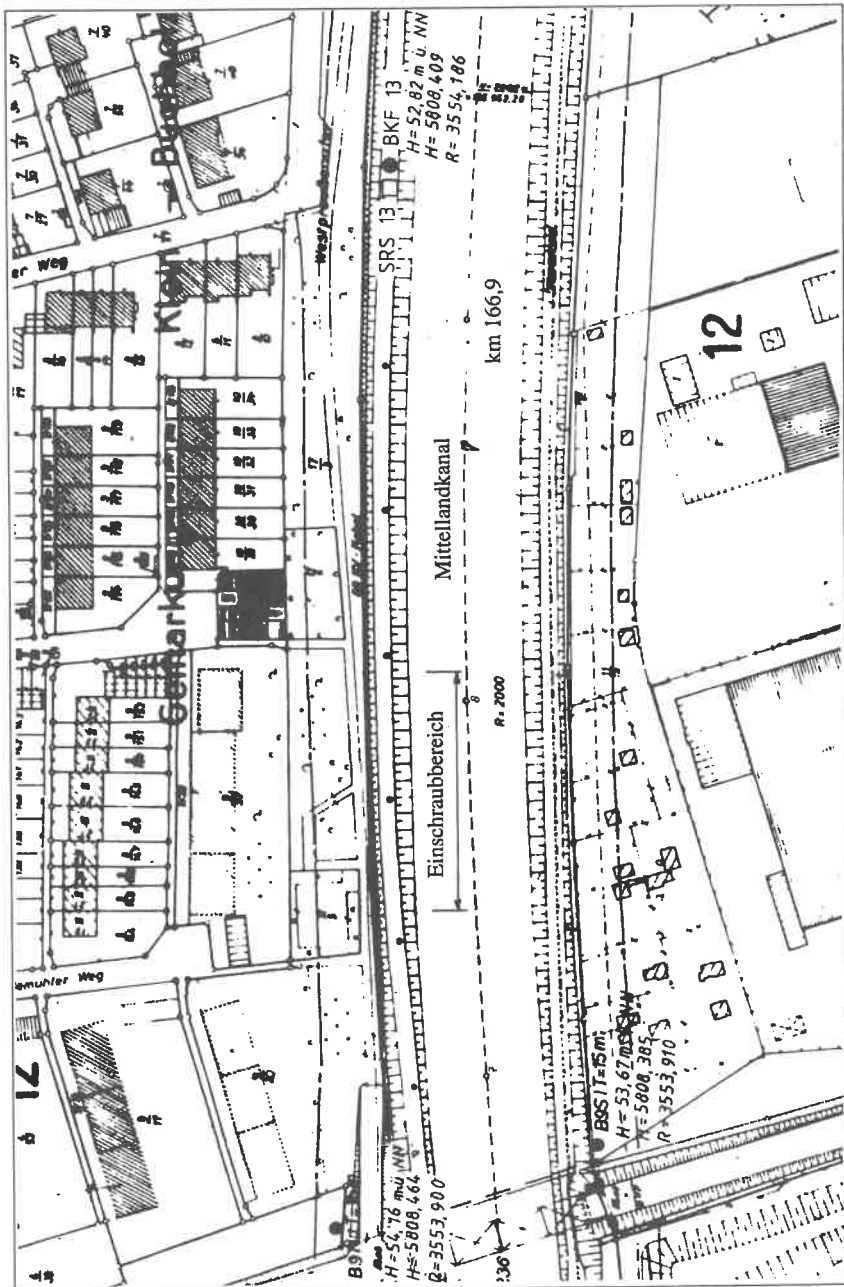
A4.5: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0,25$ m) in sehr dichten Sand ($I_p = 0,75$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingelegten Ankern



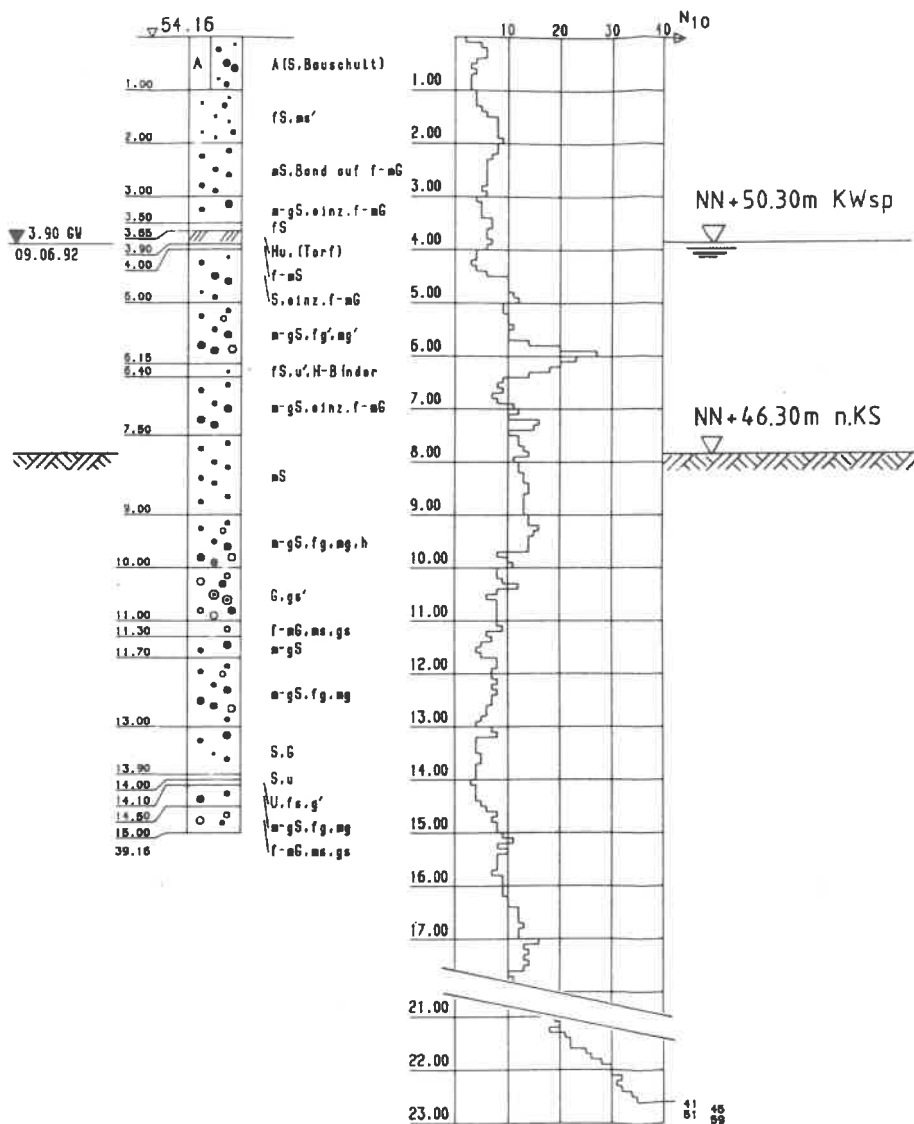
A4.6: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0,25$ m) in sehr lockerem Sand ($I_D = 0,0$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingeschaubten Ankern



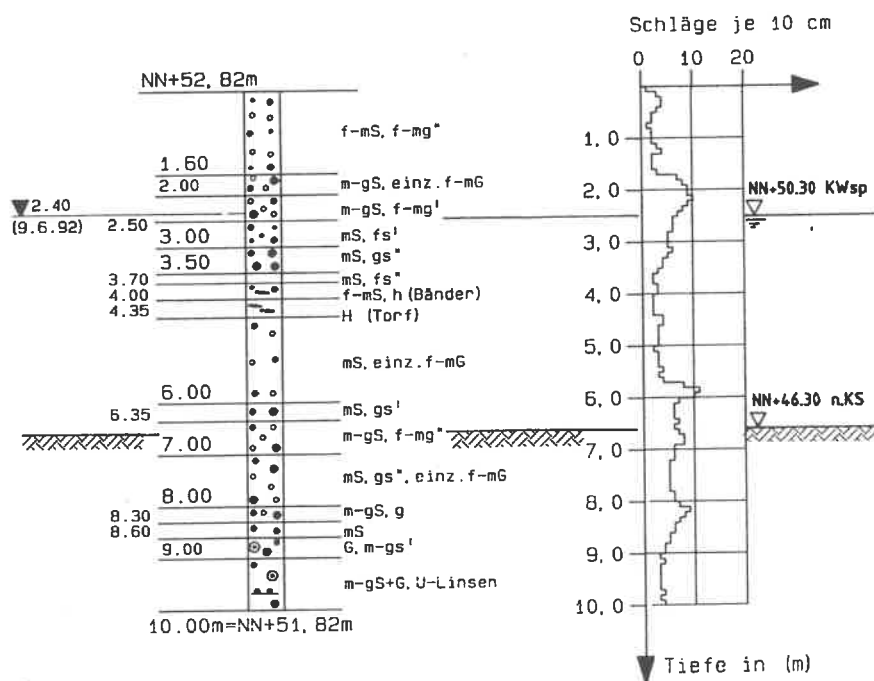
A4.7: Lastverschiebungskurven aus den großmaßstäblichen Versuchen ($D = 0,25$ m) in mitteldichtem Sand ($I_D = 0,0$) mit in unterschiedlicher Tiefe t eingeschaubten Ankern

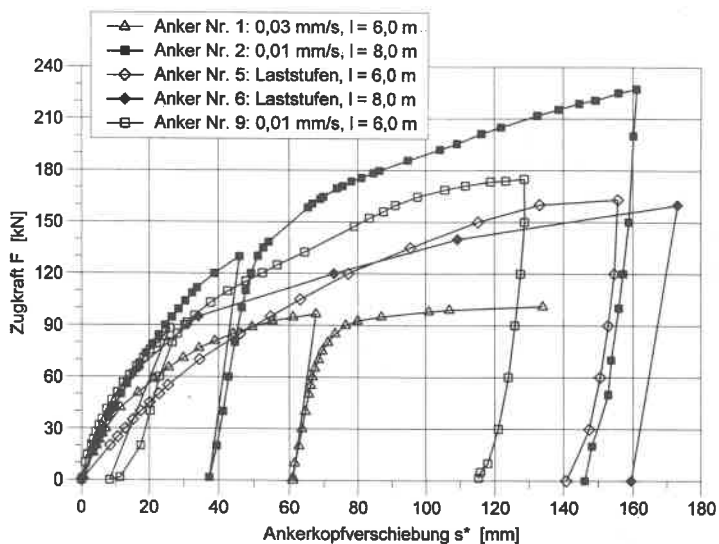


A5: Übersichtslageplan (M 1:1500) der In-situ-Versuche
(Vorlage aus BAW-Gutachten)

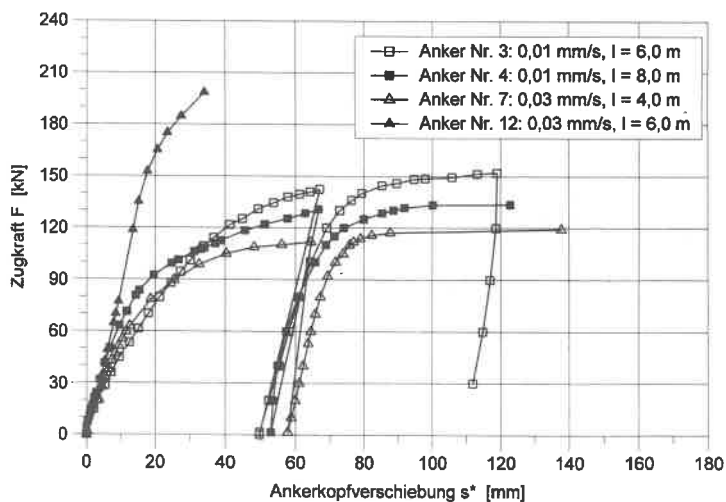


A6.1: Bohr- und Sondierprofil (M 1:100) 9N aus BAW-Gutachten

A6.2: Bohr- und Sondierprofil (M 1:100) 13N aus *BAW-Gutachten*



A7.1: Lastverschiebungskurven aus den in situ-Versuchen ($D = 0,30$ m) am Mittellandkanal in Hannover



A7.1: Lastverschiebungskurven aus den in situ-Versuchen ($D = 0,35$ m) am Mittellandkanal in Hannover



A8.1: Einbringen von Schraubankern am Mittellandkanal in Hannover



A8.2: Einschraubgerät



A8.3: Herstellen eines Widerlagers am Mittellandkanal in Hannover



A8.4: Widerlager und Belastungseinrichtung

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

Nr. 1	Thamm, B.R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
			DM 10,--
Nr. 2	Gußmann, P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
			DM 5,--
Nr. 3	Feeser, V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß
			DM 10,--
Nr. 4	Du Thin, K.	(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
			vergriffen
Nr. 5	Smolczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K.	(1976)	Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365)
			vergriffen
Nr. 6	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände.
			DM 18,--
Nr. 7	Laumans, O.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
			DM 18,--
Nr. 8	Lächler, W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
			DM 15,--
Nr. 9	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
			DM 15,--

Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben DM 20,--
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
	Gußmann, P.		Zum Modellgesetz der Konsolidation DM 20,--
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten DM 25,--
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch DM 25,--
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund DM 25,--
Nr. 15	Smolczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen DM 12,--
Nr. 16	Malcharek, K./ Smolczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten DM 15,--
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes DM 30,--
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen DM 25,--

Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten DM 25,--
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993 DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks DM 20,--
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten DM 25,--
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
	Smoltczyk, U./ Schad, H./Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente DM 20,--
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung DM 25,--
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten DM 25,--
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang DM 25,--

Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept DM 25,--
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen DM 30,--
Nr. 31	Smolczyk, U./ Breinlinger, F./ Schad, H./Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise DM 25,--
Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smolczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen) DM 30,--
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten DM 30,--
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe DM 30,--
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden DM 30,--
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse DM 30,--
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers DM 30,--
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen DM 30,--

- | | | | | |
|--------|--------------|--------|---|----------|
| Nr. 39 | Smolczyk, U. | (1994) | Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik | DM 30,-- |
| Nr. 40 | Rilling, B. | (1994) | Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm | DM 35,-- |

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Nr. 41 (1)	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik	DM 35,--
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein	DM 35,--
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudamm-bau	DM 35,--
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits	DM 35,--
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien	DM 35,--
Nr. 46	Akinrogunde, A. E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions	DM 35,--
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker	DM 35,--

Weitere Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart und seiner Mitarbeiter ab 1995:

- [1] Vermeer, P.A.: Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung. Beiträge der Tagung FEM '95 - Finite Elemente in der Baupraxis, S. 609-618, Stuttgart, 1995.
- [2] Vogt, C., Salden, D.: Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, Heft 12, S. 800-802, 1995.
- [3] Schanz, T.: Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material. Bautechnik 72, Heft 12, S. 810-816, 1995.
- [4] Schanz, T., Gussmann, P.: Bearing capacity of strip footing on layered subsoil. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, pp. 583-587, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [5] Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A.: A new approach to softening plasticity. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [6] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Zum Steifemodul von Sanden. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 3, S. 123-142, TU Dresden, 1995.
- [7] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Angles of friction and dilatancy of sand. Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-151, 1996.
- [8] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Discussion of the paper „Angles of friction and dilatancy of sand“. Géotechnique 47, No. 4, pp. 887-892, 1996.
- [9] Vermeer, P.A., Salden, D.: Die Geotechnik des Dammbaus – Wechselwirkungen. Jahrbuch 1996 aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart, S. 86-97, Stuttgart, 1997.

- [10] Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: A soft soil model and experiences with two integration schemes. Proceedings 6th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VI), Montreal, pp. 123-128, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [11] Schanz, T., Bonnier, P.G.: Verification of a soil model with predicted behaviour of a sheet pile wall. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 2, pp. 953-959, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [12] Vermeer, P.A., Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G.: From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 4, pp. 2469-2478, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [13] Vermeer, P.A., Bayreuther, C.: Tiefe Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [14] Raisch, D., Vogt, C.: Gründungssanierung der Außenwände des Museums in Tübingen. Deutsches Architektenblatt 6/97, 29. Jg., S. 927 f., Stuttgart, 1997.
- [15] Schanz, T., Desrues, J., Vermeer, P.A.: Comparison of sand data on different plane strain devices. International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, pp. 289-294, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1997.
- [16] Schanz, T.: Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen. Tagungsband Numerik in der Geotechnik, Workshop des AK 1.6 der DGGT, Stuttgart, S. 107-120, 1997.
- [17] Schanz, T.: The leaning tower of St. Moritz. Plaxis bulletin 4, pp. 4-7, 1997.

- [18] Schanz, T., Gussmann, P., Smolczyk, U.: Study of bearing capacity of strip footing on layered subsoil with the kinematical element method, Proceedings XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 727-730, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [19] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußeinspannung einer Stützwand. OHDE-Kolloquium`97, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4, S. 247-264, TU Dresden, 1997.
- [20] Vermeer, P.A., Neher H.: Bemessung von Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 73-82, Universität Stuttgart, 1997.
- [21] Vermeer, P.A., Vogt, C.: Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Böden. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [22] Haarer, R., Vogt, C.: Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 119-126, Universität Stuttgart, 1997.
- [23] Vermeer, P.A.: Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. Proceedings NATO Advanced Study Institute on Physics of Dry Granular Media, Cargese, pp. 163-196, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, 1997.
- [24] Meier, C.P., Schanz, T.: Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung. Tagungsband 5. Darmstädter

Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 39, S. 59-79, TU Darmstadt, 1998.

- [25] Neher, H., Schanz, T., Köhler, L.: Das Torsionsödometer – ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät. Messen in der Geotechnik `98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 55, S. 259-272, TU Braunschweig, 1998.
- [26] Schanz, T.: A constitutive model for cemented sands. Proceedings 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Gifu, pp. 165-172, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [27] Schanz, T.: A constitutive model for hard soils. Proceedings International Conference on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Neapel, S. 861 ff., Balkema, Rotterdam 1998.
- [28] Vogt, C.: Experimentelle und numerische Untersuchung tiefliegender dreidimensionaler Bruchvorgänge am Beispiel horizontaler Schraubanker. Tagungsband 25. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, Stuttgart, S. 25-26, 1998.
- [29] Vogt, C., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: Analyses of NATM-tunnels with 2D and 3D finite element method. Proceedings of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine/Italy, pp. 211-219, Springer Verlag, Wien, 1998.
- [30] Schanz, T., Vermeer, P.A.: On the stiffness of sands. Géotechnique. Special issue on Pre-failure deformation behaviour of geomaterials, pp. 383-387, 1998.
- [31] Vermeer, P.A., Neher H.: A soft soil model that accounts for creep. Proceedings of a Workshop on Stability of Embankments on soft Soils, Delft, 1998.

- [32] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Tagungsband Vorträge der Baugrundtagung 1998, Stuttgart, S. 133-150, 1998.
- [33] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Stability and deformations in deep excavations in cohesive soils. Darmstadt Geotechnics, No.4 Vol.1. International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, 1998.
- [34] The, P., Vermeer, P.A., Termaat, R.J.: A Viscoplastic creep model for the engineering practice. International Symposium on problematic soils, Sendai/ Japan, 1998.
- [35] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: A consolidation model for a creeping clay. Canadian Geotechnical Journal, 1999.
- [36] Vermeer, P.A.: On the future of plaxis. Plaxis Symposium. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [37] Bauduin, C.M., De Vos, M., Vermeer, P.A.: Back analysis of staged embankment failure: The case study Streefkerk. Plaxis Symposium. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, pp. 79-90, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [38] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: A soft soil model that accounts for creep. Plaxis Symposium. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, pp. 249-262, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [39] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: The Hardening Soil Modell – Formulation and Verification. Plaxis Symposium. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, pp. 281-296, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [40] Vogt, C., Vermeer, P.A.: Analyses and large scale testing of plate anchors. Proceedings 7th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VII), Graz, Balkema, Rotterdam, 1999.

- [41] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G.: Time Integration of a Constitutive Law for Soft Clays. To be published in: Communications in Numerical Methods in Engineering, 1999.
- [42] Vermeer, P.A., Ruse, N.M., Härle, H.: Ortsbruststabilität von Tunnelbauwerken am Beispiel des Rennsteig-Autobahntunnels. To be published in: 2. Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, Ostfildern, 2000.
- [43] Neher, H.P., Vermeer, P.A., Oswald, K.D.: Aufschüttungen auf weichem, wenig tragfähigem Untergrund. To be published in: 2. Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, Ostfildern, 2000.