

Lehrstuhl und Prüfamnt
für
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe
Heft 1

**TRAGFÄHIGKEIT
VON VERPREßANKERN
IN NICHTBINDIGEM BODEN**

Neue Erkenntnisse
durch Dehnungsmessungen
im Verankerungsbereich

von

Friedrich Scheele

München, 1982

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Eigenverlag: Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau,
Bodenmechanik und Felsmechanik
Technische Universität München
Baumbachstraße 7
8000 München 60
Tel.: (089) 8895-200

DISSERTATIONS - UND FOTODRUCK FRANK GmbH
8000 München 2, Gabelsbergerstraße 15, Tel. 2809090

Vorwort des Herausgebers

Mit dem vorliegenden Berichtsheft wird eine Schriftenreihe eröffnet, in der künftig eine Auswahl von wissenschaftlichen Arbeiten des Instituts (Lehrstuhl und Prüfamnt) veröffentlicht und im Schriftenaustausch bekannt gemacht werden soll.

Der Beginn dieser Schriftenreihe steht in zeitlichem Zusammenhang mit der im August 1980 erfolgten Berufung des Herausgebers an die Technische Universität München und mit der 1982 vollzogenen Namensänderung des Instituts in "Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik". Die neue Namensgebung schließt gegenüber der früheren die "Felsmechanik" mit ein, womit den künftig vertieften Aktivitäten des Hauses auf diesem bedeutsamen bautechnischen Fachgebiet Rechnung getragen werden soll. Nicht zuletzt wegen der Lage Münchens im voralpinen Raum sind schon von jeher Aufgaben des Felsbaues an das Prüfamnt herangetragen worden. So kommt es auch nicht von ungefähr, daß das Lehrgebiet "Felsmechanik" bereits seit 1964 an der Technischen Universität München vom Lehrstuhl vertreten wird, womit diese Vorlesungen zu den frühesten in Deutschland gehören.

Die für die Schriftenreihe vorgesehenen Beiträge werden vornehmlich Ergebnisse von Forschungsarbeiten und Dissertationen, allgemein interessierende Untersuchungs- und Meßergebnisse sowie Vorträge der Mitarbeiter beinhalten. Leider werden sich Zahl und Umfang der Beiträge wegen der finanziellen Gegebenheiten in bescheidenen Grenzen halten müssen, weil für den Ausgleich der Herstellkosten weitgehend Sonderspenden unserer Förderer und Freunde gewonnen werden müssen.

Das vorliegende Heft 1 der Schriftenreihe enthält den Abdruck der Dissertation von Herrn Dr.-Ing. Friedrich Scheele, der mir in der Anfangszeit nach meiner Berufung noch als Assistent zur Verfügung gestanden hat. Die

Dissertation wurde von meinem Vorgänger im Amt betreut und durch Promotion im Juli 1981 abgeschlossen (siehe auch Vorbemerkung des Autors).

In der Arbeit werden anhand der Ergebnisse von Dehnungsmessungen an in situ Verpreßankern verschiedene Tragmechanismen in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte der untersuchten Böden aufgezeigt und modellmäßig beschrieben. Außerdem werden Grenzwerte für die Mantelreibung angegeben und Verschiebungsgesetze formuliert.

In Laborversuchen konnten die gemessenen Grenzwerte als Scherspannungen in der Bruchfläche dreiaxial beanspruchter Proben unter Annahme eines volumenkonstanten Abschervorgangs nachgewiesen werden. Elastizitätstheoretische Untersuchungen geben Aufschluß über die Spannungsverteilung im Lastaufnahmbereich der Anker bei unterschiedlicher Kräfteintragung.

Die Dissertation geht auf Forschungsarbeiten im Auftrag des Innenministeriums des Landes Nordrhein-Westfalen, des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, des Bundesministeriums für Verkehr und des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie zurück, denen an dieser Stelle für diese Forschungsförderung Dank ausgesprochen sei.

Die Firmen Karl Bauer Spezialtiefbau GmbH & Co. KG, Schrobenhausen, und Leonhard Moll GmbH & Co., München, haben die Forschungsarbeiten und den Druck der Veröffentlichung in dankenswerter Weise unterstützt.

München, im Dezember 1982

R. Floss

Vorbemerkung

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent an der Technischen Universität München.

Die versuchstechnischen Unterlagen zu der Arbeit gehen auf Forschungsarbeiten im Auftrag des Innenministeriums des Landes Nordrhein-Westfalen, des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, des Bundesministeriums für Verkehr und des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie zurück.

Für die Anregungen, für die Unterstützung und für die Übernahme des Hauptberichtes möchte ich meinem Lehrer, Herrn em.o.Prof. Dr.-Ing. R. Jelinek, ganz herzlich danken. Auch gilt mein Dank Herrn o.Prof. Dr.techn. R. Springenschmid für die bereitwillige Übernahme des Korreferates.

Den Kollegen des Prüfamtes für Grundbau und Bodenmechanik, die mir in der experimentellen Phase meiner Arbeit zur Seite standen oder mir nach Anfertigung der Arbeit durch Kritik und Hinweise wertvolle Anregungen gabe, spreche ich meinen Dank aus.

Friedrich Scheele

	<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	<u>Seite</u>
	Verzeichnis der verwendeten Symbole	III
1.	Einführung	1
2.	Rückblick auf die Entwicklung von Tragfähigkeits- beziehungen von Verankerungen	3
3.	Aufgabenstellung und Zielsetzung der Arbeit	14
4.	Großversuche	17
4.1	Versuchseinrichtung	17
4.1.1	Versuchsgrube	17
4.1.2	Versuchsboden	19
4.1.3	Anker	19
4.1.4	Herstellung	20
4.1.5	Belastungseinrichtung	20
4.2	Meßeinrichtung	21
4.2.1	Kraftmessungen	21
4.2.2	Verschiebungsmessungen	21
4.2.3	Dehnungsmessungen	21
4.3	Versuchsprogramm	23
4.4	Meßergebnisse	25
4.4.1	Lagerungsdichte	25
4.4.2	Grenztragfähigkeit	28
4.4.3	Kraft und Verschiebung	30
4.4.4	Zugkraftverteilung	35
4.4.5	Mantelreibung	38
5.	Übersicht über Dehnungsmeßergebnisse bei Anker- zugversuchen aus der Literatur	43
6.	Tragfähigkeitsmechanismus	47
6.1	Kräfteein- und -abtragung	47
6.2	Entwicklung der ideellen Mantelreibung	51
6.3	Residualkräfteverteilung	56
6.4	Kräfteumlagerung und progressiver Bruch	59

7.	Zahlenmäßige Erfassung des Tragfähigkeitsmechanismus	66
7.1	Tragfähigkeitsfaktoren τ_i/τ_m	66
7.2	Approximation der Tragfähigkeitsverteilung	70
7.3	Auswirkung des Umlagerungsmechanismus auf die praktische Anwendung	73
8.	Verschiebungsentwicklung	77
8.1	Bleibende Verschiebungen	80
8.2	Mantelreibungs-Verschiebungs-Verhalten	86
9.	Triaxialversuche an Sandproben	92
9.1	Versuchsapparatur und Durchführung der Versuche	94
9.2	Versuchsergebnisse	98
9.3	Vergleich der Spannungs-Verformungs-Beziehungen mit den Mantelreibungs-Verschiebungs-Beziehungen	104
10.	Elastizitätstheoretische Betrachtung des Verankerungsproblems	109
10.1	Mindlin'sche Lösungen der Elastizitätsgleichungen	112
10.2	Anwendung der Mindlin'schen Lösungen bei einer Lasteintragung durch Verpreßanker	114
10.3	Ergebnisse der Fallstudien	116
10.3.1	Spannungsverteilung von σ_x , σ_z und τ_{zx} bei konstanter Mantelreibungsverteilung	119
10.3.2	Spannungsverteilung und Richtung von σ_I und σ_{II}	121
10.3.2.1	linear abnehmende Mantelreibungsverteilung	125
10.3.2.2	konstante Mantelreibungsverteilung	126
10.3.2.3	linear zunehmende Mantelreibungsverteilung	127
10.4	Versuch einer Mantelreibungsermittlung aus der Hauptspannungsverteilung	130
11.	Zusammenfassung	134
12.	Literaturverzeichnis	139

Verzeichnis der verwendeten Symbole

Die verwendeten Symbole, Bezeichnungen und Einheiten wurden weitgehend in Übereinstimmung mit den jeweils zugeordneten DIN-Vorschriften gewählt. Jedoch erscheinen einige der Bezeichnungen durch die ausschließlich in Großbuchstaben erfolgende Ausgabe der alphanumerischen Zeichen durch den Großrechner gelegentlich auch in Großbuchstaben-Schreibweise.

Zu Kapitel 2

K	1	Verhältnisgröße zwischen vertikaler und horizontaler Spannung im Boden
K_a	1	Erddruckbeiwert
K_p	1	Erdwiderstandsbeiwert
sk_u	1	Auszugskoeffizient (nach MEYERHOF, ADAMS 1968)
t	m	Einbindetiefe
β	$^{\circ}$	Neigungswinkel der Mantellinie des Gleitkörpers zur Pfahlachse
γ	kN/m^3	Wichte des feuchten Bodens
ϕ	$^{\circ}$	Winkel der inneren Reibung

Zu Kapitel 4

A	kN	Ankerzugkraft
A_{Br}	kN	Ankerbruchlast (Grenzlast)
D	1	Lagerungsdichte
L_o	m	Krafteintragungslänge
U	1	Ungleichförmigkeitszahl
d	mm	Korndurchmesser
d_o	cm	Verpreßkörperdurchmesser
d_{St}	mm	Durchmesser des Stahlzugliedes
l_o	m	Krafteintragungslänge
l_{fSt}	m	Länge der freien Strecke
l_v	m	vorgesehene Verpreßkörperlänge
l_A	m	Ankerlänge

n_{10}	1	mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde (SRS)
n_{30}	1	mittlere Schlagzahl der Standard-Penetration-Sonde (SPT)
s	mm	Gesamtverschiebung
w	%	Wassergehalt
w_{pr}	%	optimaler Wassergehalt
mod w_{pr}	%	optimaler Wassergehalt des modifizierten Proctorversuches
α	°	Neigungswinkel des Ankers zur Horizontalen
ρ_s	t/m ³	Korndichte
ρ_d	t/m ³	Trockendichte
ρ_{pr}	t/m ³	Proctordichte
mod ρ_{pr}	t/m ³	modifizierte Proctordichte
τ_m	kN/m ²	mittlere Mantelreibung
τ_i	kN/m ²	ideelle Mantelreibung

Zu Kapitel 5

max $\Delta\tau_i$	kN/m ²	maximaler ideeller Mantelreibungswert eines Verpreßkörperabschnittes
--------------------	-------------------	--

Zu Kapitel 6

ΔA_n	kN	längs des n-ten Verpreßkörperabschnittes abgebaute Ankerteilzugkraft
A_o	kN	Ankervorlast
A_{Br}	kN	Ankerbruchlast
F_M	m ²	tatsächliche Mantelfläche des Zuggliedes
f_R	l	bezogene Rippenfläche
s_e	mm	elastischer Anteil der Gesamtverschiebung
s_{bl}	mm	bleibender Anteil der Gesamtverschiebung
z	m	Längskoordinate des Verpreßkörpers
β_w	kN/m ²	Würfeldruckfestigkeit des Betons
τ_V	kN/m ²	Verbundspannung
τ_M	kN/m ²	mittlere Verbundspannung im Bruchzustand

Zu Kapitel 7

A_{zul}	kN	zulässige Ankerkraft
X	1	unabhängige Variable des Polynomes 3. Grades ($\hat{=}$ z/l_v -Achse)
X_c	1	Abszisse des Schwerpunktes der Lasteintragung bezogen auf die z/l_v -Koordinaten
Y	1	abhängige Variable des Polynomes 3. Grades ($\hat{=}$ τ_i/τ_m -Achse)
a_j	1	Koeffizienten des Polynomes 3. Grades
n	1	Laufvariable
η	1	Sicherheitsbeiwert

Zu Kapitel 8

E_{St}	kN/m^2	Elastizitätsmodul des Stahlzuggliedes
F_{St}	cm^2	Querschnittsfläche des Stahlzuggliedes
s	1	0,1-fache Teilstrecke des Verpreßkörpers
d_{50}	mm	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang
δ_n	mm	Verschiebung im Verpreßkörper an der Stelle n

Zu Kapitel 9

V_0	cm^3	Probenausgangsvolumen
ΔV	cm^3	Volumenänderung der Probe
h_0	cm	Ausgangshöhe der Probe
Δh	cm	Änderung der Höhe des Probekörpers
r_0	cm	Ausgangsradius der Probe
Δr	cm	Änderung des Radius des Probekörpers
v	mm/Min	Stauchungsgeschwindigkeit
α'	°	Steigung der Bruchlinie
ϵ_1	%	bezogene Zusammendrückung des Probekörpers
ϕ'_p	°	maximaler Reibungswinkel (peak)
ϕ'_r	°	residualer Reibungswinkel
σ_1	kN/m^2	axiale Hauptspannung
σ_3	kN/m^2	radiale Hauptspannung
σ'_{3k}	kN/m^2	kritischer Seitendruck bei volumenkonstantem Abscheren

σ'_m	kN/m^2	mittlere Hauptspannung
σ_n	kN/m^2	Normalspannung in der Scherfuge
σ_z	kN/m^2	Bodeneigengewichtsspannung
τ	kN/m^2	Scherspannung in der Scherfuge

Zu Kapitel 10

E	kN/m^2	Elastizitätsmodul
F	kN	Ankerzugkraft
$\Delta F_{nH,V}$	kN	horizontale, vertikale Teilkomponente der Ankerzugkraft des n-ten Verpreßkörperabschnittes
J_i	1	Einflußwerte der Spannungen mit $i = \sigma_x, \sigma_z, \tau_{zx}, \sigma_{I}, \sigma_{II}, \tau$
K	1	geometrisches Verhältnis der Verpreßkörperlänge l_v zur Tiefenlage c der Krafteintragung unter der Halbraumoberfläche
M, N	1	auf die Tiefe c bezogene Koordinaten
$R_{1, 2}$	m	Abstand der Krafteintragung zum Bezugspunkt im Halbraum
c	m	Tiefe des Lastangriffspunktes unter der Halbraumoberfläche
ν	1	Poisson'sche Zahl
x, z	m	Koordinaten des Halbraumes
z_m	m	mittlere Tiefenlage
α_0	0	Richtung der ersten Hauptspannung zur z-Achse
$\sigma_{x, z}$	kN/m^2	Normalspannung in x- und z-Richtung
τ_{zx}	kN/m^2	Schubspannung in x-Richtung
$\sigma_{I, II}$	kN/m^2	erste und zweite Hauptspannung
τ	0	Schubspannung in einer unter $\alpha = 20^\circ$ geneigten Schnittfläche
μ	1	Querdehnungszahl

1. Einführung

Die über 20-jährige intensive Auseinandersetzung mit Verpreßankern am Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität München verpflichtet geradezu zur Erstellung einer Zusammenfassung der letzten Forschungsarbeiten des Hauses über die Tragfähigkeit und das Tragverhalten von Verpreßankern.

Mit den in den Jahren 1977 und 1978 abgeschlossenen, sehr umfangreichen Forschungsaufträgen (JELINEK/SCHEELE 1977 und 1978) wurde durch die Fülle der Ergebnisse die Grundlage geschaffen, um durch eine Reihe von gezielten Ergänzungsarbeiten wesentliche Erkenntnisse zum Komplex "Verpreßanker" beitragen zu können.

In der vorliegenden Arbeit wird ein Resümée der wichtigsten Erkenntnisse hinsichtlich der Tragfähigkeit der Verpreßanker erstellt, jedoch nicht über das Trag- bzw. Kriechverhalten. Die Untersuchung dieser Thematik ist Gegenstand einer weiteren Arbeit, die in Vorbereitung ist. Da es nur schwer möglich ist, stets eine strikte Trennung dieser beiden Themenkreise bei ein und derselben Wechselwirkung zwischen Verpreßkörper und Boden, jedoch mit unterschiedlicher Ursache, zu ziehen, werden in einzelnen Abschnitten hin und wieder Ergebnisse des Langzeitverhaltens Eingang finden.

Eine Präzisierung der Aufgabenstellung dieser Arbeit wird durch einen einfürend gegebenen, kurzen Überblick über die geschichtliche Entwicklung der Zugverankerungen, von den ersten Zugfundamenten kleiner Abmessungen bis zu aktuellen Verankerungen durch Verpreßanker, erleichtert. Die jeweils vorgeschlagenen Verfahren

zur Bestimmung der Tragfähigkeit bzw. die Tragfähigkeitsbeziehungen mit ihren charakteristischen Eigenheiten werden, ohne explizite Angabe derselben, der Leitfaden dieses Rückblickes sein. Es muß dazu erwähnt werden, daß einige der genannten Arbeiten und Jahreszahlen die Entwicklung ohne Anspruch auf Priorität und Vollständigkeit markieren.

2. Rückblick auf die Entwicklung von Tragfähigkeits- beziehungen von Verankerungen

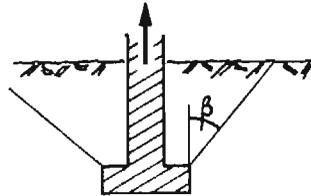
Schon lange vor der "Erfindung" des Verpreßankers im Lockergestein im Jahre 1958 (JELINEK 1966) wurde das Problem der Tragfähigkeit von Zugverankerungen untersucht.

Bis zum Jahre 1913 wurde die Standsicherheit bei Mastfundamenten ausschließlich durch eine Überprüfung der Bodenpressung unter dem tief in das Erdreich einbindenden Fundament nachgewiesen, da über den Einfluß des seitlichen Erddruckes zu wenig bekannt war. Das durch einen an der Mastspitze angreifenden Horizontalzug entstandene Einspannproblem wurde erst durch FRÖHLICH (1936) unter Berücksichtigung des passiven Erddruckes bei Vernachlässigung der Reibungskräfte zwischen Fundamentwand und Boden gelöst. Bei abgestuften Fundamenten wurde auf der Zugseite auf eine mitwirkende Reibung in einer lotrecht über der Stufe entstehenden Scherfläche aus Sicherheitsgründen verzichtet.

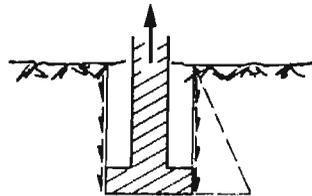
Die größeren Höhen der Freileitungsmaste führten zur Ausbildung von Gründungen mit mehreren zum Teil weit gespreizten Einzel-fundamenten und die erheblichen Kräfte (bis ≈ 1 MN) wurden durch Druck- bzw. Zugfundamente in den Boden eingeleitet. Zur Ermittlung des Widerstandes gegen das Herausziehen (das ist der Grenz-zustand als Zugkraft) einer Gründung lassen sich eine große Anzahl von Berechnungsverfahren nennen, die in den folgenden Jahren gebräuchlich waren, bzw. zum Teil noch sind.

Zunächst werden die bekanntesten Verfahren für Zugfundamente erwähnt, deren Schlankheit noch nicht so groß sind, daß sie als Pfähle anzusprechen sind. Am Grade der Einbeziehung des mitwirkenden Bodens in die verschiedenen Ansätze ist der Stand der Entwicklung zu erkennen.

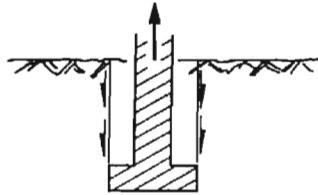
Das noch heute gültige Erdauflastverfahren (VDE 0210) bezieht das Gewicht eines Erdprismas über der verbreiterten, quadratischen Fundamentsohle zusammen mit dem Gewicht des Gründungskörpers zur Aufnahme der Zugkräfte ein. Die Größe des Winkels β , unter dem die Außenflächen des Prismas geneigt sind, hängt von der Bodenart und der Fundamentform ab. Hierüber geben die Vorschriften (durch Versuche ermittelte) Richtwerte an.



Alternativ wurde ein Berechnungsverfahren nach der Erddrucktheorie entwickelt. Der Widerstand wurde einem Grenzwert der Reibung gleichgesetzt, der dann entsteht, wenn die Gründung und das senkrecht über der Gründungssohle liegende Erdreich (unter Vernachlässigung eines Kegelstumpfes) bei Zugbeanspruchung ausschert. Zur Bestimmung des seitlichen Druckes auf die imaginären Scherflächen, der sich auf die Reibungskräfte maßgeblich auswirkt, wurden je nach "Lastfall" (stärkere Bewegung bzw. Umsturz des Masten) die Beiwerte des Ruhedruckes bzw. des passiven Erddruckes (in Analogie zu o.g. FRÖHLICH'schen Lösung) angesetzt.



Beim später ausgearbeiteten Scherwertverfahren (MÖLLER/ HAEFELI 1953) wurde ebenfalls das senkrecht über der Gründungssohle ausscherende Erdreich betrachtet, jedoch wurde vereinfachend die in der Scherfläche wirkende Scherkraft mittels konstanter Scherwerte bestimmt, die für verschiedene Bodenarten und unterschiedliche Eingrabetiefen aus zahlreichen Versuchen ermittelt wurden. Bemerkenswert sind die mit Zunahme der Eingrabetiefe im abnehmenden Maße anwachsenden Scherwerte.



Keine grundsätzlich andere Tragwirkung wurde bei den pfahlartigen Gründungen - runde Fundamente großer Schlankheit - vermutet. Der Berechnungsansatz entspricht dem des Scherwertverfahrens. Die Größe des Widerstandes gegen das Herausziehen ergibt sich aus der Summe der konstant angesetzten Mantelreibung (MORS 1959). Beispielsweise wurde bei einem körnigen Boden mit einem zulässigen Wert (Kriterium ist eine Anhebung um 10 mm) der Mantelreibung von 25 kN/m^2 gerechnet. Wesentlich war die Beobachtung, daß die Zunahme der Tragkraft der Zugpfähle mit der Einbindetiefe zwar überproportional zunimmt, aber in geringerem Maße als sich aus dem Verhältnis des Quadrates der Einbindetiefe errechnen läßt.

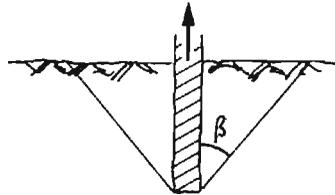
Sämtliche aufgezählten Berechnungsverfahren gehen auf Großversuche zurück, bei denen die zur Berechnung der Zugkraft erforderlichen Parameter bzw. Richtgrößen ermittelt wurden. KOLLBRUNNER (1936) geht in seinen Ausführungen über Zugpfähle sogar noch einen Schritt weiter. Er postuliert, daß "das einzig verlässliche Verfahren für die Bestimmung der Tragfähigkeit

des Zugpfahles in der Probelastung besteht". Er bietet jedoch ein Verfahren an, das aufbauend auf den Theorien von Boussinesq und Fröhlich für den elastisch isotropen, begrenzten Raum bei einer Lasteintragung durch einen Zugpfahl mit Basisverankerung (in der Wirkungsweise einem heutigen Verpreßanker gleichzusetzen) sehr rasch ein gutes Bild über die Spannungsverteilung im Boden zuläßt. Durch Gleichgewichtsbetrachtungen kann dann die zur Aufnahme einer Last erforderliche Länge der Zugpfähle bestimmt werden - für die praktische Anwendung ein gewisser Ersatz für noch nicht existente Berechnungsmethoden.

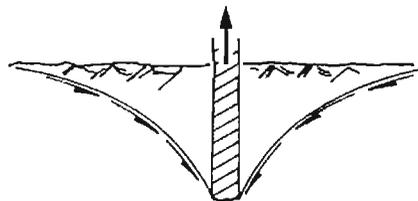
In diesem Zusammenhang ist die Arbeit von MINDLIN (1936) zu nennen. Durch die Lösung der dreidimensionalen Elastizitätsgleichungen für den Fall einer in einem Punkt konzentrierten Einzellast im Innern eines elastisch, isotropen Halbraumes wird die Möglichkeit einer auf ähnlich theoretischer Grundlage basierenden Behandlung des Verankerungsproblems vorgeschlagen. Dieser Gedanke wurde offenbar nicht weiter verfolgt.

Vielmehr konzentrierten sich die Arbeiten über pfahlartige Fundamente und Zugpfähle, die im Laufe der folgenden Jahre in immer größerem Umfang breite Anwendung (nicht nur zur Gründung von Freileitungsmasten) fanden, auf die Entwicklung von Grenztragfähigkeitsansätzen, die aus theoretischen - stets für den ebenen Spannungszustand - und experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurden. Bei den vertikal angeordneten Konstruktionen lassen sich die Berechnungsansätze wieder wie bei den Zugfundamenten mit Sohlverbreiterung auf drei Modellvorstellungen einer Bruchkinematik zurückführen.

In Analogie zum einfachsten Berechnungsansatz für Zugfundamente wurde angenommen, daß die maximal aufnehmbare Zugkraft nicht größer sein kann, als das Eigengewicht des Zugpfahles zuzüglich des Eigengewichtes eines mehr oder weniger kegelförmigen Erdkörpers, der nach großer Verschiebung des Zugpfahles ausgehoben wird. Über die Größe des Winkels β , unter dem die Mantellinie des Gleitkörpers zur Pfahlachse geneigt ist, haben JELINEK/OSTERMAYER (1964) Grenzbetrachtungen durchgeführt. Für die Neigungswinkel $\beta = 0$ und $\beta = \phi$ ebener Gleitflächen wurden Grenzwerte der am Pfahlmantel übertragbaren Schubspannungen aus dem Mohr'schen Spannungskreis abgeleitet. Sie lagen aber erheblich unter den gemessenen Werten, so daß eine Übereinstimmung der theoretischen Werte mit Versuchsergebnissen nur durch Einarbeitung eines mehr oder weniger willkürlichen Faktors erzielt werden konnte.

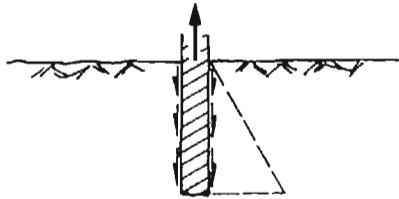


Die zweite Vorstellung ist die Modifizierung des Grundgedankens einer ebenen Gleitfläche als Begrenzung des Bruchkörpers. Zahlreiche Formen von Gleitflächenausbildungen - kreisförmige (BALLA 1961), gekrümmte (MARIUPOL'SKII 1965), log-spiralförmige (MATSUO 1967) - wurden meist aufgrund von Beobachtungen an Modellen analytisch untersucht. Zusätzlich wurden



in den Gleitfugen Reibungskräfte berücksichtigt, deren Vertikalkomponenten in die Tragfähigkeitsansätze eingehen. Aber auch diese Ergebnisse werden stets einschränkend für bestimmte geometrische Verhältnisse der Abmessungen des Zuggliedes in einer bestimmten Bodenart angegeben und können somit nur als Lösungen im Einzelfall angesehen werden.

Die theoretischen Konzepte der dritten Gruppe sind auf der Annahme einer Ausbildung von zylindrischen Bruchflächen längs des Zugpfahlmantels gegründet, die sich nach Überschreiten der vom Boden maximal aufnehmbaren Schubspannungen einstellen.



Bei einer Reihe von Arbeiten wird die Größe der Schubspannung und damit die Tragfähigkeit des Zugpfahles auf die konventionelle Erddrucktheorie zurückgeführt. Das dabei bezeichnenderweise durch einen Faktor K definierte Verhältnis zwischen vertikaler Beanspruchung im Boden nahe dem Zugpfahl und der horizontalen Beanspruchung im Zwischenbereich Zugpfahl-Boden besitzt allerdings keine Verwandtschaft mit dem aktiven oder passiven Erddruckkoeffizienten, obwohl jene Größenordnung in etwa realistische Grenzwerte von K zu sein scheinen (vgl. z.B. ROBINSON 1969). Ähnliche Erkenntnisse wurden auch bei Druckpfählen gewonnen (z.B. THURMANN/D'APPOLONIA 1965). Die Ergebnisse von KULHAWY et. al. (1979) an Modellzugpfählen lassen sich mit dem aktiven Erddruck (K_a) in locker gelagertem Sand und mit einem reduzierten passiven Erddruck (K_p) in dichter Lagerung zutreffend ermitteln.

MEYERHOF/ADAMS (1968) koppeln Formfaktoren mit passiven Erd-druckkoeffizienten (nach Caquot/Kerisel) und erhalten dadurch den erforderlichen "Ausgleichsfaktor" sk_u zur Erlangung der bei Modellversuchen gewonnenen Zugkräfte. Diese Werte steigen mit wachsendem Verhältnis der Einbindetiefe zum Durchmesser und mit zunehmendem Reibungswinkel des Bodens auf die Größe von $sk_u = \text{ca. } 7,0$ an.

Die im Felsbau längst praktizierte Einpreßstrecke (MÜLLER 1956) und die von dort inspirierte Entwicklung der in der Funktion entsprechenden Verpreßstrecke bei Verpreßankerungen in Lockergesteinsböden - kraftschlüssige Übertragung der am luftseitigen Ankerende vom Zugglied aufgenommenen Kraft in den anstehenden Untergrund - ähnelten zunächst in der Ausführung und in der statischen Wirkungsweise einem Zugpfahl. Das einwandfreie Freispülen der sogenannten freien Strecke - Bereich des Zuggliedes, in dem die aufgebrachte äußere Kraft von der Krafteinleitungsstelle zur Kraftabtragungsstrecke geleitet wird - wurde erst durch die im Laufe der Jahre verbesserte Verankerungstechnik möglich gemacht. Das entscheidende Charakteristikum des Verpreßankers, die örtlich im voraus zu bestimmende, durch die freie Länge garantierte Krafteintragung in der Tiefe des Erdreiches, fand in zunehmendem Maße in geneigt und horizontal angeordneten Zugkonstruktionen Anwendung. Aber nicht nur die gegenüber der Lotrechten veränderte Lage der Anker, sondern vor allem der durch die Verpreßanker im Bereich der Krafteinleitung wesentlich höher als bei allen bekannten Pfahlsystemen beanspruchte Boden weckte das Interesse der Forscher.

Eine erste Grenzlastanalyse (JELINEK/OSTERMAYER 1966) geht auf die Arbeit von VOELLMY (1936) - über Grenzdrücke auf Rohrleitungen - zurück und leitet einen von der Tiefenlage des horizontalen Verpreßkörpers abhängigen Grenzwert möglicher Mantelreibung ab.

In kurzer Frist wurden viele, meist halbempirische Ansätze entwickelt, die sich zum Teil auf Modelluntersuchungen (z.B. HUECKEL/KWASIEWSKI 1961) und zum Teil auf in-situ Erfahrungen (BROMS 1968, LITTLEJOHN 1970, HANNA 1970) stützten. (Das Bruchkonzept beruhte bei allen, und von nun an stets, auf der Annahme einer zylindrischen Gleitfläche nahe bzw. an der Verpreßkörperoberfläche.) Letztere arbeiteten Ausgleichsgrößen in die Tragfähigkeitsbeziehungen ein, um die Diskrepanz zwischen rechnerisch ermittelten und vorhandenen Zugkräften abzudecken, deren Ursache sie größtenteils auf Herstellungseinflüsse zurückführten.

Die Fülle von Einflüssen, die sich auf die Tragkraft eines Ankers auswirkt und der jener Ausgleichsfaktor Rechnung tragen sollte, versuchte WERNER (1971) durch die Einführung mehrerer Parameter differenzierter zu erfassen. Er untersuchte u.a. in gesonderten Modellversuchsreihen den Anteil des Frontwiderstandes - nur 6 bis 15% - an der Gesamttragkraft des Ankers.

BENDEL (1966), und später LENDI (1969), unterteilten zur approximativen Berechnung der Tragfähigkeit die Zugkraft wie bei einem Pfahl - in Anlehnung an MEYERHOF (1961) - in Kopf- und Mantelwiderstand. Ihrer Einschätzung nach ist dem Kopfwiderstand mit Zunahme des Reibungswinkels exponentielle Bedeutung beizumessen.

Nur MARIUPOL'SKII (1965) und VESIC (1971) weichen von dem Konzept einer zylindrischen Bruchfläche mit den in ihr wirkenden Mantelreibungen ab. Sie präsentieren Tragfähigkeitsansätze, die auf Beobachtungen von tief im Boden einbindenden Ankerplatten bei vertikaler Verschiebung zurückgehen. MARIUPOL'SKII berücksichtigt in seiner Grenzlastbeziehung die benötigte Arbeit, die zum Entstehen eines zylindrischen

Hohlraumes hinter der durch Zug verschobenen Platte erforderlich ist. VESIC erweiterte diese Lösung durch die Einführung eines Volumenänderungsansatzes für die den Hohlraum umgebende plastische Zone. Allerdings liefert auch seine Beziehung nur bei lockeren und weichen Böden zutreffende Tragfähigkeiten.

Im Jahre 1966 berichtete MÖLLER erstmals über Untersuchungen an Felsankern zur Bestimmung des Zugkraftverlaufes längs des Verankerungskörpers mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen. Etwa zur gleichen Zeit wurden von WEBER (1966) Gedanken über die Art der Abtragung der Zugkraft vom Zugglied bzw. Druckglied des Druckrohrankers auf einen Verpreßkörper und den Boden veröffentlicht. Obwohl immer wieder von den verschiedensten Forschern ähnliche Messungen (s. Kapitel 5) in und an Verankerungskörpern mit mehr oder weniger großem Erfolg durchgeführt wurden, konnten diese Erkenntnisse bisher nur zur Bestimmung von unteren Grenzwerten der Mantelreibungen (z.B. COMTE 1971, LITTLE-JOHN 1974) verwendet werden. Eine systematische Analyse des Zusammenwirkens von Boden und Verankerungskörper konnte aber aufgrund der unzureichenden Meßdatenmenge noch nicht durchgeführt werden.

Jedoch darf angenommen werden, daß die bei diesen Versuchen gewonnenen Erkenntnisse den Anstoß zu einer verstärkten Auseinandersetzung mit dem Mechanismus der Tragfähigkeitsentwicklung längs des Verpreßkörpers gaben. Die dafür verantwortlichen Scherspannungen des Bodens wurden nicht mehr aus der Sicht der Spannungsverhältnisse infolge des Bodeneigengewichtes und den daraus resultierenden möglichen Absolutgrößen - sie betragen stets nur einen Bruchteil der tatsächlich auftretenden Scherspannungen - behandelt. Das Interesse der jüngeren

Arbeiten zielte auf die Klärung der kinematischen Vorgänge, den damit verbundenen Ursachen der hohen Mantelreibungswerte und ihrer labormäßigen Bestimmbarkeit durch entsprechende Scherversuche.

HAHN (1974) vergleicht den Scherspannungsverlauf längs der Mantelfläche des Verpreßkörpers unter Annahme großzügiger Vereinfachungen mit Scherspannungs-Verschiebungs-Beziehungen, die im direkten Scherversuch an Bodenproben des Verankerungsbereiches ermittelt wurden. Die Ergebnisse von annähernd volumenkonstant gefahrenen Rahmenscherversuchen wendet GRADE (1974) in ähnlicher Weise an.

WERNICK (1978) schlägt ein Dilatanz-Verspannungsmodell vor, durch das die in nichtbindigen Böden festgestellten hohen Tragfähigkeiten auf die Dilatanz einer an der Ankeroberfläche entstehenden Scherfuge zurückgeführt werden kann. Zur Bestätigung der in dieser Scherfuge wirksamen hohen Reibungswinkel wurde ein parallel geführtes, direktes Schergerät entwickelt, in dem die zur Nachweisführung erforderlichen Verformungsparameter bestimmt werden konnten.

Die Methode der Finiten Elemente (FE), die hauptsächlich auf den Gebieten der Statik, Mechanik und numerischen Mathematik Anwendung findet, wurde auch zur Aufklärung der Tragfähigkeitsverhältnisse bei Verankerungen herangezogen (DAVIE/SUTHERLAND 1977; LIEDTKE 1978; CORNELIUS/MEHLHORN 1979). Diese Studien vermitteln aber lediglich eine grobe Abschätzung der Spannungen und Verformungen bei Eintragung bestimmter Zugkräfte. Zur Grenzlasterbetrachtung eignet sich die FE-Methode nicht, da die vereinbarten Stoffgesetze den Boden in nächster Nähe einer Verankerung nicht ausreichend beschreiben.

Eine Zusammenstellung und Auswertung einer großen Anzahl von Ergebnissen von Ankerzugversuchen, die im Laufe der Jahre durch das Prüfamts für Grundbau und Bodenmechanik der TU München untersucht wurden, stellen zur Zeit noch immer das zuverlässigste Bemessungsverfahren zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Ankern dar (OSTERMAYER 1975).

Die in einigen Diagrammen in Abhängigkeit von der Bodenart und von der Kräfteintragungslänge vorliegenden Tragfähigkeiten können auch durch eine ähnliche Zusammentragung von Versuchsergebnissen mit anschließender Auswertung durch statistische Verfahren - im vorgeschlagenen Tragfähigkeitsansatz geht der in nichtbindigen Böden für die Tragkraft entscheidende Parameter Lagerungsdichte nicht ein - nicht schärfer gefaßt werden. Es darf an dieser Stelle grundsätzlich dazu festgestellt werden, daß auf dem Gebiet des Grundbaues und der Bodenmechanik fundamentale Vorleistungen unter dem Aspekt der mathematischen Statistik erbracht werden müssen. Mit Kenntnis jener Ergebnisse lassen sich ohne Zweifel nach einer entsprechenden Analyse die Zusammenhänge mit guter Übereinstimmung angeben.

Reiche Erfahrung mit Verpreßankern, in einer einheitlichen Sprache ausgedrückt - hierin besteht bei der Vielzahl von Veröffentlichungen und Berichten ein großer Mangel -, ersetzt somit noch immer die fehlenden theoretischen Ansätze, welche der allgemeinen Anwendung empfohlen werden können.

3. Aufgabenstellung und Zielsetzung der Arbeit

Nach Sichtung der Literatur zeigt sich, daß in den letzten Jahren viele Arbeiten über das Problem der Tragfähigkeitsberechnung von Verpreßankern vorliegen. In keiner dieser Veröffentlichungen wird jedoch eine zutreffende Lösung gegeben, sei es durch einen ingenieurmäßigen Berechnungsvorschlag, d.h. mit gewissen Vereinfachungen, oder durch einen sehr anspruchsvollen "akademischen" Ansatz.

Vielmehr ist zu erkennen, daß die Erforschung dieses Gebietes noch nicht abgeschlossen ist. Zu viele Unklarheiten liegen im dem Komplex Verpreßanker, insbesondere in der Frage der Wechselwirkung zwischen Verpreßkörper und Boden, als daß sich das Problem der Tragfähigkeit in aller Vollständigkeit erfassen läßt.

So kann es nicht Ziel der vorliegenden Arbeit sein, erneut eine Tragfähigkeitsbeziehung zu entwickeln, durch die sich mehr oder weniger genau die Ergebnisse einiger Ankerzugversuche nachweisen lassen. Die vordringlichste Aufgabe muß nun darin bestehen, anhand von einwandfreien Meßergebnissen exemplarischer in-situ Versuche, zunächst den Mechanismus der Lastabtragung von Verpreßankern lückenlos zu dokumentieren. Vor allem sollte der, der Grenzlast nahe Bereich bis zum Bruch erfaßt werden. Üblicherweise endet das Belasten eines instrumentierten Verpreßankers mit der Einstellung der Gebrauchslast und damit meist auch die Beobachtung der Vorgänge (z.B. SHIELDS et. al 1978). Ein Höherspannen, über die Gebrauchslast hinaus, mit anschließendem erfolgreichem Festlegen wird in der Regel aus Gründen der möglichen Gefährdung der Funktionstüchtigkeit der meßtechnischen Installationen am Anker vermieden.

Sofern die Qualität und Quantität der Ergebnisse es erlauben, sollten Trag- und Bruchmodelle verschiedener für die Lagerungsdichten charakteristischer Mechanismen entwickelt werden, die zu jeder Phase des Zugversuches eine Ermittlung des Kräfteverlaufes im Verpreßkörper ermöglichen. Nur durch ebensolche, versuchstechnisch begründete Unterlagen sind bisherige unrealistische Annahmen über die Tragfähigkeit zu widerlegen und ist ein besseres Verständnis der Tragwirkung von Verpreßankern herbeizuführen.

Da diese Aufgabenstellung aus großmaßstäblichen Versuchen resultiert, ist die direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse in die Praxis zu erwarten. Jedoch sollen die beobachteten Meßwerte, insbesondere die hieraus ermittelten Mantelreibungen, auf ihre Größenordnung hin anhand bekannter in der Literatur angegebener Beispiele entsprechender bzw. ähnlicher Untersuchungen überprüft werden. Nach Möglichkeit sind Grenzwerte der Mantelreibung für den vorliegenden Boden zu erarbeiten und in Abstimmung mit jenen, bereits publizierten Messungen an Ankern in den verschiedensten Böden vorzuschlagen.

Mit dem Ziel, die beobachteten Größen in dem Schervorgang am Verpreßkörpermantel äquivalenten Untersuchungen im bodenmechanischen Labor herbeizuführen, soll eine weitere kritische Betrachtung der Versuchsergebnisse angestellt werden. Hierbei soll auf sehr direktem Wege auf der Grundlage der Beobachtungen beim Zugversuch, d.h. von Ankerkopfverschiebungen und Dehnungsmessungen, vorgegangen werden. Der Grundgedanke ist dabei, den Zusammenhang zwischen der Mantelreibung an der Verpreßkörperoberfläche und der Verschiebung des Verpreßkörpers mit der Scherspannungs-Verformungs-Beziehung einer druckbeanspruchten Probe in Relation zu setzen. Beide Beziehungen müssen dazu vorab erstellt werden. Umfangreiche Vorleistungen müssen

einerseits zur differenzierten Betrachtung der aus Beobachtungen des Ankerzugversuchs erstellten, durch die DIN 4125 eingeführten, aber wenig aussagekräftigen Kraft-Verschiebungskurven erbracht werden. Andererseits wird ein diffiziles und sorgfältig abgestuftes Laborversuchsprogramm zur Ermittlung des Scher-Verformungs-Verhaltens des Versuchssandes absolviert werden müssen. Durch den gerätetechnisch bedingten Zwang, nur Routineversuche durchführen zu können, wird eine große Zahl von Versuchen erforderlich werden, um ein weites Feld möglicher Spannungsbereiche erfassen und abstecken zu können.

Wiederum soll auch bei diesen Untersuchungen durch eindeutige und vollständige Darstellung der Ergebnisse auf Transparenz und Nachvollziehbarkeit größter Wert gelegt werden.

Die Kenntnis der Krafteinleitung längs des Verpreßbankers läßt eine Analyse des stets außer Acht gelassenen, tieferen, hinter dem Abscherbereich nahe der Ankeroberfläche anstehenden Bodens (Halbraum) zu. Auf der Basis der Mindlin'schen Gleichungen - eine im Zusammenhang mit dem Ankerproblem in Vergessenheit geratene Anwendungsmöglichkeit des bekannten Berechnungsverfahrens - soll die Spannungsverteilung im Halbraum berechnet werden. Obwohl diese elastizitätstheoretische Betrachtung viele Einwendungen aufwirft, soll sie dennoch als Grenzbetrachtung unter Verwendung der erarbeiteten Lasteintragungsmodelle angestellt werden. Sie wird zumindest eine Vorstellung über die bis zu einem gewissen Maße zutreffende Spannungsverteilung im Erdreich vermitteln, evtl. den einen oder anderen aufklärenden Hinweis zur Mantelreibungsentwicklung offenlegen und damit zum "Gesamtbild" der Tragfähigkeit des Tragsystems Verpreßbanker-Boden beitragen können.

4. Großversuche

Die Aufzeichnung des Tragmechanismus bei Verpreßankern kann nur mit Kenntnis des Zugkraftverlaufes im Zugglied, insbesondere im Bereich des Verpreßkörpers erfolgen. Die heute noch immer einzige technische Möglichkeit, die Kräfteverhältnisse bei in-situ Anker zu messen, besteht in der Bestückung des Stahlzuggliedes mit Dehnungsmeßstreifen, die eine Aufnahme der Dehnung des Meßobjektes an der Klebestelle ermöglichen.

Bei den Großversuchen in der Versuchsgrube wurden insgesamt 9 Verpreßanker mit Dehnungsmeßstreifen belegt. Die Aussagen und Betrachtungen der folgenden Kapitel stützen sich aber im wesentlichen auf 8 dieser "instrumentierten" Anker, die alle in denselben Versuchsboden, jedoch von unterschiedlicher Lagerungsdichte, installiert waren.

4.1 Versuchseinrichtung

4.1.1 Versuchsgrube

Auf einem Freigelände nach dem Prüfamt für Grundbau und Bodenmechanik der TU München wurde zur Durchführung der Ankerzugversuche eine Versuchsgrube mit den Abmessungen von etwa 5 x 10 x 10 m eingerichtet (Abb. 1).

Als Widerlager diente ein starres, um 20° (gegenüber der Vertikalen) zur Grube geneigtes Fundament, in dem Aussparungen für die Durchgänge von 6 Verpreßankern in Abständen von 1,5 m angeordnet waren. Die Abmessungen der Versuchsgrube ergaben sich durch die Ankeresamtlänge von etwa 9,0 m bei einer Ankerneigung von $\alpha = 20^{\circ}$.

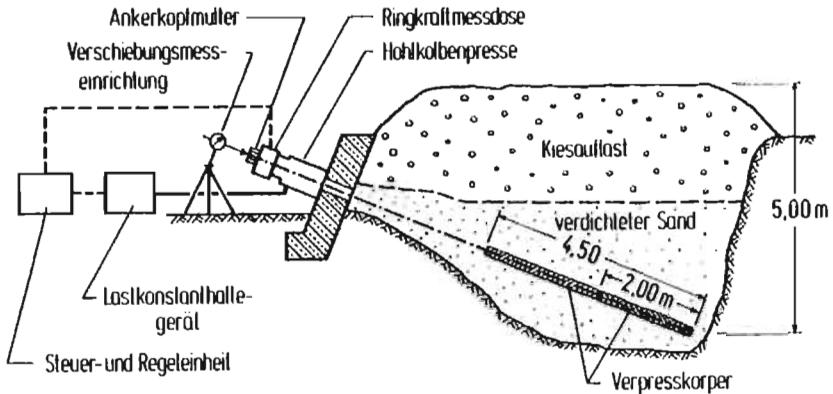


Abb. 1: Schemaskizze der Versuchsanlage

Aus finanziellen Gründen wurde nur im Verankerungsbereich - das war in etwa die halbe Höhe der Versuchsrube - ein erworbenener Versuchsboden eingebaut. Darauf wurde sandiger Kies, das ursprünglich anstehende Bodenmaterial, als Auflast aufgeschoben und die gesamte Grube etwa 1,0 m hoch überschüttet. Die erheblichen Bodenmengen (ca. 250 m^3 Versuchsboden und ca. 300 m^3 Kies) wurden jeweils mit Hilfe eines Radladers und Greiferkrans umgesetzt.

Zum Einbau des Versuchsmaterials wurden verschiedene Verdichtungsmaschinen, mittelschwere und leichte Plattenrüttler, eingesetzt und damit die unterschiedlichen Lagerungsdichten des Versuchsbodens je Testreihe erzielt.

4.1.2 Versuchsboden

Der Versuchsboden war ein feinkiesiger Sand und wurde durch nasses Absieben in einer Kiesgrube gewonnen. Die Kenngrößen gehen aus Abb. 2 hervor. Die angegebenen Werte sind Mittelwerte aus jeweils mehrfachen Bestimmungen.

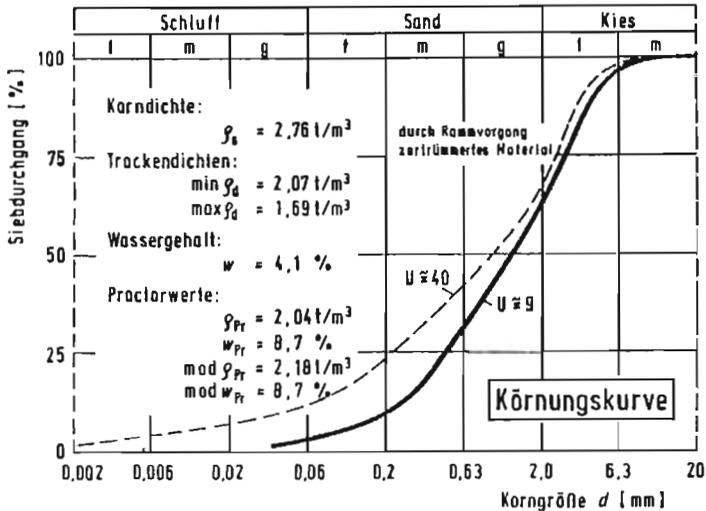


Abb. 2: Kennwerte des Versuchssandes

4.1.3 Anker

Die in den Versuchsboden Sand eingebauten und getesteten Verpreßanker waren ausschließlich Systeme vom Typ A, d.h. die Kraftübertragung von Ankerstahl auf den Verpreßkörper erfolgte längs der gesamten Verpreßstrecke über Verbund, so daß der Verpreßkörper beim Anspannen des Ankers auf Zug

beansprucht wurde. Im Hinblick auf die Applikation von Dehnungsmeßstreifen auf dem Zugglied wurden Einstabanker des Durchmessers $d_{St} = 32 \text{ mm}$ ausgewählt. Die Stahlqualität variierte zwischen $835/1030 \text{ N/mm}^2$ und $1080/1330 \text{ N/mm}^2$.

4.1.4 Herstellung

Die Herstellung der Anker erfolgte routinemäßig durch eine Spezialtiefbaufirma.

Das Bohrverfahren war bei allen Versuchen Rammen ohne Wasserspülung. Nach dem Abstoßen der Bohrspitze am erdseitigen Ende des Bohrgestänges wurde das fertig montierte Stahlzugglied eingeführt und unter gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung mit Zementschlämme - W/Z (PZ 450 F) = 0,45 - unter nahezu konstantem und bei allen Anker (mit wenigen Ausnahmen) einheitlichem Druck von $0,5 \text{ MN/m}^2$ längs der Verpreßstrecke verpreßt. Die drucklos verfüllte sogenannte "freie Strecke" wurde, den Herstellungsvorgang abschließend, durch Wasserspülung mit Lanze wieder freigespült und somit die Begrenzung der Verpreßkörper sichergestellt.

4.1.5 Belastungseinrichtung

Die Belastungseinrichtung der Anker bestand aus einer Hohlkolbenpresse (Höchstlast 1 MN) am Ankerkopf und einem Motorpumpenaggregat, das die Presse auf manuelle Steuerung hin mit Öldruck beaufschlagte. Eine Langzeitkonstanthaltung wurde durch Hinzuschalten einer Regeleinheit, die eine automatische Aussteuerung übernahm, bewerkstelligt.

4.2 Meßeinrichtungen

4.2.1 Kraftmessungen

Die Ankerkraft wurde am Ankerkopf mittels einer zwischen Ankerkopfmutter und Hohlkolbenpresse angeordneten, auf Dehnungsmeßstreifen-Basis arbeitende Ringkraftmeßdose (Nennkraft 1 MN) und eines damit verbundenen Anzeigegerätes (das in einer späteren Versuchsphase durch einen Manuellkompensator höherer Genauigkeit ersetzt wurde) bestimmt.

4.2.2 Verschiebungsmessungen

Die Ankerkopfverschiebungen wurden mit einer Meßuhr mit 1/100 mm Teilung gemessen, die durch einen Magnethalter auf ein abseits vom Widerlager aufgestelltes Dreibein geklemmt war.

4.2.3 Dehnungsmessungen

In der Versuchshalle des Prüfamtes wurden die Stahlzugglieder an bestimmten Punkten des späteren Verpreßkörperbereiches mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) beklebt. Die Anzahl (8 bis 12 DMS) wurde aus Gründen der Beeinflussung des Verbundes zwischen Zugglied und Verpreßkörper durch Klebestellen und Kabelführung (die entlang dem Zugglied geführt werden mußten) gering gehalten. Jeweils zwei gegenüberliegende DMS bildeten einen Meßquerschnitt (Abb. 3). Zur Eliminierung einer eventuell auftretenden Biegung im Zugglied wurde der Mittelwert aus beiden Signalen zur Auswertung herangezogen.

Von jedem Meßquerschnitt wurde in fertig präpariertem Zustand ein Eichdiagramm - es bestand letztlich aus einer linearen Beziehung zwischen Zugkraft und Dehnung - durch Be- und Entlasten des Zuggliedes in einem speziell konstruierten Vorspannrahmen erstellt.

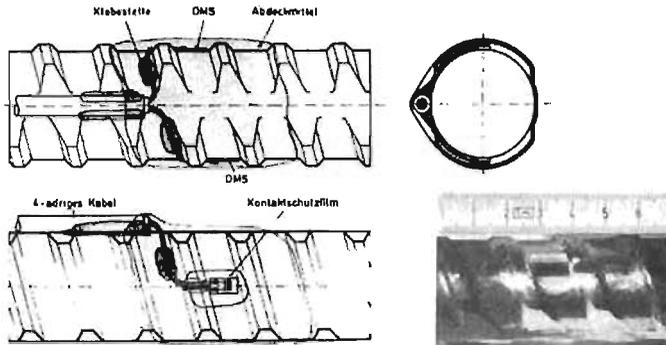


Abb. 3 Draufsicht, Ansicht und Schnitt eines Meßquerschnittes

Die Datenerfassung der Dehnungsmeßsignale erfolgte über eine Umschaltanlage, die mit hoher Abfragegeschwindigkeit die Meßstellen hintereinander auf manuelle Schaltauslösung hin automatisch ansteuerte, die Meßwerte digital anzeigte und mittels Druckereinheit registrierte. Abb. 4 vermittelt einen Überblick über den Versuchsstand und die Meßeinrichtungen während des Zugversuches.



Abb. 4: Versuchsstand während eines Zugversuches

4.3 Versuchsprogramm

Von den vielen, die Tragfähigkeit und das Tragverhalten eines Verpreßankers beeinflussenden Faktoren können bei Großversuchen stets nur wenige im Detail durch Variation der Ausgangsparameter untersucht, während alle anderen Faktoren durch Beibehaltung der Versuchsbedingungen und -techniken konstant gehalten werden.

Durch den kontrollierten Einbau des Versuchsbodens wurde eine Variation der Lagerungsdichte vorgenommen. Bekanntlich hat diese bei nichtbindigen Böden den maßgeblichsten Einfluß auf die Tragfähigkeit eines Ankers (z.B. WERNER 1971).

Entscheidender Einfluß hinsichtlich der Ankerabmessungen kommt der Verpreßkörperlänge zu (z.B. OSTERMAYER 1975). Aus diesen Gründen wurde bei den Versuchsankern primär die Verpreßkörperlänge variiert ($l_v = 2,0; 3,0$ und $4,5$ m) und erst sekundär auch der Einfluß einer Änderung des Verpreßkörperdurchmessers untersucht (z.B. JELINEK/SCHEELE 1977).

Eine Variation des Herstellungsverfahrens - der wichtigste Parameter aus der Gruppe der Herstellung - war nicht beabsichtigt. Es wäre ohnehin wenig sinnvoll gewesen, da in nichtbindigen Böden in der Praxis vorwiegend gerammt wird. So wurde nur darauf geachtet, daß der Rammvorgang zur Herstellung der Ankerbohrung bei allen Ankern gleicher Art war und die Verpreßkörper mit einheitlichem, konstantem Druck verpreßt wurden.

Nicht unbedeutende Auswirkung auf die Tragfähigkeit hat die Art der Durchführung der Zugversuche selbst. Es liegen keinerlei Untersuchungen über die Einflüsse wie z.B. der Anzahl der

Be- und Entlastungszyklen, der Höhe der Laststufen in Abhängigkeit von der Bruchlast, der Dauer der Lastkonstanthaltung und der Geschwindigkeit der Lastaufbringung vor. Bei den vorliegenden Großversuchen wurden die Zugversuche in der Wahl der Laststufen in Anlehnung an die Empfehlungen der DIN 4125/1 in untereinander vergleichbarer Weise durchgeführt.

Aus Tabelle I geht das Rahmenprogramm der Großversuche mit einigen Angaben über die Anker und ihre Herstellung hervor. Die Versuchsergebnisse der Reihe 1 in anstehendem gewachsenem Kies können als Vorversuche betrachtet werden. Sie werden in den weiteren Ausführungen nicht mehr angesprochen. Jede Versuchsreihe bestand aus 6 Verpreßankern, wovon jeweils 2 mit DMS bestückt waren (in Reihe 2 bis 4 mit je einem Anker der Verpreßkörperlänge 2,0 m und 4,5 m).

Tabelle I: Versuchsprogramm

Versuchsreihe	1	2	3	4	5
Stahlzugglied	4 ϕ 16 mm	ϕ 32 mm			
Bohrdurchmesser (mm)		20			25; 30; 34
Verpreßdruck (MN/m ²)	0 bis 5,0	0,5	0,5 und 1,0	0,5 und 2,0	
Verpreßkörperlänge (m)	3,0	2,0 und 4,5		3,0	
Bodenart	sandiger Kies	kiesiger Sand			

Die Homogenität des Versuchssandes, durch lagenweises Verdichten eingebaut, wurde vor bzw. nach den Zugversuchen jeder Reihe durch mindestens 4 schwere Rammsondierungen (SRS) (nach DIN 4094) auf die Fläche der Versuchsgrube verteilt und durch Standard Penetration Tests (SPT) in mindestens 8 Horizonten überprüft. Eine Beziehung zur Lagerungsdichte des Bodens

konnte aber erst beim Freilegen der Verpreßkörper hergestellt werden. Im gesamten Verankerungsbereich wurden wahlweise mehrfach Dichtebestimmungen nach der Ballonmethode (nach DIN 18125/2) durchgeführt.



Abb. 5: Freigelegte Verpreßkörper einer Versuchsreihe

Die ausgegrabenen Verpreßkörper wurden an der Oberfläche und durch Aufschlagen des Injektionsgutes im Innern sorgfältig untersucht (Abb. 5).

4.4 Meßergebnisse

4.4.1 Lagerungsdichte des Versuchssandes

In der vorliegenden Arbeit werden die Angaben der Lagerungszustände stets durch die Lagerungsdichte D (nach DIN 18126) gemacht. Sie wird in Abhängigkeit von den Trockendichten durch

die Beziehung

$$D = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d}$$

ermittelt.

Trotz einheitlicher Bestimmungsmethoden im Labor streuen die Ergebnisse für die Trockendichten des Sandes in lockerster und dichtester Lagerung geringfügig. (Die in Abb. 2 angegebenen Mittelwerte wurden aus insgesamt 27 Untersuchungen bestimmt.) Auch ergaben die Dichtebestimmungen in der Versuchsgrube zum Teil differente Werte. Dies kann auf zwei Ursachen zurückgeführt werden. Die Homogenität der Lagerungsdichte des Versuchssandes liegt, wie beispielsweise die Sondierprofile der schweren Rammsondierungen der Versuchsreihe 2 in Abb. 6 anschaulich aufzeigen, tatsächlich nicht vor. Die zweite Ursache der Unstetigkeit der Trockendichten liegt in der nicht unproblematischen und nur schwer reproduzierbaren Volumenbestimmung im Felde durch das Ballonverfahren.

Es wurden deshalb die Lagerungsdichtebestimmungen, die in einem Bereich des Versuchsbodens vorgenommen wurden, welcher anhand der Sondieraufschlüsse eindeutig von der durchschnittlichen Dichte abwich, aus der weiteren Betrachtung genommen.

Dennoch konnte insgesamt in den vier Versuchsreihen (deren Ergebnisse im wesentlichen immer wieder angesprochen werden) durch das eingebaute Versuchsmaterial ein relativ breiter Bereich an Lagerungsdichten von

$$0,28 \leq D \leq 1,14$$

erfaßt werden. Ein Vergleich mit anderen Böden aufgrund dieser Angabe kann allerdings irreführend sein, wenn nicht gleichzeitig die Grenzwerte der Trockendichten für den lockersten und dichtesten Lagerungszustand verglichen werden.

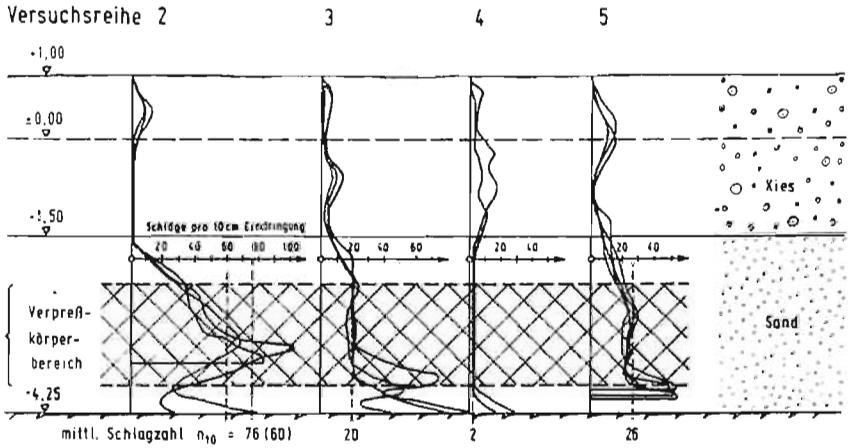


Abb. 6: Ergebnisse der Sondierungen
(Schwere Rammsondierungen (SRS), $F = 15 \text{ cm}^2$)

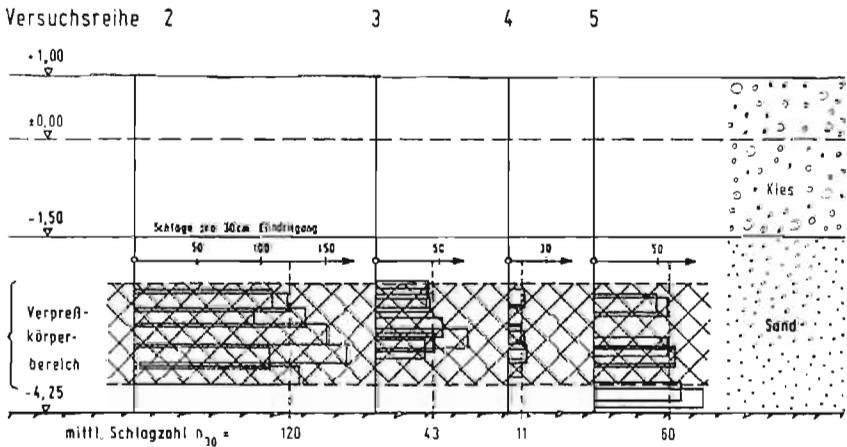


Abb. 7: Ergebnisse der Standard-Penetration-Tests

Entsprechendes gilt auch für die allgemeinen Bezeichnungen der Lagerungsdichten wie "locker", "mitteldicht" und "sehr dicht". Die im weiteren verwendeten Termina wurden - auch im Hinblick auf die terminologische Trennung der einzelnen Versuchsreihen - in Anlehnung an bekannte Erfahrungsskalen von MELZER (1968) und PECK/HANSON/THORNBURN (1974) gewählt, die Lagerungsdichten in Abhängigkeit von Schlagzahlen bei SRS- und SPT-Aufschlüssen angegeben. In den Abb. 6 und 7 wurden die Ergebnisse der Aufschlüsse (die Schlagzahlen der Sondierungen in Form einer Ausgleichskurve anstelle des sonst üblichen Stufendiagramms), die in der Versuchsgrube durchgeführt wurden, dargestellt.

4.4.2 Grenztragfähigkeit

Der hier verwendete Begriff der Grenztragfähigkeit bezeichnet die maximale Ankerkraft, die im Zugversuch bei sukzessiver Laststeigerung erreicht wird. Die Bezeichnung Bruchlast wird alternativ geführt, jedoch verlangt dieser Begriff eine Aussage über die Art des Bruches des Ankers.

Bei den vorliegenden 24 Verpreßankern der in-situ Versuche wurden die Verpreßkörper unter dieser Last (ohne weitere Lastzunahme bei konstantem Hubvorschub der Ankerkopfpresse) aus dem Boden gezogen. Der Bruch war auf ein Versagen in der Grenzfläche Verpreßkörper-Boden zurückzuführen. Es lag stets ein eindeutiger Bruch im Boden vor, andere Bruchformen sind somit nicht Gegenstand der Betrachtungen.

Die in den Zugversuchen ermittelten Grenzlasten A_{Br} in Abhängigkeit von der jeweiligen Krafteintragungslänge l_0 der Verpreßkörper sind in dem auf OSTERMAYER (1975) zurückgehenden, durch einige Ergänzungen aufgrund der Großversuche erweiterten

Bemessungsdiagramm (Abb. 8) zur Abschätzung der Tragkraft von Verpreßankern in nichtbindigen Böden zusammengetragen. Außerdem wurden die ebenfalls wie die Krafteintragungslängen beim Freilegen festgestellten Verpreßkörperdurchmesser d_0 angegeben, um die untergeordnete Bedeutung des Einflusses der Durchmesser auf die Tragfähigkeit zu verdeutlichen.

In dieser "Schlüssel"darstellung wird bereits komplex einiges ausgesagt, was in einer Reihe von Einzeluntersuchungen in den folgenden Kapiteln herausgearbeitet werden soll.

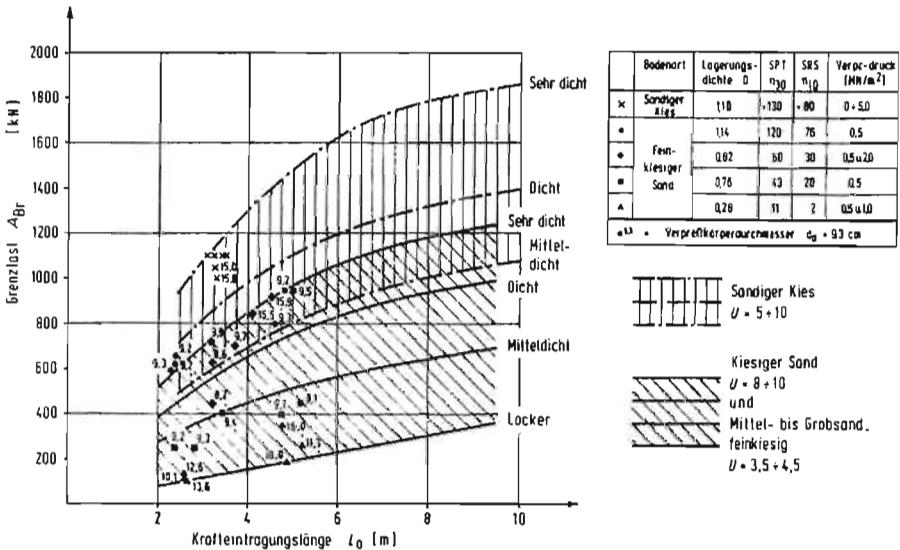


Abb. 8: Tragkraft von Verpreßankern in sandigem Kies und kiesigem Sand

Im wesentlichen ist der überragende Einfluß der Lagerungsdichte der angegebenen Bodenarten zu erkennen. Bei gleicher Krafteintragungslänge wächst die Grenztragfähigkeit überproportional mit den charakteristischen bodenmechanischen Kennwerten der nichtbindigen Böden an, wie der Lagerungsdichte bzw. der Dichte und dem Winkel der inneren Reibung.

Unabhängig von der Lagerungsdichte des Bodens nimmt jedoch die Ankerkraft mit Zunahme der Krafteintragungslänge (ab einer Krafteintragungslänge von ca. 6 m) nur noch in geringem Maße zu.

4.4.3 Kraft und Verschiebung

Nicht nur im Hinblick auf die nachfolgende Analyse des Tragmechanismus muß die am Ankerkopf gemessene Kraft- und Verschiebungsentwicklung beim Belastungsvorgang aufgezeigt werden.

Die Tragfähigkeit eines Ankers hängt in erster Linie von der Verschiebung des Verpreßkörpers ab. Ohne eine eingehende Interpretation dieser Abhängigkeit sind die Zusammenhänge in der Krafteinleitungszone nicht zu überschauen.

Eine Systemskizze (Abb. 9) über die Anordnung der Verschiebungsmeß- und der Belastungseinrichtung am Ankerkopf, über die Ankerteile einschließlich der Bezeichnungen ihrer Längen ist hierbei hilfreich.

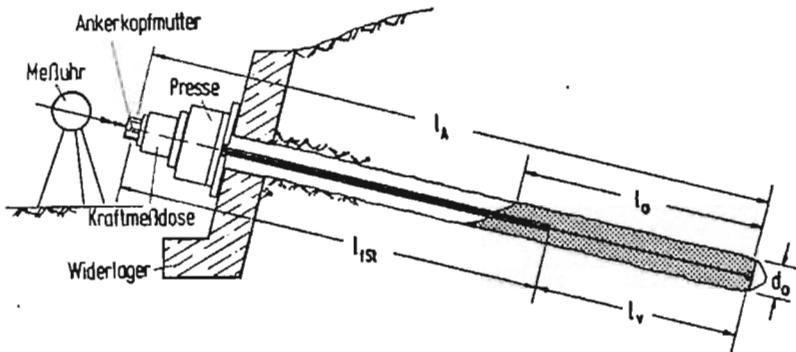


Abb. 9: Systemskizze eines Versuchsankers mit Bezeichnungen der Ankerlängen

Bei allen Zugversuchen der verschiedenen Ankerprüfungen wird ein Feldprotokoll angefertigt, anhand dessen sich die Kraftverschiebungskurven der in Lastzyklen geprüften Anker ermitteln lassen. Durch die Bestimmung der den Höchstlasten entsprechenden Hystereseanteile werden angenähert Rückschlüsse auf die Lage der Krafteinleitungszone möglich gemacht. Abgesehen davon, daß der Ausgangswert bzw. Nullwert bereits auf einer kontinuierlichen Kraft-Verschiebungskurve liegt, können die Kraft- und Verformungsmessungen systematischen sowie auch zufälligen Meßfehlern, wie Reibung, Schlupf am Ankerkopf, Temperatureinflüssen, Nullpunktverschiebungen u.a. unterliegen. Daher ist diese Auswertung nicht nur schwierig, sondern auch mit Unsicherheit verbunden.

Trotzdem soll der Versuch gemacht werden, zunächst einmal in einer vorläufigen Interpretation die "Feldmessungen" in Form von Kraft-Verschiebungskurven allgemein zugänglich zu machen.

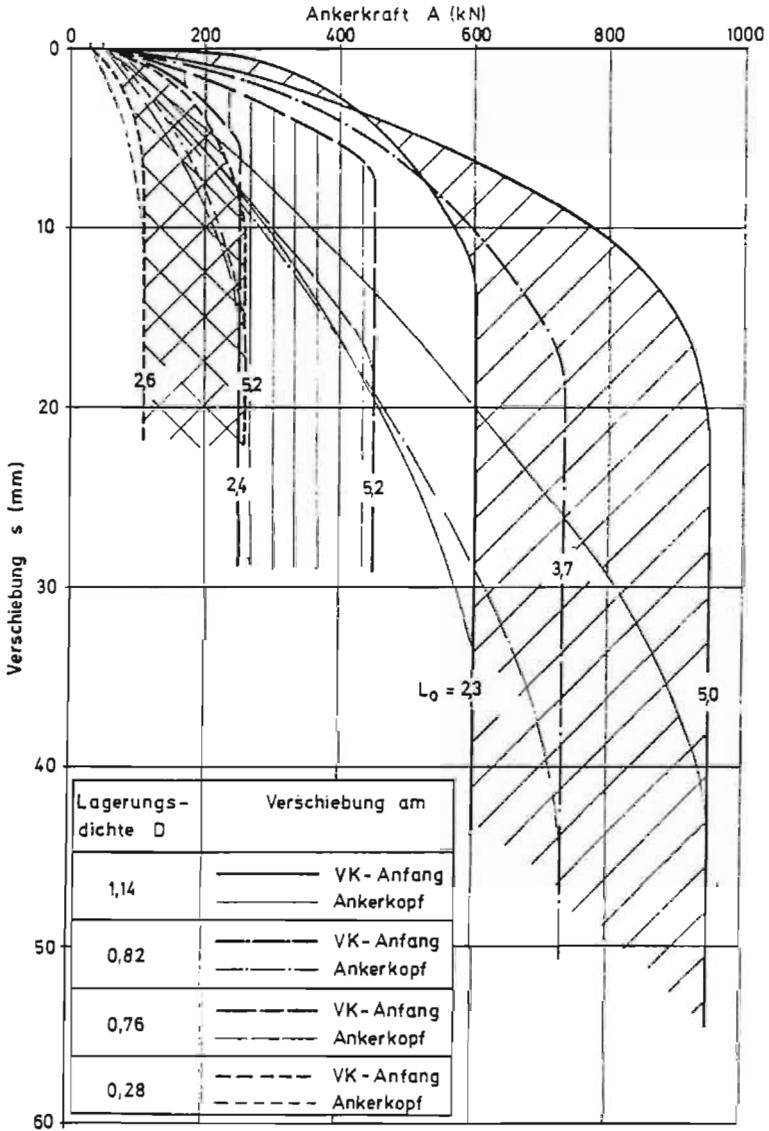


Abb. 10: Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Die Auswertung eines Ankerzugversuchs besteht üblicherweise u.a. in der Aufzeichnung der am Ankerkopf gemessenen Verschiebungen als Funktion der Kraft. In Abb. 10 werden die Einhüllenden der Be- und Entlastungskurven der einzelnen Lastzyklen dieser Auftragungen im Kraft-Verschiebungs-Diagramm der Anker mit größter und kleinster Krafteintragungslänge (l_0) von drei Versuchsreihen (Lagerungsdichte $D = 1,14, 0,76$ und $0,28$) aufgezeigt. Diese Hüllkurven - Einhüllende der Gesamtverschiebungen (dünne Strichstärke) - haben wenig Aussagekraft, solange sie nicht differenzierter gesehen werden.

Die Verschiebungen lassen sich auf drei Komponenten zurückführen:

- 1) Die elastische Dehnung des Stahlzugliedes in der freien Strecke (l_{fSt})

Normalerweise ist der Hauptanteil der Gesamtverschiebungen dieser elastischen Verlängerung zuzuschreiben. Sofern keine Reibung längs der freien Länge des Ankers vorliegt, läßt sie sich einfach ermitteln. Unter der Annahme, daß das Auftreten einer Reibung in der freien Strecke oder am Ankerkopf bei den Versuchsankern unterbunden war, wurde dieser Anteil der Verschiebung in Rechnung gesetzt und die theoretischen Hüllkurven der Verschiebungen des Verpreßkörperanfangs (dicke Strichstärke) - also ohne elastischen Anteil der freien Strecke - aufgezeichnet. Jedoch weist die allgemein starke Krümmung der Hüllkurve des Ankers der Krafteintragungslänge $l_0 = 2,3$ m

in sehr dicht gelagertem Sand darauf hin, daß u.U. ein Teil der Ankerkraft im Bereich zwischen Krafteinleitung und Verpreßkörper durch Reibung abgebaut wurde. Die jeweils schraffierte angelegten Bereiche decken die Ergebnisse der übrigen Versuchsanker der jeweiligen Versuchsreihen ab.

2) Verformung des Verpreßkörpers

Die Verformung des Verpreßkörpers resultiert aus der Dehnung des Stahlzugliedes längs des Verpreßkörpers, wobei der ummantelnde Verpreßkörper anhaftet und reißt oder im ungerissenen Zustand verbleibt.

3) Verschiebung des Verpreßkörpers (VK)

Diese Verschiebung steht in engem Zusammenhang mit der Verformung des Verpreßkörpers, d.h. letztere ist Ursache einer Beanspruchung des umliegenden Bodens, in dem die Verschiebung erfolgt. Wird der Boden nahe des Verpreßkörpermantels an den Punkten höchster Beanspruchung über das elastische Maß hinaus belastet, so treten plastische Verformungen ein (vgl. Kap. 8.1). Die Verschiebung des Verpreßkörpers vollzieht sich somit stets "verschmiert" mit der Verformung des Bodens, wobei eine Trennung dieser beiden Vorgänge anhand der Ankerkopferschiebungsmessungen nicht möglich ist. Daß eine Verschiebung des Verpreßkörpers insgesamt jedoch stattgefunden hat, bestätigten die bei den Ausgrabungen am Ende der Verpreßanker vorgefundenen zylindrischen Hohlräume. Doch konnte trotz sorgfältigster Untersuchungen eine längs des Verpreßkörpers verlaufende Scherfuge nicht festgestellt werden.

Die Kraft-Verschiebungskurven - fiktiv am Verpreßkörperanfang gemessen - (dicke Strichstärke in Abb. 10) dokumentieren die beiden Anteile aus Verformung und Verschiebung des Verpreßkörpers. (In den üblichen Auftragungen der Kraftverschiebungen gehen diese die Tragfähigkeit bestimmenden Größen unter!) Analog der Spannprozedur der Anker war zu erwarten, daß bei kleinen Zugkräften kleine Verschiebungen auftreten, die sich annähernd proportional mit zunehmender Belastung vergrößern. Beim Überschreiten einer bestimmten Last tritt ein Grenzzustand ein. Die Verschiebung nimmt stärker zu als die Ankerkraft. Durch diese progressiven Verschiebungen kündigt sich der Bruch an, der jedoch nicht schlagartig eintritt. Die Grenzlaster ist erreicht, sie wird als jene Kraft definiert, bei der die Kraft-Verschiebungskurve in eine steile Tangente übergeht. Bei Fortführung des Zugversuches kann die Last trotz Kraftsteuerung nicht mehr gehalten werden.

4.4.4 Zugkraftverteilung

Durch die kontinuierliche Abfragung der Meßsignale der Dehnungsmeßstreifen im Innern der Verpreßkörper der instrumentierten Verpreßanker konnte in jeder Phase der Zugversuche - vom Aufbringen der Vorlast bis zum Eintreten des Bruches im Boden - ein sehr genaues Bild der Lastverteilung längs des Verpreßkörpers gewonnen werden.

In Abb. 11 sind die Meßergebnisse - in Zugkräfte umgerechnet - der 8 Dehnungsmeßanker in bzw. nahe der Grenztragfähigkeit zusammengestellt.

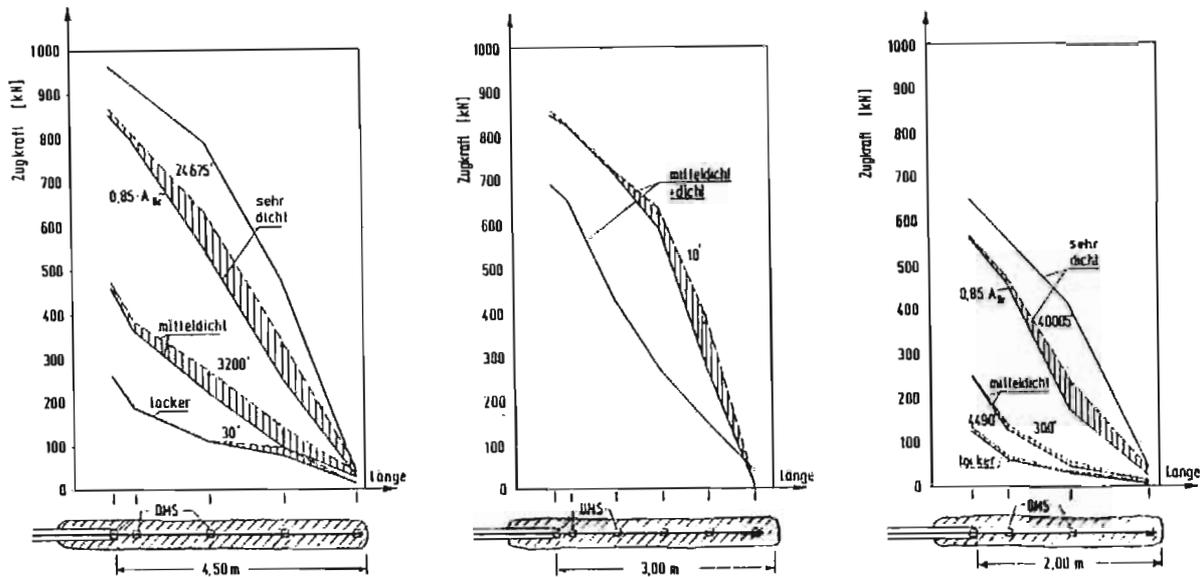


Abb. 11: Zugkraftverteilung bei der Bruchlast in unterschiedlich dicht gelagertem Sand bei unterschiedlichen Verpreßkörperlängen

Durch die Verbindungsgeraden der über den Meßquerschnitten der Verpreßkörper aufgetragenen Kräfte kann der etwaige Verlauf der Krafteintragung in den Verpreßkörper aufgezeichnet werden. Da die Kräfte über die Mantelfläche der Verpreßkörper an den Boden abgegeben werden, stellt sich je nach Art und Beschaffenheit des Bodens ein entsprechender Kräfteverlauf längs des Verpreßkörpers ein. Wie unter 4.5.2 bereits festgestellt, ändert sich je nach Lagerungsdichte des Bodens und je nach Länge der Krafteintragung die Grenztragfähigkeit der Anker. Diese Grenzlast konnte mit guter Übereinstimmung am ersten Meßquerschnitt am erdseitigen Ende der freien Strecke beobachtet werden. Längs der Verpreßkörperlänge l_v wird diese maximal mögliche Zugkraft in einer der Lagerungsdichten des Bodens typischen Form der Lastverteilung bis zum Ankerende hin abgebaut. In lockerer Lagerung ist es eine konkave, in mitteldichter eine lineare und in dichter Lagerung eine konvexe Lastverteilung.

Nur der kurze Verpreßanker in mitteldichter Lagerung läßt sich offenbar nicht in dieses Schema einordnen. Hier kann aber die Eintragung der zeitlichen Beobachtung - die schraffierten Flächen bezeichnen die Veränderung der Zugkraftverteilung innerhalb der in Minuten angegebenen Zeit bei konstant gehaltener Pressenlast - von 300 Minuten den Hinweis geben, daß die im Zugversuch zuletzt angesteuerte Laststufe, die Bruchlast, deutlich zu hoch lag. Das Tragfähigkeitspotential des mitteldicht gelagerten Bodens war bereits ausgeschöpft, die am Verpreßkörperanfang erkenntliche Zugkraftverteilung baut sich in der angegebenen (hinsichtlich des Eintritts des Bruches maximal möglichen) Beobachtungszeit nicht ab. Eine Egalisierung der Zugkraftspitzen, wie sie sich vergleichsweise beim langen Verpreßanker ($l_v = 4,5$ m) in entsprechender Lagerungsdichte allmählich nach 3200 Minuten einstellt, kann nicht mehr erfolgen.

Die Veränderungen der Zugkraft-Verteilungen in der angegebenen Beobachtungszeit bei gleicher, auf die Bruchlast bezogener Kraft von $0,85 \cdot A_{Br}$ sind bei langen und kurzen Krafteintragungslängen sehr unterschiedlich. Die hohe Kraftkonzentration (der Längenmaßstab der Verpreßkörperdarstellungen ist nicht einheitlich) läßt eine Lastumlagerung trotz wesentlich länger andauernder Konstanthaltung nur in geringem Maße zu. Diese Beobachtungen sind der Problematik des zeitlichen Tragverhaltens zuzuordnen. Sie wird nur am Rande behandelt werden können, einige aktuelle Untersuchungen sind in Bearbeitung.

4.4.5 Mantelreibung

Solange die Kenntnis des Zugkraftverlaufes längs eines Verpreßankers nicht vorliegt, kann die Mantelreibung nur unter Annahme einer konstanten Spannungsverteilung ermittelt werden. Dabei muß eine weitere Annahme, nämlich die einer gleichmäßig zylindrischen Ausbildung des Verpreßkörpers getroffen werden, wobei der Durchmesser nur im Falle eines freigelegten Ankers genau bekannt sein wird. Die Grenztragfähigkeiten der Großversuche wurden unter diesen Voraussetzungen (alle Verpreßkörper der vorliegenden Anker wurden ausgegraben und die Durchmesser d_0 längs der Verpreßkörper an mehreren Stellen aufgenommen) in Werte einer "scheinbaren" Mantelreibung umgerechnet und in Abb. 12 dargestellt. Durch Abgrenzung der maximalen und minimalen mittleren Mantelreibungen τ_m kann ein Bereich der Grenzmantelreibung für eine vorliegende Lagerungsdichte angegeben werden. Bei den Ergebnissen der Versuche in sehr dichter Lagerung sind die Auswirkungen der Krafteintragungslänge l_0 zu bemerken. Die mittlere Mantelreibung nimmt mit zunehmender Krafteintragungslänge (bei gleichem Verpreß-

körperdurchmesser d_0) ab und zwar in geringerem Maße als dies durch das Verhältnis l/l_0 vorgegeben wird. Der Einfluß der Abmessungen des Verpreßkörpers ist dagegen bei geringeren Lagerungsdichten vernachlässigbar.

Diese Beobachtung weist bereits jetzt darauf hin, daß in dicht gelagertem Boden keine konstante Mantelreibungsverteilung vorliegen kann. Die Dehnungsmeßversuche bestätigen dies eindeutig.

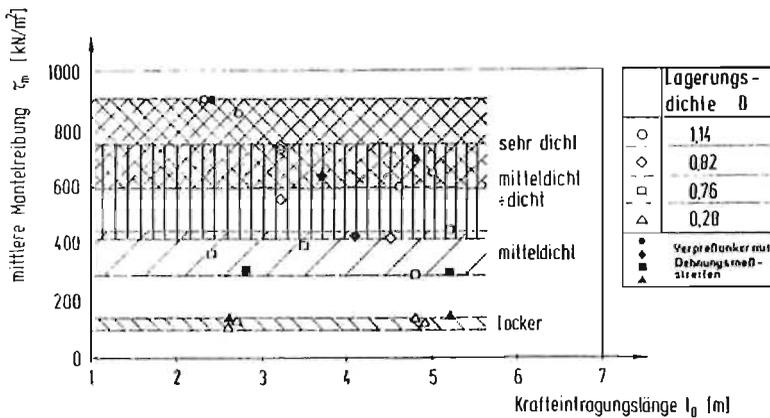


Abb. 12: Mittlere Mantelreibung im Sandboden

Die Differenzbildung der in den einzelnen Meßquerschnitten festgestellten Zugkräfte erlaubt eine abschnittsweise Ermittlung der Mantelreibung τ_i . Der allgemeine Verlauf der Mantelreibungsverteilung kann anhand der Form der Kraftverteilungskurve (Abb. 11) abgeschätzt werden. Ein konkaver Verlauf bedeutet eine lineare Abnahme der Mantelreibung, ein linearer eine konstante Verteilung und ein konvexer Verlauf der Kraftverteilung eine linear zunehmende Mantelreibungsverteilung längs des Verpreßkörpers. Ein Wendepunkt zwischen konvexem

und konkavem Verlauf kennzeichnet ein Mantelreibungsmaximum. In Abb. 13 wurden die Grenztragfähigkeiten der Dehnungsmeßanker aller Versuchsreihen in Sand in der Darstellung von ideellen Mantelreibungen τ_i längs unterschiedlicher Verpreßkörperlängen aufgezeichnet.

In sehr dicht gelagertem Sand treten hohe Mantelreibungsspitzen von ~ 1200 bis $\sim 1400 \text{ kN/m}^2$ am Ende der Verpreßkörper auf, während am Verpreßkörperanfang eine verhältnismäßig kleine, mittlerer Lagerungsdichte entsprechende Mantelreibung festzustellen ist. Bei den Verpreßankern in mitteldichter und lockerer Lagerung stellt sich dagegen nahe der Ankerfront ein - im Vergleich zum übrigen mehr oder weniger ausgeglichener Mantelreibungsverlauf - hoher Spitzenwert ein. Er ist auf die sich auch längs der Überlänge ($l_0 - l_v$) (vgl. Abb. 9) des Verpreßkörpers aufbauende Mantelreibung zurückzuführen, deren Kraftwirkung sich, da das Hüllrohr in diesem Bereich eine Kraftübertragung ausschließt, auf eine verhältnismäßig kurze Verbundstrecke des Verpreßkörperanfangs mit dem Stahlzugglied konzentriert und dort durch die Dehnungsmessungen registriert wird.

Auch in dieser Zusammenstellung zeigt sich der entscheidende Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens. Nicht nur in der Ausbildung des Verlaufes der ideellen Mantelreibung längs des Verpreßkörpers, sondern auch in der absoluten Größenordnung der Grenzwerte. Für die langen Verpreßlängen ($l_v = 4,5 \text{ m}$) kann die ideelle Mantelreibung für locker und mitteldicht gelagerten Sand relativ einfach mit Grenzwerten von etwa $\tau_i = 150 \text{ kN/m}^2$ und 300 kN/m^2 angegeben werden.

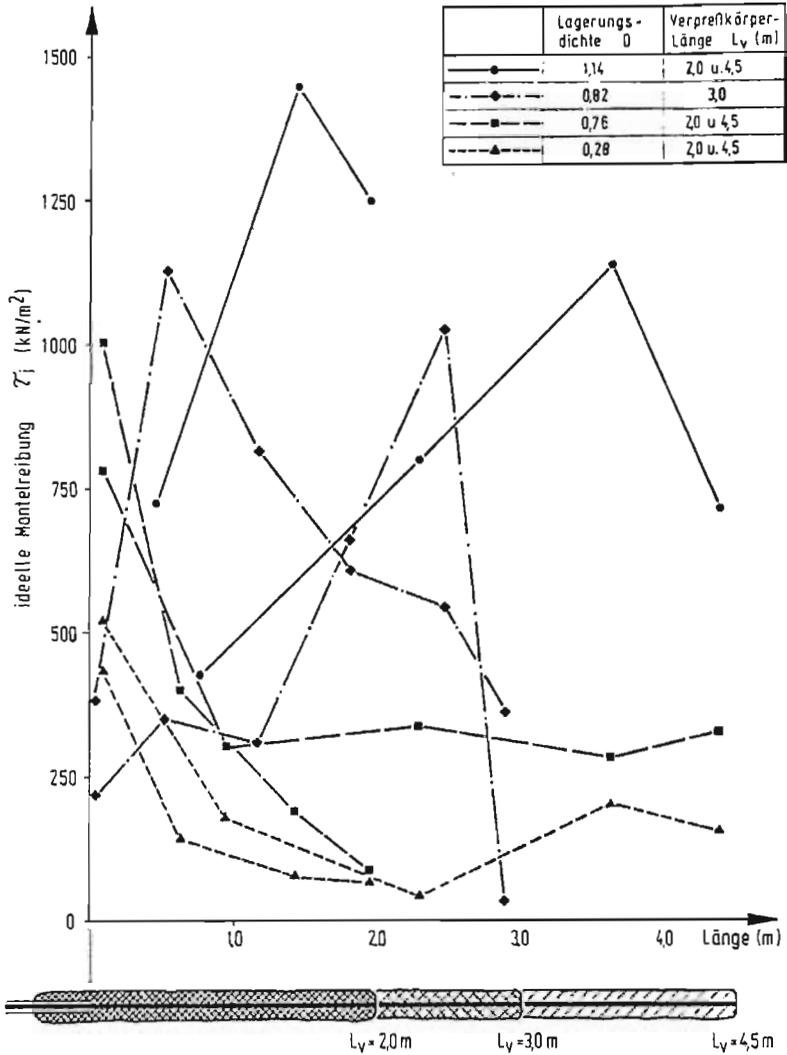


Abb. 13: Ideelle Mantelreibung bei unterschiedlichen Verpreßkörperlängen im Bruchzustand

Dichter gelagerte Böden erlauben eine derartige Angabe nicht. In jenen Lagerungsdichten ist jeder Verpreßanker - wie das sehr deutlich aufgezeigt wird - ein individuelles Tragglied mit sehr unterschiedlich ausgebildeten Grenzwerten. Die Tragfähigkeits- bzw. Spannungsverhältnisse werden sich offenbar nur durch Vereinfachungen in ein Schemabild pressen lassen.

5. Übersicht über Dehnungsmeßergebnisse bei Ankerzugversuchen aus der Literatur

Schon bald nach der Entwicklung der ersten Ankerkonstruktionen wurden Untersuchungen des Zugspannungsverlaufes längs des Traggliedes unter Zuhilfenahme der noch ebenfalls sehr jungen Dehnungsmeßstreifen - Meßtechnik angestellt. So berichtet MÜLLER (1966) über erste Messungen bei Ankerpfählen beim Kraftwerksbau in Schaffhausen im Jahre 1961 (s. auch COMTE 1965).

Aus der Unsicherheit heraus, die der Anwendung von Ankerkonstruktionen entgegengebracht wurde, mußten im Laufe der Jahre immer wieder meist im Rahmen größerer Baumaßnahmen durch instrumentierte Meßanker Nachweise über den Verlauf der Lastabtragung in den örtlichen Untergrund erbracht werden. Es waren dies stets Einzeluntersuchungen, wobei die unterschiedlichsten Ankersysteme eingesetzt wurden. Häufig bestand das Zugglied im Hinblick auf die DMS-Anbringung aus einem einfachen Rohr.

Ergebnisse von Untersuchungen an Modellankern mit instrumentierten Zuggliedern können in der Frage des Kräfteverlaufes bzw. der Mantelreibung nur Tendenzen aufzeigen (z.B. TAN/HANNA 1974). Die Aufgabe ist zwar von meßtechnischer Seite (DMS-Anordnung, Applikation und Datenerfassung) sehr viel einfacher zu beherrschen, jedoch spielt zusätzlich zur grundsätzlich problematischen Übertragbarkeit der Meßergebnisse von Modellversuchen auf Versuche im Maßstab 1:1 die Meßempfindlichkeit und damit die Meßgenauigkeit eine bedeutende Rolle.

Tabelle II: Ergebnisse von Ankerzugversuchen von mit Dehnungsmeßstreifen bestückten Zuggliedern

	Bodenart	System	l_0 (m)	d_2 (cm)	$\max \sigma_{t_i}$ (kl/m^2)	Quelle
verfestigte Lockergesteine	Sandstein	geripptes Rohr	1,1	k.A.	~ 7.700	Jirovec (1978)
		glattes Rohr	1,0	k.A.	~ 2.300	
	Kalkstein	BBRV 54 ϕ 7	8,0	13,7	~ 1.520	Müller (1966)
	Kalksandstein, Mergel	Rohr	12,5	~ 22,0	455	Sapio (1975)
	Kalkstein, mergelig	k.A.	5,9 \nearrow 11,0	12,0	200 \nearrow 353	Berardi (1967)
	Tonmergel	Rohr	k.A.	k.A.	250 \nearrow 455	Føddersen (1973)
Lockergestein	Mittel-Grobsand, kiesig Fein-Grobsand, schluffig	ϕ 32	~ 6,4	> 7,6	1.340	Shields et al. (1978)
		ϕ 32	~ 5,8	> 7,6	718	
	Ton, sandig, schw. kiesig Fein-Grobsand	ϕ 32	~ 9,2	> 8,6	537	Oosterbaan et al. (1972)
		ϕ 32	~ 9,2	> 8,6	400	
	Sand, stark kiesig Sand, schw. kiesig Fein-Mittelsand Ton, schw. sandig	PS-Anchor	8,0	20,0	478	Mori, Adachi (1969)
		"	6,0	20,0	287	
		"	9,0	11,5	415	
		"	13,0	11,5	119	
	Geschiebelehm (Moräne)	Multiple Helix	~ 4,6	~ 14,0	333	Adams, Klym (1972)
Frankfurter Ton	Rohr	4,1	> 10,1	215	Breth (1970)	
Fein-Mittelsand, schluffig	21013, Grade 60	6,4	106,8	49	Ismail, Klym (1979)	

k.A. = keine Angaben

Sämtliche greifbaren Ergebnisse von Großversuchen mit instrumentierten Zugankern, die in der Fachliteratur veröffentlicht wurden, wurden hinsichtlich des Größtwertes der ideellen Mantelreibung ausgewertet und in Tab. II aufgelistet. Dieser Maximalwert $\max \Delta\tau_i$ hängt natürlich von der aufgebrachten Last am Ankerkopf und von der Lage und der Anzahl der Meßquerschnitte längs der Verpreßkörperstrecke ab. (Je kleiner die Abstände der Meßquerschnitte, desto kleiner wird auch der Unterschied zwischen den Mittelwerten und den örtlich wirkenden Mantelreibungen sein.) Da von den meisten Versuchen nur die pauschalen Zugkraftverläufe längs der Zugglieder (ohne Angabe von Meßpunkten) vorlagen, wobei im einzelnen nicht immer klare Aussagen zum Belastungszustand der Anker gemacht wurden, sind in diesen Fällen die angegebenen Werte $\max \Delta\tau_i$ -Verpreßkörperabschnitt mit größter Zugkraftänderung - nur bedingt mit einer Grenzmantelreibung identisch. Der Grenzwert der ideellen Mantelreibung dürfte meist größer sein.

Der Größe nach geordnet, kann für jede Bodenart, völlig unabhängig von der örtlichen Tiefenlage und Richtung des Zugankers im Boden, ein typischer Bereich möglicher Mantelreibungen festgestellt werden. Im Lockergestein nehmen die Werte mit der eine Bodenart bestimmenden Korngröße ab. In verfestigtem Lockergestein kommt der durch die geologische Formation bedingten, mineralischen Verkittung der Einzelkörner des Bodens entscheidende Bedeutung zu.

Die von JIROVEC (1978) bei Felsankern gemessenen Werte sind nur als Vergleichswerte bzw. als oberste Grenzwerte in dieser Reihung aufgenommen. Tatsächlich handelt es sich hierbei um Verbundspannungen in der Ankerhaftstrecke bei 1 m langen Spannstählen. Die Größenordnung dieser Spannungsspitzen stimmt mit

dem Mantelreibungswert $\tau_i = 4200 \text{ kN/m}^2$ überein, den LITTLE-JOHN (1974), wie auch ELSAESSER (1965), als Maximalwert zur Bestimmung der Verankerungslänge im Fels bei Annahme einer konstanten Mantelreibungsverteilung empfiehlt (wohlwissend, daß diese Verteilung "sehr unwahrscheinlich außer bei sehr weichem Fels sein dürfte").

Deutlich kleiner sind die Werte der ideellen Mantelreibung, die in verfestigtem und nicht verfestigtem Lockergestein festgestellt wurden. Die höchsten Mantelreibungen wurden in Kalkstein und in sehr dicht gelagertem, kiesigem Mittel- bis Grobsand ($n_{30} \approx 75$) ermittelt, wobei in beiden Fällen die Anker nicht bis zum Bruch belastet wurden. Durch diese Angaben werden die eigenen Ergebnisse der in sehr dicht gelagertem, kiesigem Sand geprüften Versuchsanker von $\max \Delta\tau_i = 1200$ bis 1400 kN/m^2 bestätigt. Auch die verhältnismäßig eindeutigen Grenzwerte für mitteldicht und locker gelagerten Sand wurden in ihrer Größenordnung schon mehrfach in vergleichbaren Bodenverhältnissen beobachtet.

6. Tragfähigkeitsmechanismus

6.1 Kräfteein- und -abtragung

Die am Spannkopf in das Stahlzugglied eingetragene und im Boden zu verankernde Zugkraft wird in der Grenzfläche Stahl - Verpreßkörper über Verbund an den Verpreßkörper abgetragen.

Der überwiegende Teil des Verbundes zwischen dem gerippten Spannstahl und Zementstein kommt durch die Verzahnung der Stahlrippen und der Zementsteinkonsolen zustande (Scherverbund). Der restliche Anteil des gesamten Verbundwiderstandes entsteht durch Haftung und Reibung zwischen Stahloberfläche und Zementste-n (Haftverbund). Dieser Anteil wird bei Lastwiederholungen stark abgebaut bzw. verschwindet bei häufigen Lastwechseln ganz (REHM, MARTIN, NDAKOWSKI 1970). Es ist nicht nötig, die drei Einzelwirkungen, die teils gleichzeitig, teils nacheinander auftreten, zu trennen. Üblicherweise ist der Vergleichsmaßstab zur Beurteilung des Verbundes ein fiktiver Wert - die Verbundspannung τ_v - aus allen Komponenten. Sie läßt sich durch Beziehen der längs eines Zementmörtelbereiches abgebauten Zugkraft ΔA_n (s. auch Kap. 8.1) auf die tatsächliche Mantelfläche F_M des Zuggliedes in jenem Bereich ermitteln.

Auf dem Gebiete des Stahl- und Spannbetonbaues hat MARTIN (1973) unter Kenntnis des Verbundverhaltens unterschiedlich profilierter Stähle einen Weg aufgezeichnet, der es ermöglicht, die jeweils von den Rippen auf den Beton übertragbaren Kräfte zu berechnen. Jedoch beziehen sich die mathematisch formulierten Grundgesetze, die den verschieblichen Verbund beschreiben, auf

Untersuchungen an sehr kleinen Einbettungslängen ($l_v = 2 d_{St}$). Dennoch läßt diese Arbeit eine Orientierung über die Größe der Verbundspannungen bei entsprechend kurzen Verankerungslängen zu. Bei Annahme einer Profilierungsintensität von $f_R \approx 0,08$ für den vorliegenden Ankerspannstahl und einer dem Zementmörtel des Verpreßkörpers entsprechenden Betonfestigkeit $\beta_w = 60 \text{ N/mm}^2$ kann eine mittlere Verbundspannung von etwa $\tau_M \approx 8200 \text{ kN/m}^2$ für den Bruchzustand extrapoliert werden.

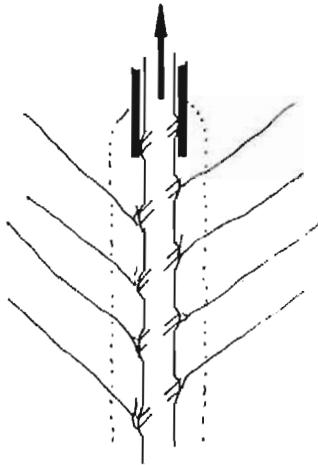
Bei dem Bauteil eines Verpreßankers handelt es sich aber stets um sehr große Einbettungslängen ($l_v \geq 2,0 \text{ m}$), so daß diese Grundgesetze mit den daraus resultierenden Bruchverschiebungen nicht angewendet werden können. Bei einem Ausziehversuch von langen Prüflingen werden nämlich auf der beanspruchten Seite des Zuggliedes die ersten Zementsteinrippen bereits abgescherter sein. Durch die Reibung des Zementsteins in diesem Bereich und die Verkeilung einzelner abgescherter Zementmörtelrippen werden kurzzeitig durchaus beträchtliche Kräfte abgetragen, die aber durch häufige Lastwechsel mehr und mehr abgebaut werden, und das Zugglied in dem so entstandenen Kanal im Verpreßkörper freikommt.

Auch hinsichtlich des mitwirkenden Betonquerschnittes und den sich daraus ergebenden Überdeckungen des Zuggliedes sind die Verhältnisse beim Verpreßanker mit den bisherigen Erfahrungen auf dem Gebiet des Verbundes zwischen Stahl und Beton, die in Ausziehversuchen (Literaturhinweis in NOAKOWSKI 1978) gewonnen wurden, nicht zu vergleichen. Die gebräuchlichen Rammgestängedurchmesser liegen zwischen 76 mm und 89 mm im nichtbindigen Boden, so daß die Verpreßkörperdurchmesser erfahrungsgemäß geringfügig größer sind. Das Stahlzugglied wird trotz Anordnung

von Abstandhaltern im Verpreßkörper selbst nur zufällig eine zentrische Lage einnehmen und hat dann eine ca. 2 bis 3 cm dicke Zementmörtelummantelung. (Aus Gründen des Korrosionsschutzes fordert die DIN 4125/2 eine Zementmörtelüberdeckung von mindestens 2 cm.) Bei einer nicht mittigen Lage des Zuggliedes wird der Verpreßkörper exzentrisch beansprucht, was der Querrißbildung förderlich ist.

Der wohl wesentliche Unterschied zu allen vorliegenden Untersuchungen dürfte in den Randbedingungen liegen, die seitliche Einbettung des auf Zug beanspruchten Verpreßkörpers in den Boden. Die gesamte in den Verpreßkörper über Verbund eingebrachte Zugkraft muß über seine Mantelfläche in den Boden abgetragen werden. Auch in dieser Kontaktfläche können ähnlich wie in der Grenzfläche Zugglied-Verpreßkörper Kraftwirkungen beobachtet werden, die sich durch Scher-, Haft- und Reibungsspannungen präzisieren lassen. Der angenommene Vergleichswert wurde bereits erwähnt (s. Kap. 4.5.4 und Kap. 5), die ideelle Mantelreibung τ_j . Ihre Größe muß in Einklang mit der Scherfestigkeit des Bodens - ausgedrückt durch die Parameter: Winkel der inneren Reibung und Kohäsion - stehen, da letzten Endes die Ursache des statischen Zusammenwirkens des Anker-Boden-Systems auf den Scherwiderstand des Bodens zurückgeht, den der Verpreßkörper bei einer Verschiebung in Längsrichtung weckt.

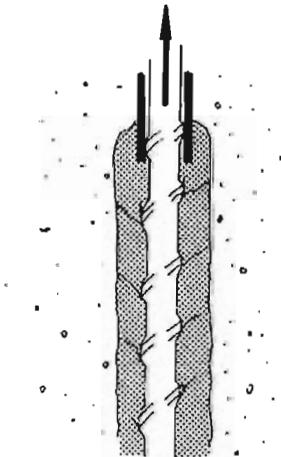
Es kann von zwei Extremmodellvorstellungen ausgegangen werden, zwischen denen sich der Bruchmechanismus vollziehen wird:



- 1) Der Verpreßkörper bildet mit einem Betonmassiv großer Abmessungen eine Einheit, wobei der Beton mit Fels bzw. mit sehr dicht gelager-tem (evtl. injiziertem) nicht bindigem Boden zu verglei-chen ist.

Nachdem vom lastseitigen Ankerende fortschreitend die maximal aufnehmbaren Verbundspannungen in den Kontaktflächen der einzelnen bruchkegelförmigen Kreis- ringe überwunden sind, die sich nach Überschreiten der

Zugfestigkeit des Betons durch die Lasteintragung an den Rippen des Zuggliedes einstellen, tritt der Scherbruch längs des Stahles ein.



- 2) Der Verpreßkörper "schwimmt" in einem sehr locker gelager-ten Bodenmaterial, das nur geringe Scherkräfte auf- nimmt.

In diesem Fall kann das Zug- glied und der Verpreßkörper als einheitlicher Körper betrachtet werden, wobei, sofern die eingeleitete Zug-

kraft groß genug ist, nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Zementmörtels eine Rißbildung eintreten kann (s. Abb. 14). An keiner Stelle der Kontaktfläche Zugglied-Verpreßkörper werden aber die maximal aufnehmbaren Verbundspannungen überschritten. Der Bruch findet daher in der Grenzfläche Verpreßkörper-Boden bzw. im Boden nahe dieser Grenzfläche statt.

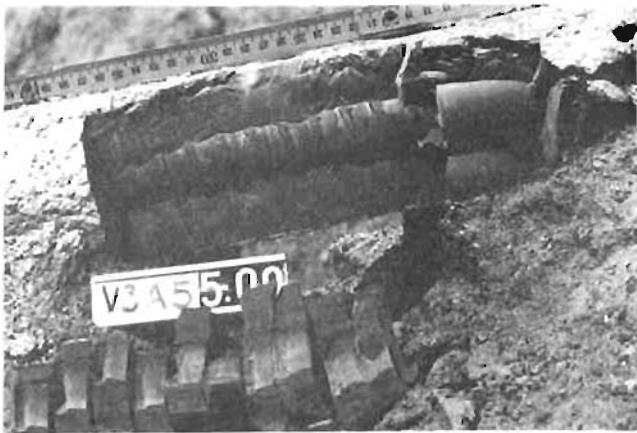
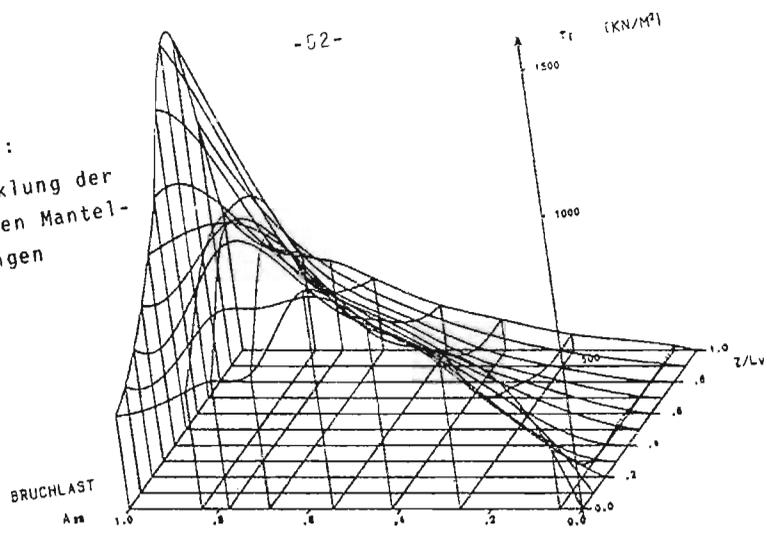


Abb. 14: Rißbild beim Anker 5 der Versuchsreihe 3

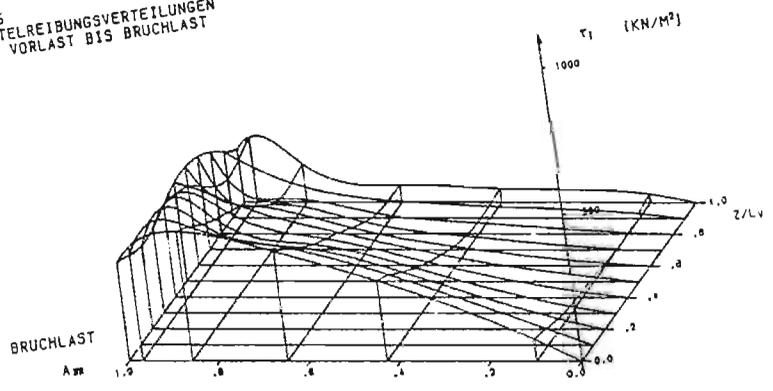
6.2 Entwicklung der ideellen Mantelreibung

Über die Vorgänge, die sich in der Lastabtragungszone der instrumentierten Verpreßanker bei den vorliegenden Großversuchen abspielten, wird eine Dokumentation der Mantelreibungsentwicklung (Abb. 15) Aufschluß geben. Aufgrund jener Aufzeichnungen wird eine gewisse Zuordnung der in-situ Mechanismen zum einen oder anderen der aufgezeigten Bruchmodelle möglich werden.

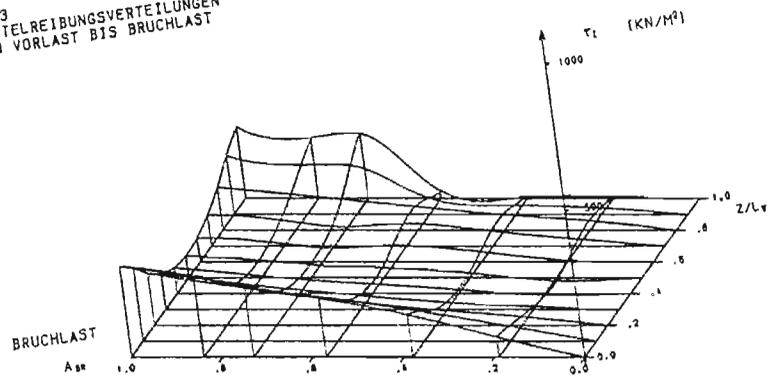
Abb. 15:
Entwicklung der
ideellen Mantel-
reibungen



V2AS
MANTELREIBUNGSVERTEILUNGEN
VON VORLAST BIS BRUCHLAST



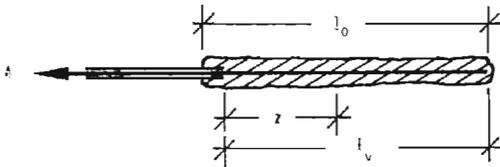
V3A3
MANTELREIBUNGSVERTEILUNGEN
VON VORLAST BIS BRUCHLAST



V4A3
MANTELREIBUNGSVERTEILUNGEN
VON VORLAST BIS BRUCHLAST

Die aus drei räumlichen Einzeldarstellungen (aus den Messungen an je einem Versuchsanker ($l_v = 4,5$ m) in sehr dicht, mitteldicht und locker gelagertem Sand gefertigt) bestehende Abbildung gibt die Verteilung der ideellen Mantelreibungen nicht nur längs der einzelnen Meßabschnitte des Verpreßkörpers (in z/l_v -Achsenrichtung) an, sondern auch ihre Veränderung während des gesamten Spannvorganges (in A_{Br} -Achsenrichtung). Hierzu wurden jedoch wiederum nur die Meßwerte herangezogen, die während der Höchstlast eines Lastzyklusses registriert wurden.

Die Teilungen der beiden, die Basisfläche der Schaubilder begrenzenden Achsen (z/l_v - und A_{Br} -Achse) wurden dimensionslos gehalten. Die geometrische Länge z längs des Verpreßkörpers wurde in eine bezogene Verpreßkörperlänge z/l_v umgeformt sowie die Ankerkraft in Abhängigkeit von der Bruchlast A_{Br} dargestellt.



Die längs der Ordinate aufgetragene Mantelreibung wurde in kN/m^2 angegeben. Durch diese Einheit wird ein Vergleich der Mantelreibungsverteilungen in 1,0-facher Bruchlast mit den Auftragungen in Abb. 13 möglich. Die Bruchlastdarstellungen der jeweils (in Abb. 13 und Abb. 15) entsprechenden Verpreßanker sind in den je Meßabschnitt rechnerisch ermittelten Mantelreibungen identisch. Jedoch wird der deutliche Unterschied im Verlauf der Verteilungen durch die Anwendung verschiedener Interpolationsfunktionen herbeigeführt. Während

in Abb. 13 die aufgetragenen, rechnerisch ermittelten Mantelreibungen geradlinig miteinander verbunden sind, wurde in Abb. 15 (und in allen folgenden Mantelreibungsdarstellungen) die durch die Mantelreibungen gegebene Verteilung durch eine Spline-Interpolation approximiert (s. auch Kap. 7.2).

Bei den Ankern in mitteldichter und lockerer Lagerung wurden außerdem die hohen, das Bild verfälschenden Frontmantelreibungen durch Inrechnungsetzen der in die freie Strecke reichenden Überlängen der Verpreßkörper herabgesetzt. Derartige Überlängen sollten in der Regel, d.h. bei nicht instrumentierten Verpreßankern, nicht auftreten, da die das saubere Freispülen verhindernden Meßkabel entfallen.

Die ausgleichenden Verbindungskurven der ideellen Mantelreibungen je Meßabschnitt eines Verpreßankers in A_{Br} -Achsenrichtung wurden ebenfalls mit Hilfe der erwähnten Interpolationsfunktionen erstellt. Sie führen zur Ausbildung der räumlichen Gitternetze, die die Verteilung der Mantelreibung längs des Verpreßkörpers zu jeder beliebigen Phase des Zugversuches in sehr anschaulicher Form aufzeigt. Durch die Wahl einheitlicher Maßstäbe zur Auftragung der Einzeldarstellungen treten die unterschiedlichen Entwicklungen im unterschiedlich dicht gelagerten Versuchssand ausgeprägt in Erscheinung.

In lockerer (V4A3) und mitteldichter (V3A3) Lagerung ist ein mehr oder weniger linearer Anstieg - mit in den einzelnen Bereichen des Verpreßkörpers unterschiedlichen Gradienten- bis zum Grenzwert der Mantelreibung mit Zunahme der Last festzustellen. Beim Anker V3A3 der Versuchsreihe 3 ist dies bei Betrachtung der Einheitlichkeit der Bodenverhältnisse längs des Verpreßkörpers (s. Abb. 6 und 7) einleuchtend. In locker gelagertem Sand baut sich "außerplanmäßig" im Endbereich des

Verpreßkörpers, der in eine örtlich höher verdichtete Zone reicht, ab der 0,6-fachen Bruchlast (das entspricht etwa 160 kN) eine überdurchschnittlich höhere Mantelreibung auf. Für diese beiden Lagerungen repräsentiert das Bruchmodell 2 die Verhältnisse. Der Abbau der Ankerzugkraft am Verpreßkörpermantel erfolgt nach dem üblichen Reibungsgesetz bis der maximal mögliche Reibungswiderstand mobilisiert ist.

Ein völlig anderes Bild ergeben die Meßergebnisse der Verpreßanker in sehr dichter Lagerung (als Beispiel V2A5). Der durch wachsende Zugbeanspruchung des Ankers hervorgerufenen starken Zunahme der ideellen Mantelreibung auf der Zugseite des Verpreßkörpers folgt ab der etwa 0,5-fachen Bruchlast eine starke Abnahme auf einen Restwert der Mantelreibung im Bruchzustand. Die Mantelreibung an der erdseitigen Verpreßkörperhälfte mit der bis dahin stetigen Zunahme wächst durch diesen Abfall überproportional an und erreicht bei der Bruchlast bei $0,75 z/l_v$ einen Grenzwert $\tau_j \approx 1200 \text{ kN/m}^2$.

Für diese Lagerungsdichte kann weder Modell 1 noch Modell 2, sondern eine der vielen möglichen Zwischenformen des Bruchmechanismus gelten. An der Verpreßkörperfront löste sich durch die extreme entgegengesetzte Beanspruchung von Stahl und Verpreßkörper, unterstützt durch die mehrfache, im gezeigten Beispiel 4-fache, Wechselbelastung (s. Kap. 6.3), der in Scheiben gerissene Zementstein völlig vom Zugglied, so daß die Last nur noch in geringem Maße durch Reibung der "Aufstandszylinder" an den Boden abgetragen wurde (analog Modell 1).

Der weitere Mechanismus vollzieht sich dann nach dem Modell 2. Die Verbundspannungen wurden im übrigen Teil des Verpreß-

körpers nicht überschritten (beim Ausgraben wurde zwar ein gerissener Zustand bis nahe an das Ankerende festgestellt, die Haftung des Zementmörtels an das Zugglied war aber vollständig erhalten). Der Scherbruch fand infolgedessen in der Bodenfuge statt, wobei die Erscheinung des progressiven Bruches eine bedeutende Rolle spielte.

6.3 Residualkräfteverteilung

Die in den isometrischen Darstellungen der Abb. 15 gezeigten Mantelreibungsentwicklungen werden ohne Zweifel von der Art der Spannungsprozedur der Anker beeinflußt. Über eine quantitative Beeinträchtigung der Höhe der Mantelreibungen und der daraus resultierenden Tragfähigkeit eines Verpreßankers kann derzeit keine Aussage gemacht werden. Bis heute sind noch keine vergleichenden Untersuchungen zwischen mit und ohne Zwischenentlastung zu Bruch "gefährten" Ankern durchgeführt worden.

Die Forderung der DIN 4125/1 nach einer Durchführung der Zugversuche mit Belastungen und Zwischenentlastungen wurde im Hinblick auf die Prüfung der Ergebnisse eingeführt. Mit bekannten Vorlastverschiebungen ist durch ein einfaches Auswerteschema eine grobe Abschätzung der elastischen (s_e) und bleibenden Anteile (s_{b1}) der am Ankerkopf gemessenen Gesamtverschiebung (s) möglich (s. auch 4.5.3). Die Einzelbeobachtungen in den Vorlasten A_0 längs der instrumentierten Verpreßanker lassen nun eine differenzierte Auseinandersetzung zu (s. auch Kap. 8.2).

In Abb. 16 sind die Meßergebnisse von jeweils einem Versuchsanker in sehr dichter, mitteldichter und lockerer Lagerung nach Zwischenentlastungen aufgetragen. Längs der bezogenen Verpreßkörperlängen können sehr unterschiedliche Verteilungen

der im Verpreßkörper verbleibenden Zugkräfte festgestellt werden. Je nach der Höhe der einzelnen Laststufen und den infolgedessen mobilisierten Mantelreibungen verbleibt nach Entlastung des Spannkopfes durch die nun in umgekehrter Richtung wirkenden Reibungskräfte der hintere Teil des Verpreßkörpers vorgespannt. Einer Zugglied- und damit Verpreßkörperverkürzung wirken jetzt im vorderen Teil des Verpreßkörpers, in dem die Verbundspannungen des Zementsmörtels (bis ca. $0,1.z/l_v$) nicht überwunden sind, negative ideale Mantelreibungen entgegen, so daß sich im über die Vorlast hinaus beanspruchten Verpreßkörperbereich ein innerer Gleichgewichtszustand einstellt. Das Maximum der im Verpreßkörper verbleibenden Zugkraft - sofern vorhanden - wandert nach jedem Belastungszyklus kontinuierlich dem Ankerende zu.

Voraussetzung ist wiederum eine den Verpreßkörper umgebende Bodenart, die Mantelreibungen dieser Größe - der negativ gerichtete Wert ist jetzt maßgebend - trotz Auflockerung durch mehrfaches "Hin- und Herhobeln" zuläßt, wie dies in sehr dicht gelagertem Sand ausgeprägt in Erscheinung tritt. Die Höhe der verbleibenden Zugkraft ist dann eine Funktion der Verpreßkörperlänge; beim vorliegenden Versuchsanker (V2A5) betrug sie beispielsweise ca. 14% der vorausgegangenen Belastung.

In mitteldicht gelagertem Sandboden bleibt der Verpreßkörper erst nach der Bruchbelastung des Ankers (V3A4) in sich vorgespannt. Der Verlauf der Zugkräfte in lockerer Lagerung (V4A2) bei niedriger ausgesetzter Vorlast von $A_0 = 30$ kN nimmt zum Ankerende hin nach jeder aufgebrauchten äußeren Belastung stetig ab. Die ideale Mantelreibungsverteilung ist stets längs des Verpreßkörpers nahezu konstant.

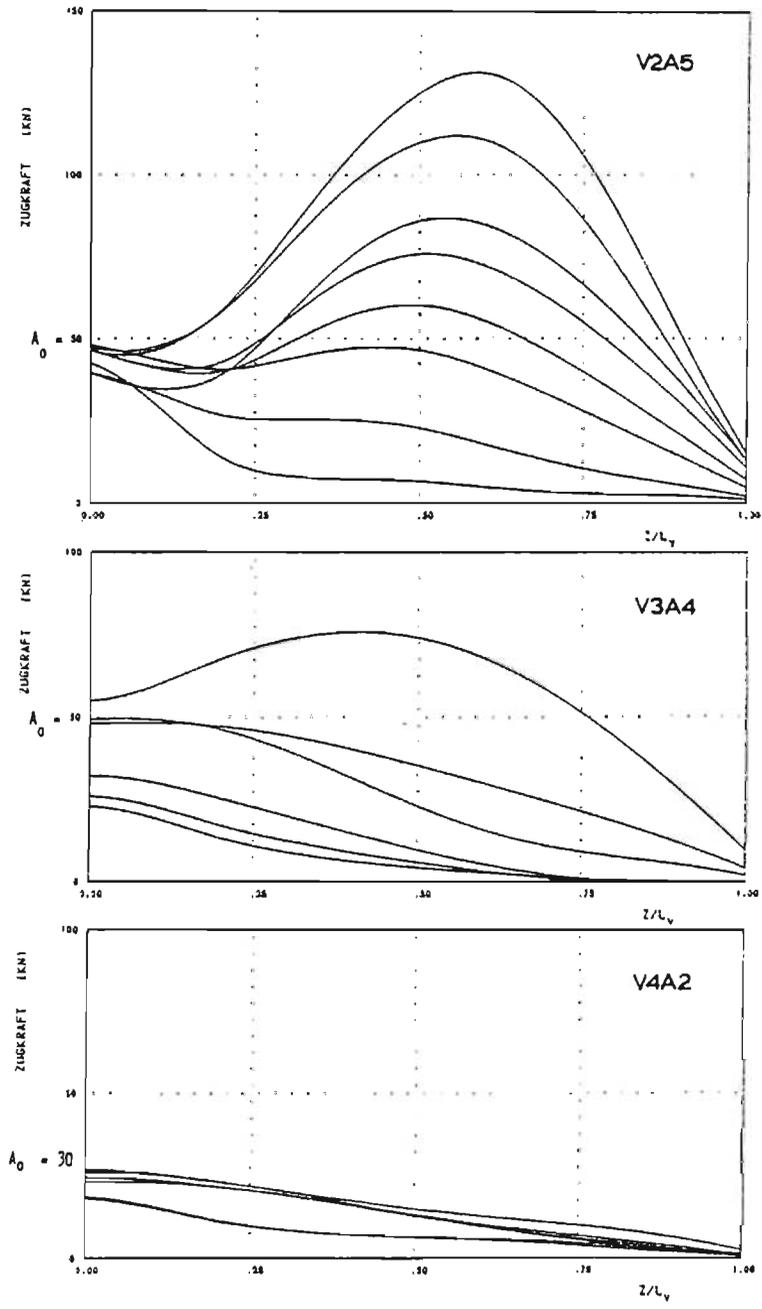


Abb. 16: Zugkraftverlauf bei den Vorlasten

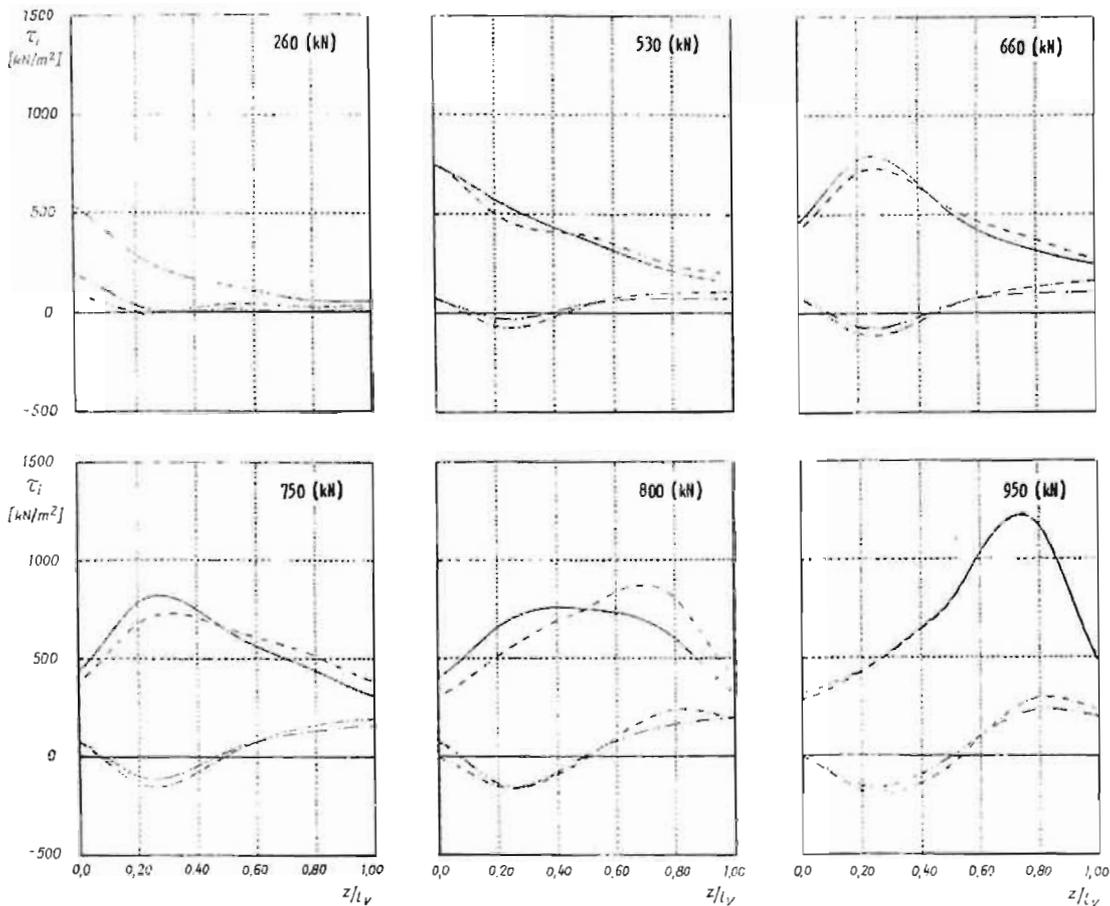
6.4 Kräfteumlagerung und progressiver Bruch

Der Begriff des progressiven Bruches ist in der Bodenmechanik nicht neu, jedoch im Zusammenhang mit der Tragfähigkeitsentwicklung bei Verpreßankern.

TERZAGHI/PECK (1948) sowie TAYLOR (1948) definieren in ihren Grundlagenwerken dieses Phänomen, das sowohl im Felde als auch bei Laborversuchen auftritt. Während sich die Erläuterungen von TERZAGHI/PECK in erster Linie auf Stabilitätsbetrachtungen eines bindigen Bodens beziehen, erklärt TAYLOR den progressiven Bruch im Zusammenhang mit uneinheitlichen Spannungs- und Verformungsbedingungen bei Sanden.

Wird die Belastung eines Bodens ganz langsam bis zum Eintreten des Bruches gesteigert, so werden die Bedingungen längs der ganzen Bruchfläche äußerst selten einheitlich sein. Durch die ungleichmäßige Verteilung der Scherbeanspruchung wird der Bruch nicht an allen Punkten gleichzeitig eintreten. An den Stellen mit maximaler Beanspruchung treten Scherspannungskonzentrationen auf und lösen dort den Bruch zuerst aus, der sich von dieser Stelle ausbreiten bzw. progressiv fortschreiten wird.

Die allgemeine Beschreibung des progressiven Bruches im Boden kann analog bei der Tragfähigkeitsproblematik eines Verpreßankers umgesetzt werden, d.h. sie bietet eine einleuchtende Erklärung für die Entwicklung der Mantelreibungsverteilung an der Oberfläche eines Verpreßankers.



V2A5

Abb. 17:
Mantelreibungsverteilungen bei ausgewählten Belastungsphasen aufeinanderfolgender Belastungszyklen des Zugversuches am Anker V2A5

bei Vorlast — · — · —
bei Höchstlast — — — —
nach einer Lastkonstanzhaltung in der Höchstlast - - - - -
nach Entlastung auf die Vorlast — · — · —

Durch die Einzelauftragung der Mantelreibungsverteilungen je Belastungszyklus bei Vorlast, bei maximaler Ankerlast und nach der anschließenden Entlastung auf die Vorlast kann die Umlagerung der Kräfte durch den gleichzeitig erfolgenden progressiven Bruch längs des Verpreßkörpers (V2A5) in sehr dichter Lagerung in Abb. 17 deutlich nachvollzogen werden.

Bei Erreichen eines Grenzwertes der Mantelreibung, der etwa bei $\tau_i \cong 1000 \text{ kN/m}^2$ liegen dürfte, wird die Scherfestigkeit des Bodens überschritten. Danach, d.h. während des weiteren Verlaufs des Zugversuches, werden keine höheren Mantelreibungen im betrachteten Verpreßkörperquerschnitt beobachtet. Im Gegenteil, mit jeder weiteren Höherbelastung des Ankers nehmen die für den Querschnitt ermittelten Mantelreibungen kontinuierlich ab. Offenbar wird die Scherfestigkeit des Bodens in diesem Mantelreibungsbereich dadurch zunehmend geschwächt.

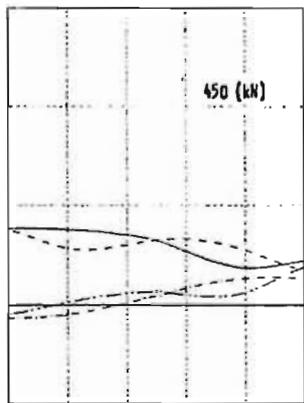
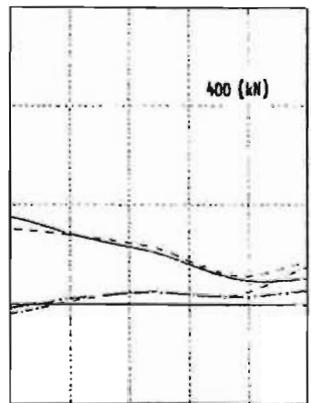
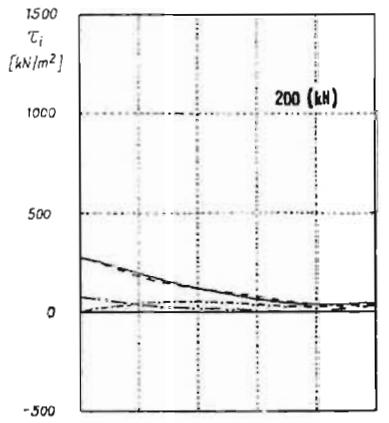
Aus Gründen des Kräftegleichgewichts steigen dagegen die Mantelreibungen auf der Erdseite des Verpreßkörpers an. Bei weiterer Laststeigerung (des folgenden Lastzyklusses) überschreiten sie auch hier wieder diesen Grenzwert, was erneut zu einem Abfall auf einen kleineren Wert führt. Dies bewirkt ein weiteres Verlagern der Spannungsspitze zum Ankerende hin. Die Umlagerung schreitet dabei so lange progressiv fort, bis sich der zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts nötige Spannungsanstieg nicht mehr einstellen kann. Es kommt zum Bruch des Verpreßkörpers im Boden.

Der genannte Grenzwert τ_i ist in den Auftragungen der Abb. 17 als Mantelreibungsdifferenz der Werte der Vorlast und der darauffolgenden Laststufen (hier der Höchstlast eines Lastzyklusses) zu erkennen. Durch die Wiederbelastung des Ankers

(nach seiner Entlastung auf die Vorlast) wird der sich im Residualzustand befindende Boden längs des Verpreßkörpers erneut einer Scherbelastung ausgesetzt. Die in diesem Ausgangszustand registrierten Vorlast-Mantelreibungen sind somit Nullwerte bei der Bestimmung der maximal auftretenden Mantelreibung.

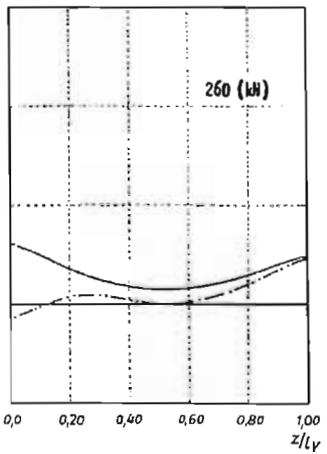
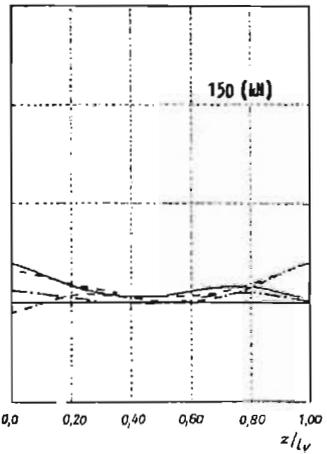
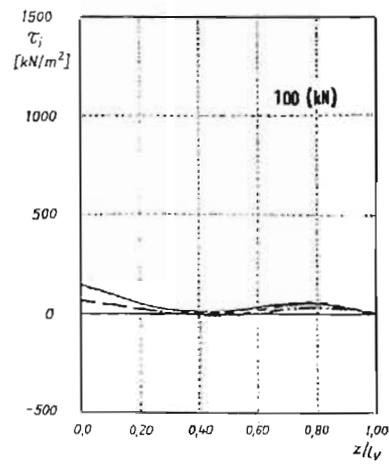
In Abb. 18 sind die entsprechenden Abfolgen der Mantelreibungsverteilungen einzelner Belastungszyklen bei den Verpreßankern in mitteldichter (V3A3) und lockerer (V4A3) Lagerung in gleicher Darstellung zusammengestellt. Eine Ausbildung des progressiven Bruchs findet bei diesen Beispielen nicht in ähnlich ausgeprägter Form statt. Die Grenzwerte der Mantelreibungen in diesen Lagerungsdichten sind wesentlich geringer, so daß nur ausgeglichene "Spannungsspitzen" auftreten, die mit Zunahme der Belastung des Ankers dem Verpreßkörperende zuwandern. Ein Spannungsabfall tritt analog dem Scher-Verformungsverhalten von mitteldicht und locker gelagertem Sand nach dem Bruch mit zunehmendem Scherweg in geringem Maße bzw. überhaupt nicht ein.

Obwohl bei den vorliegenden Versuchsankern mit jedem neuen Lastzyklus eine höhere Zugkraft aufgebracht wird und dadurch der Umlagerungsmechanismus bewußt erzwungen wird, ist durch die Parallelität der Abfolge der Ereignisse mit jenen des progressiven Bruches, bei dem im allgemeinen von konstanten äußeren Belastungszuständen ausgegangen wird, die Verwendung des Begriffs "progressiver Bruch" nicht unangebracht. Untersuchungen des Langzeitverhaltens der aufgeführten Anker dieser Arbeit bestätigen zudem das Vorhandensein eines tatsächlich vorliegenden progressiven Bruches bei Lastkonstanthaltung, der bei Beobachtungen über einen längeren Zeitraum hinweg registriert wurde (JELINEK/SCHEELE 1978).



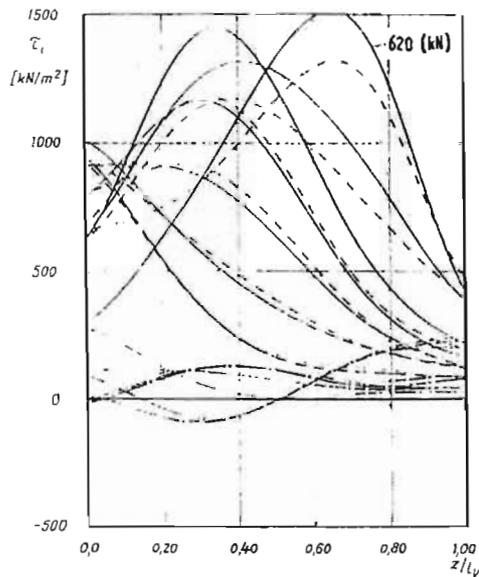
V3A3

Abb. 18:
Mantelreibungsverteilungen bei ausgewählten Belastungsphasen aufeinanderfolgender Belastungszyklen der Zugversuche an den Ankern V3A3 bzw. V4A3

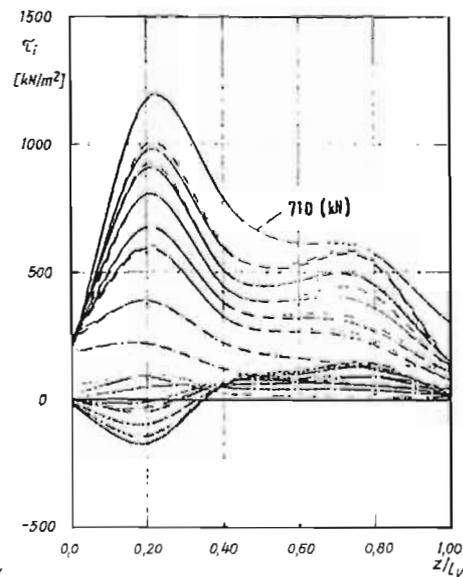


V4A3

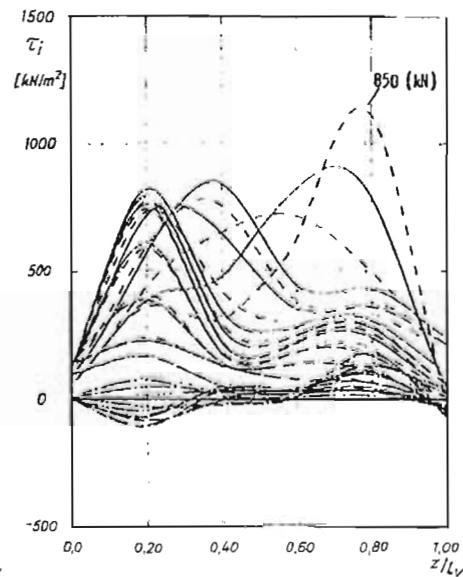
bei Vorlast — · — · —
 bei Höchstlast — — — —
 nach einer Lastkonstanzhaltung in der Höchstlast — · — · —
 nach Entlastung auf die Vorlast - - - - -



V2A6



V5A2



V5A3

Abb. 19: Mantelreibungsverteilung der Belastungszyklen bei jeweils Vor-, Höchst- und Vorlast des gesamten Zugversuches

Ausgesuchte Beispiele von Mantelreibungsentwicklungen des gesamten Spannvorganges von Versuchsankern in sehr dichter (V2A6) und in mitteldichter bis dichter Lagerung (V5A2 und V5A3) sind in Abb. 19 dargestellt. Die Umlagerung der Kräfte, an den Spannungsspitzen erkenntlich, kann bei den Verpreßankern V2A6 und V5A3 lückenlos verfolgt werden. Daß sich aber das Verhalten jedes einzelnen Ankers nicht grundsätzlich verallgemeinern läßt, demonstriert der Anker V5A2, der trotz Homogenität des Versuchssandes sich nur bis zu einer bestimmten Laststufe mit dem in Herstellung und Abmessung nahezu entsprechenden Verpreßanker V5A3 kongruent verhält.

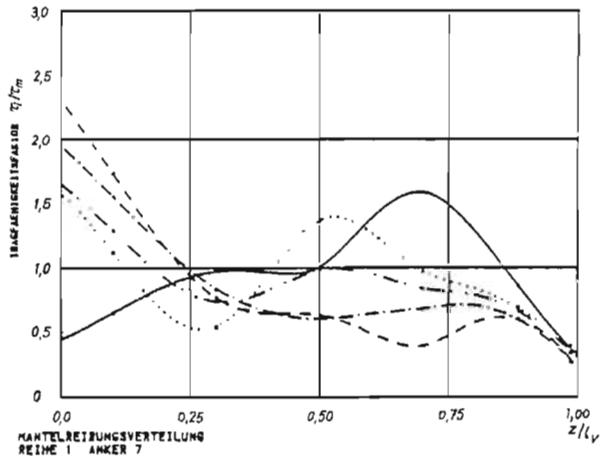
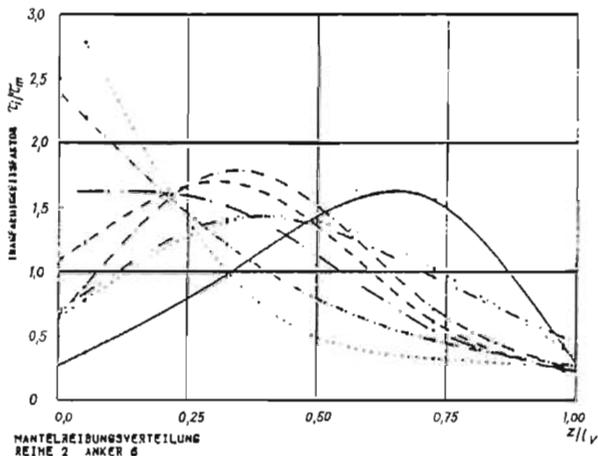
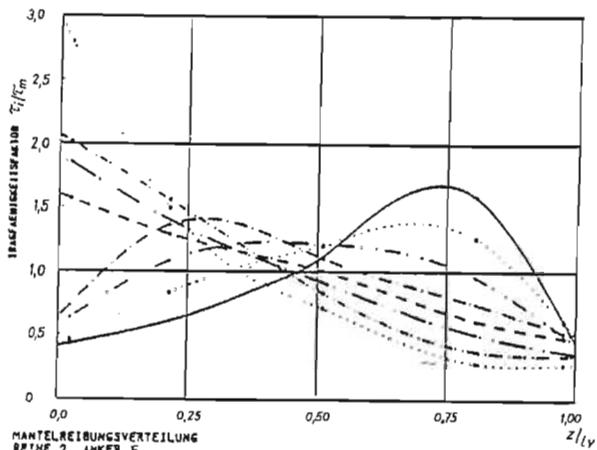
7. Zahlenmäßige Erfassung des Tragfähigkeitsmechanismus

7.1 Tragfähigkeitsfaktoren τ_i/τ_m

In einer mantelreibungsunabhängigen Darstellung (Abb. 20) der Abfolge der "gefahrenen" Laststufen - durch unterschiedliche Stricharten angedeutet - (ihre Reihenfolge ist aus den Aufzeichnungen des Ankers V2A5 (Bild oben) bei $z/l_v = 0,75$ mit gepunkteter Linie unten beginnend und mit durchgezogener Linie, der Verteilung in Höchstlast, oben endend zu entnehmen) wird die in dichter Lagerung besonders ausgeprägt in Erscheinung tretende Kräfteumlagerung aufgezeigt. Dabei wird die Lokalität der Spannungsspitzen längs des Verpreßkörpers herausgestellt. Diesen Bereichen sollte besondere Beachtung geschenkt werden. Durch die hohen Schubkräfte (Tragfähigkeitsfaktor $\tau_i/\tau_m \approx 3$) an der Front der Verpreßkörper, in ihren Wirkungen summarisch auch Frontwiderstand genannt, werden zum inneren Gleichgewicht gehörende Quersugkräfte im Verpreßkörper geweckt. Sie führen zu den häufig auftretenden Längsrissen, die bei hohen Ankerkräften sogar das Aufreißen des Verpreßkörpers der Länge nach verursachen. Mit fortschreitender Entfernung von der Verpreßkörperfront verlagerte Spannungsspitzen bergen nicht mehr diese Gefahr in sich, da der nach Eintritt einer Bewegung noch wirksame Reibungswiderstand die entgegengesetzten Spannungen vermindert und einen Ausgleich vermittelt. Trotzdem erreichen sie den nahezu zweifachen Wert einer fiktiven mittleren Mantelreibung, die sich aus der aufgebrauchten Ankerkraft ermitteln läßt.

Der Anteil der Verpreßkörperlänge, der tatsächlich an der Kraftübertragung unmittelbar beteiligt ist, ist nur ein begrenzter Bereich, eine Beobachtung die BERARDI (1967) in dieser Form, allerdings bei Felsankern, bereits zum Ausdruck gebracht hat.

Abb. 20:
Tragfähigkeits-
faktoren τ_i/τ_m
in Abhängigkeit
von der bezog.
Verpreßkörper-
länge z/l_v



Geradezu frappierend sind die nahezu deckungsgleichen Verteilungen der bezogenen Mantelreibungen in mitteldichter Lagerung. Auch ist eine gute Übereinstimmung der Tragfähigkeitsfaktoren aller untersuchten Belastungen bei den Verpreßankern in lockerer Lagerung festzustellen, obwohl der Anker V4A3 im Endbereich aus nicht ganz geklärten Gründen (s. auch Kap. 6.2) eine Spannungsspitze aufweist.

In sehr dichter Lagerung kann eine ähnliche Beobachtung nur bis zur 0,5-fachen Bruchlast gemacht werden. Bei höherer Beanspruchung zeigt sich beim kurzen Verpreßkörper ein deutliches Maximum in der luftseitigen Verpreßkörperhälfte, die auf eine Überdrückung infolge einer großen mittragenden Oberlänge in der freien Strecke von ca. 1,1 m zurückzuführen ist. Erst im Bruchzustand ($1,0 \cdot A_{Br}$) sind die Verteilungen (sie sind in Abb. 21 nicht eingetragen) wieder gleich gestaltet.

7.2 Approximation der Tragfähigkeitsverteilung

Das Entstehen des ausgeglichenen Verlaufes der aufgetragenen bezogenen Mantelreibungsverteilungen geht, wie bereits in Kap. 6.2 erwähnt, ebenfalls auf Spline-Funktionen zurück. Dabei bildeten die umgerechneten Meßwerte der Meßquerschnitte längs der Verpreßkörper Stützpunkte im $\tau_i/\tau_m - z/l_v$ -Koordinatensystem, wobei die Anzahl der nicht äquidistant verteilten Stützstellen zwischen $n = 4$ und $n = 6$, je nach Anzahl der DMS im Intervall $0 \leq z/l_v \leq 1,0$ variierte. Diese an den inneren Stützstellen mindestens einmal stetig differenzierbare Interpolationsfunktion setzt sich stückweise (in jedem Teilintervall $(z/l_{vn}, z/l_{vn+1})$) aus Polynomen dritten Grades zusammen. Im allgemeinen sind sie voneinander verschieden, so daß sich wegen des großen Rechenaufwandes das Arbeiten mit dieser Form der Approximation nicht empfiehlt.

Um eine möglichst einfache Beziehung zur Bestimmung der bezogenen Mantelreibungsverteilung zur ganz allgemeinen praktischen Anwendung anbieten zu können, wurden mehrere Möglichkeiten der angenäherten Darstellung einer durch die Meßpunkte gegebenen Funktion geprüft. Letzten Endes hat sich aber die einfachste nichtlineare Funktion eines Polynomes dritten Grades der Form bewährt,

$$Y = a_0 + a_1 \cdot X + a_2 \cdot X^2 + a_3 \cdot X^3$$

wobei

$$Y \cong \text{Tragfähigkeitsfaktor } \tau_i / \tau_m$$

und

$$X \cong z/l_v \text{ im Intervall } 0 \leq z/l_v \leq 1,0.$$

Dieses Polynom mit seiner Entwicklung nach Potenzen von X ist zwar für numerische Zwecke fragwürdig (die numerische Mathematik wendet bessere Approximationen wie z.B. durch Stützpolynome oder durch Tschebyscheff-Polynome (STIEFEL, 1976) an), doch die einfache rechnerische Handhabung und schnelle Anwendung bei der Ermittlung einer brauchbaren Näherung für die bezogene Mantelreibungsverteilung längs eines Verpreßankers spricht für die Auswertung unter Zuhilfenahme der vorgeschlagenen Potenzreihe.

Die in Tabellenform vorliegenden, durch Interpolation für $0,1.A_{Br}$ -fachen Belastungszustände des Verpreßankers und mittels Spline-Funktion für alle $0,1$ -fachen Verpreßkörperabschnitte ermittelten Stützwerte wurden jeweils für die beiden Ankerlängen ($l_v = 2,0$ und $4,5$ m) aufgetragen und die Koeffizienten a_j des gewählten Polynomes berechnet. Es wurden weitere Polynome höheren Grades untersucht, die die Stützstellen zwar exakter annahmen, doch stimmte ein stark oszillierendes und gegen die Enden des Interpolationsintervalls unbefriedigendes Verhalten mit den Gegebenheiten nicht überein.

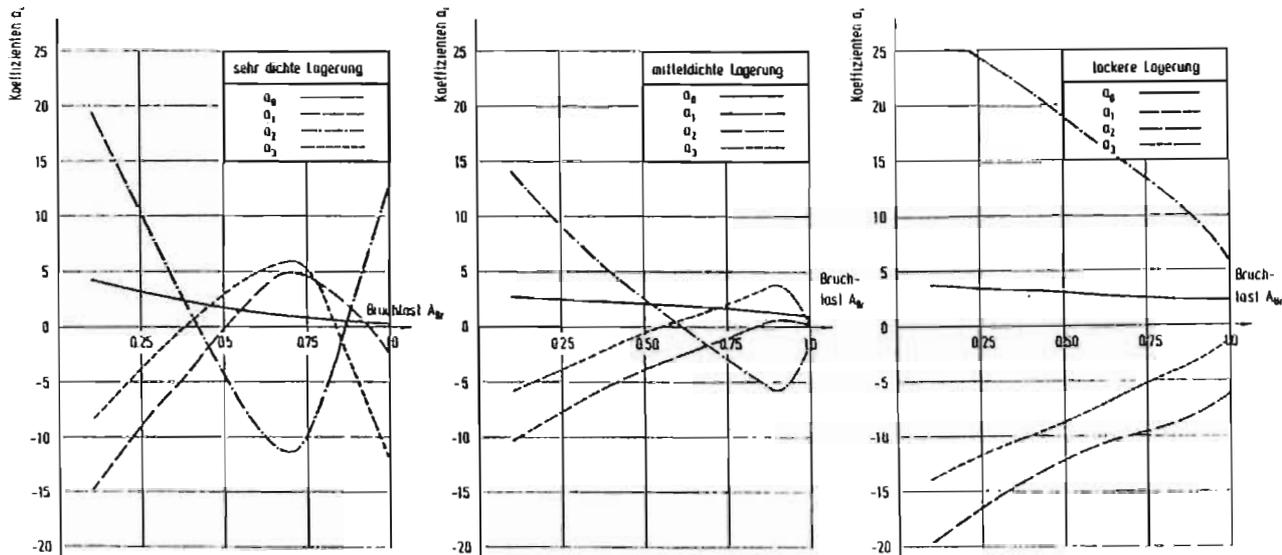


Abb. 22: Koeffizienten a_i in Abhängigkeit von der Bruchlast A_{Br}

In Abb. 22 wurden die Koeffizienten in Abhängigkeit von der Bruchlast für die Anker in sehr dicht, mitteldicht und locker gelagerten Sandböden aufgetragen. Da die Kurven wiederum aus gemittelten Werten der Koeffizienten beider vorliegenden Verankerungslängen entstanden, kann mit ihrer Hilfe nur eine grobe Näherung der bezogenen Mantelreibung berechnet werden. Auf eine Fehlerabschätzung wurde aus diesen Gründen verzichtet.

7.3 Auswirkungen des Umlagerungsmechanismus auf die praktische Anwendung

Mit Kenntnis der Mantelreibungsverteilungen läßt sich der Schwerpunkt der Kräfteintragung in den Boden längs eines Verpreßkörpers auf einfache Weise ermitteln. Da der Flächeninhalt des durch das Polynom begrenzten, krummlinigen Trapezes stets 1 (bzw. hier nahe 1,0) ist, reduzieren sich die Berechnungen auf die Integration

$$X_c = \int_a^b X \cdot Y \cdot dX$$

wobei

$$a = z/l_v = 0$$

und

$$b = z/l_v = 1$$

ist.

Eine Zunahme der Ankerkraft wird analog dem Tragfähigkeitsmechanismus ein Verlagern des Schwerpunktes zum erdseitigen Ankerende hin bewirken.

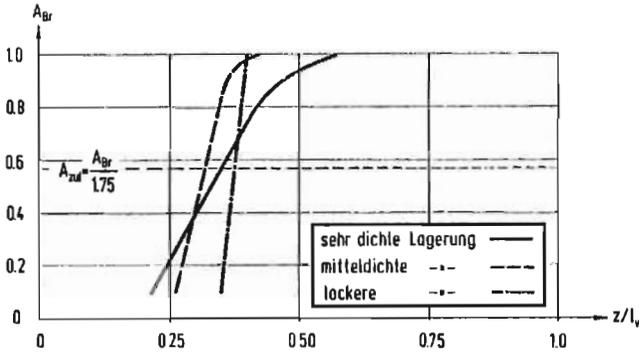
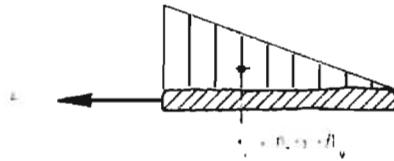


Abb. 23 Lage der Schwerpunkte des Lastabtrages längs des Verpreßkörpers in Abhängigkeit von der Bruchlast

Dieser Vorgang fand bei den Zugversuchen an den Versuchsankern, wie in Abb. 23 in Abhängigkeit von der Bruchlast aufgezeichnet, statt. Mit Erhöhung der Zugkraft bewegt sich der Schwerpunkt mehr oder weniger kontinuierlich zur Ankermitte hin, wobei sich der Einfluß der Lagerungsdichte in unterschiedlichen Gradienten $\Delta A/\Delta(z/l_v)$ andeutet. Erst ab der 0,8- bis 0,9-fachen Bruchlast wird in mitteldichter und sehr dichter Lagerung diese Kontinuität durch eine rasche Zunahme der Verlagerung abgelöst, die nahe der Verpreßkörpermitte bzw. darüberhinaus abgeschlossen ist. Etwas überraschend ist der enge Bereich von $z/l_v = 0,25$ bis 0,5, in dem fast die gesamte "Bewegung" des Kraftabtragungsschwerpunktes stattfindet.

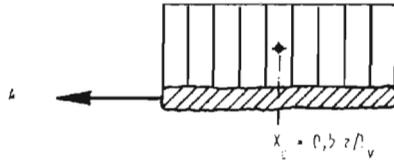
Zur Beschreibung der Mantelreibungsverteilung im Bruchzustand können mit guter Näherung folgende vereinfachende Lastbilder vorgeschlagen werden:

in lockerer Lagerung



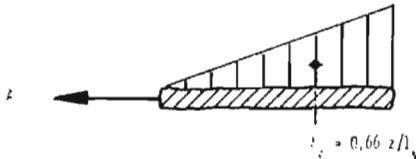
linear
abnehmend

in mitteldichter Lagerung



konstant

in sehr dichter Lagerung



linear
zunehmend

In der Baupraxis ist aber nicht die Mantelreibungsverteilung der Bruchlast, sondern die bei der zulässigen Ankerkraft von Interesse. Hierzu muß eine Sicherheitsdefinition eingeführt werden. In Ermangelung einer Definition, die sich an der eindeutigen Bruchlast von Temporärankern orientiert, wird die der Daueranker (DIN 4125/2) übernommen:

$$A_{zul} \leq \frac{A_{Br}}{1,75} = 0,57 \cdot A_{Br}$$

Laut Abb. 23 liegen die Schwerpunkte aller untersuchten Verpreßanker dieses Lastzustandes von $0,57 \cdot A_{Br}$ bei ca. $z/l_v \approx 0,35$. Dies bedeutet, daß bei einer Beanspruchung eines Ankers mit zulässiger Ankerkraft in Sandboden stets eine linear abnehmende Mantelreibungsverteilung längs des Verpreßkörpers vorliegt.

Der grundbaustatische Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird für den Bruchzustand eines Ankers im Boden geführt. Dabei wird bei der Berechnung der möglichen Ankerkraft von einer verpreßkörpermittigen Schwerpunktlage der Lastabtragung ausgegangen.

Diese Verhältnisse dürften jedoch nach den vorliegenden Versuchen nur in einem dicht gelagerten Sandboden vorliegen. In sehr dicht gelagertem Sand wandert der Schwerpunkt ab der 0,9-fachen Bruchlast über die Verpreßkörpermitte hinaus dem Ankerende zu. Das Ergebnis des Nachweises liegt damit auf der sicheren Seite.

Bei Sandböden geringerer Lagerungsdichte (hier können alle weniger tragfähigen, wie feinkörnige und nicht verfestigte bindige Böden eingeschlossen werden) verbleibt der Schwerpunkt der Lasteintragung bei der Bruchlast in der ankerkopfseitigen Verpreßkörperhälfte. Die tiefe Gleitfuge wird gegenüber den Annahmen des Verfahrens steiler verlaufen, was eine wesentliche Verringerung der Standsicherheit zur Folge hat. In Sandböden sollte der Nachweis der Standsicherheit in dieser Hinsicht überprüft werden, um durch eine evtl. notwendige Vergrößerung der freien Ankerlänge die geforderte Sicherheit von $\eta = 1,5$ beizubehalten.

8. Verschiebungsentwicklung

Wie bereits in Kap. 6.1 erwähnt, kann die ideelle Mantelreibung an der Verpreßkörperoberfläche nicht größer sein als die Scherfestigkeit des Bodens, in dem der Verpreßkörper eingebettet ist. Sie muß also in einem funktionalen Zusammenhang mit ihr stehen. Die Ermittlung dieser Zuordnung ist das weitestgesteckte Ziel, das auf dem Umweg der Berechnung und Aufzeichnung einer Mantelreibungs-Verschiebungs-Entwicklung auf der Basis der Beobachtungen der in-situ Versuche erreicht werden soll.

Es liegt nahe, sich zunächst ein Bild über die typischen Scher-Verformungs-Beziehungen eines Abschervorganges zu machen, welche schon aufgrund der aufgezeigten Mantelreibungsentwicklung gewisse Analogien aufweisen:

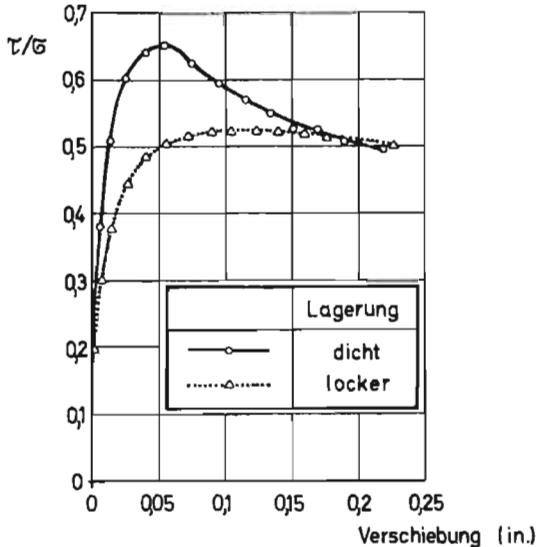


Abb. 24: Scher-Verschiebungs-Diagramm für locker und dicht gelagerten Sand (nach TAYLOR, 1948)

Der innere Widerstand, der im Boden durch eine Verschiebung in einer Gleit- bzw. Bruchfläche geweckt wird, läßt sich in einem Scher-Verschiebungs-Diagramm qualitativ durch Scherwiderstandslinien darstellen. Abb. 24 zeigt die Beispiele eines Sandes, der einmal in einem dichten, einmal in einem lockeren Ausgangszustand abgeschert wurde:

- in dichtem Sand wird der maximale Scherwiderstand nach kurzem Scherweg erreicht, der nach dem Zusammenbruch des durch "interlocking" bedingten Gefügewiderstandes auf die Restscherfestigkeit stetig abfällt
- in lockerem Sand wird der maximale Scherwiderstand erst nach langem Scherweg erreicht; Bruchfestigkeit und Restscherfestigkeit sind fast gleich groß.

Es wird nicht zu erwarten sein, daß derartige beispielhafte Scher-Verformungsverhalten, wie sie beim direkten Scherversuch zu beobachten sind, sich in ähnlich eindeutiger Weise beim Abschervorgang von kleinen Teilbereichen des Verpreßkörpermantels bei einem Ankerzugversuch als Zusammenhang zwischen Mantelreibung und Verschiebung verifizieren lassen. Sie werden von zahlreichen Unwägbarkeiten geprägt sein, die nicht nur den unterschiedlichen kinematischen Randbedingungen der beiden Vorgänge zuzuschreiben sind (s. auch Kap. 9).

In erster Linie ist die sehr differenzierte Lage und Ausbildung der Scherzone in bzw. nahe der Kontaktfläche Verpreßkörper-Boden zu nennen. Sofern sie sich direkt längs der Mantelfläche ausbilden wird, schlägt sich jede Durchmesseränderung des Verpreßkörpers in den in ihr wirkenden Kräften nieder. Zutreffender dürfte daher nicht eine dünne Scherfuge, sondern die Annahme einer verhältnismäßig breiten Scherzone sein, die

sich mehr oder weniger tief in den Boden ausdehnt und in der sich die Scherverformungen vollziehen.

Die Inhomogenität der Lagerungsdichte um den Verankerungskörper ist anzusprechen. Die aufgrund von Felduntersuchungen repräsentierte Lagerungsdichte des Bodenmassivs vor dem Einbringen der Anker ist mit den gegenwärtigen, durch den Herstellungsprozeß des Verpreßankers bedingten und für die Tragfähigkeit maßgebenden Verhältnissen nicht identisch. Insbesondere in dicht gelagertem Boden wird der Rammvorgang je nach Leistung des Rammgerätes eine enorme Lagerungsverdichtende Wirkung zeigen. Der erhöhte Feinkornanteil (s. Abb. 2) einer nahe dem Verpreßkörper entnommenen Bodenprobe läßt auf die dabei stattfindende Kornzertrümmerung schließen. (Ihr wird sicherlich auch beim Zugversuch - Scherverformungen in umgekehrter Richtung - eine nennenswerte Rolle zukommen.) In lockerer Lagerung wirkt sich dieser Verdichtungseffekt durch Bodenverdrängung nur in unmittelbarer Nähe des Verpreßkörpers aus. Die dadurch örtlich höher verdichtete Zone "schwimmt" aber insgesamt im losen Material, das nach wie vor das Scherverformungsverhalten bestimmen wird.

Von ganz wesentlichem Einfluß dürfte auch die zyklische Scherbelastung längs bestimmter Bereiche des Verpreßkörpers (s. Kap. 6.3) sein. Von der Art der Scherbeanspruchung ist an jenen Stellen eher eine Ähnlichkeit mit dem Wiener Routine-Scherversuch (BOROWICKA 1963) festzustellen. Dort wird nach erstmaliger Steigerung der Scherlast bis knapp vor dem Bruch die Scherlast wiederum entfernt und unter Umdrehung des Schersinnes ein neuerlicher Scherversuch durchgeführt. Dieser Vorgang wird mehrmals wiederholt, ganz entsprechend einer mehrfachen Be- und Entlastung eines Ankers beim Zugversuch. Der vielfache

Wechsel des Schersinnes ermöglicht das Erkennen des rapiden Scherfestigkeitsabfalls bei Rutschtonen. In Analogie wird sich bei Wechselbelastung des Ankers an jenen Mantelflächen nach wenigen Lastzyklen die Restscherfestigkeit einstellen.

Trotz dieser sicherlich unvollständigen Aufzählung der durch Rechenverfahren nicht greifbaren Einflüsse soll aus den Ergebnissen der Zugversuche die Ermittlung der Verschiebungsentwicklung angegangen werden, um daraus eine Mantelreibungs-Verschiebungs-Gesetzmäßigkeit zu erarbeiten.

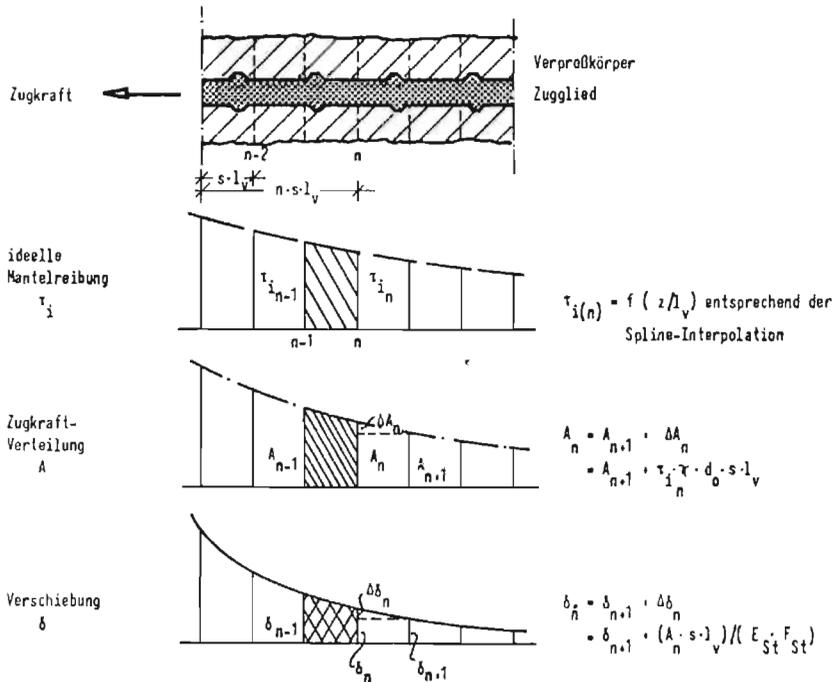
Bislang wurden bei Großversuchen noch keine Verschiebungsmessungen an verschiedenen Positionen entlang dem Verpreßkörper vorgenommen. Es besteht daher nur die Möglichkeit, die Verschiebungsentwicklung aus Beobachtungen an instrumentierten Verpreßankern zu berechnen. Unter Zuhilfenahme der Dehnungsmeß- und Verschiebungsdaten der Versuchsanker wurden diese Berechnungen bei den vorliegenden Versuchen angestellt. Die generelle Problematik derartiger "Hochrechnungen", die auf geringsten Dehnungen der DMS in der Verpreßstrecke und auf Ankerkopfverschiebungsmessungen mit 1/100-Millimeter Genauigkeit beruhen, wobei die Verschiebungen bis zu 50 mm betragen, darf nicht unausgesprochen bleiben. Durch das Verfahren werden Meßfehler überbewertet, die die exakte Deutung der Verschiebungsmessungen beeinträchtigen können.

8.1 Bleibende Verschiebungen

Die Verwirklichung des erwähnten Vorhabens ist nur auf numerischem Wege mit Hilfe von elektronischen Rechenmaschinen möglich. Eine gewisse Einschränkung der Übersichtlichkeit ist dabei unumgänglich, so daß Zwischenkontrollen unabdingbar sind.

Die Auftragung der bleibenden bzw. plastischen Verschiebungen bot sich als aufschlußreiches Zwischenergebnis an.

Für die Aufstellung des Rechenprogrammes zur numerischen Bestimmung des Verlaufes der Spannungen und der Verschiebungen im Verankerungsbereich wurde von folgenden Annahmen ausgegangen:



Bleibende Verschiebung s_{bl} :

$$s_{bl} = s_{Ankerkopf} - ((\delta_{fst} - \delta_{fst, Vorlast}) \cdot (\delta_{\sigma} - \delta_{\sigma, Vorlast}))$$

Die bisherige Teilung der Verpreßkörperlängen in $0,1 \cdot z/l_v$ wurde auch in diesem Programm als Schrittweite herangezogen. Durch die Wahl kleinerer Schrittweiten könnte die mit diesem Verfahren erreichte Näherung beliebig genau an tatsächliche Verhältnisse angepaßt werden, diese sind aber nicht bekannt. Aus den durch Spline-Funktionen fixierten ideellen Mantelreibungsverteilungen längs der Verpreßkörper (s. auch Abb. 17 bis 19) wurden vom erdseitigen Ende beginnend abschnittsweise die Zugkräfte berechnet, aus denen wiederum die elastischen Dehnungen und damit die Verschiebungen des Zuggliedes ermittelt wurden. Eine eventuelle Nichtübereinstimmung der Ankerkraft am Ende der freien Strecke mit der Pressenkraft am Ankerkopf wurde durch Mittelung der beiden Kräfte berücksichtigt und damit die elastische Verlängerung der freien Strecke berechnet. Unter Annahme, daß stets ein intakter Verbund zwischen Injiziergut und Zugglied vorlag, konnten die bleibenden (plastischen) Verschiebungen des Verpreßkörpers durch Subtraktion der Summe der elastischen Verschiebungen von dem mit Hilfe der Meßuhr am Ankerkopf gemessenen Verschiebungsbetrag (bei Beachtung der Vorlasteinstellung) bestimmt werden.

Diese Berechnungen wurden kontinuierlich von jeder Messung bzw. Ablesung von Belastungsbeginn bis zum Bruch vorgenommen. In den Auftragungen in Abb. 25 sind die Ergebnisse der Anker der Verpreßkörperlänge von 4,5 m in sehr dichter (V2A5), mitteldichter (V3A3) und lockerer Lagerung (V4A3) zusammengestellt.

Bis auf einzelne kleine Unstetigkeiten, die durch Meßfehler verursacht wurden, ist eine sehr gute Übereinstimmung der Entlastungs- und Wiederbelastungsäste festzustellen, die einen nahezu konstant bleibenden Verschiebungsbetrag während dieser Phase des Spannvorganges anzeigen. Dies ist eine Bestätigung,

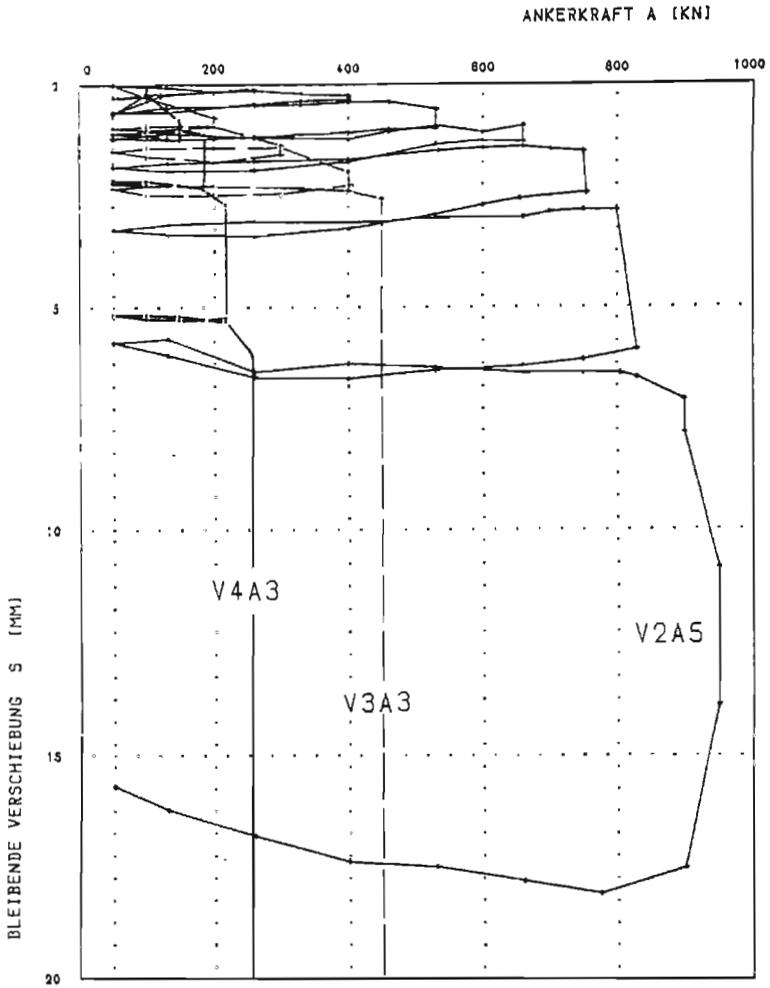


Abb. 25: Bleibende Verschiebungen der instrumentierten Anker der Verpreßkörperlänge $l_v = 4,5$ m in Abhängigkeit von der Ankerkraft

daß die Verschiebungen tatsächlich nur durch eine Belastung des Ankers und eine Lastkonstanthaltung ausgelöst wird. Unklar bleibt die Ursache eines offensichtlich elastischen Anteiles bei den Entlastungen von 830 kN und 950 kN des Ankers V2A5. Denkbar wäre eine Verdichtung bzw. Zusammendrückung eines größeren Bereiches des Sandes unter der Einwirkung dieser hohen Kräfte, welcher sich nach Entlastung elastisch entspannt. (Die Neigung der Kurve würde ein "System-Modul" für das Anker-Boden-System darstellen, in ähnlicher Weise wie dies VESIC (1970) in einer Auswertung von Setzungsergebnissen von Pfählen vorgeschlagen hat.)

Die Darstellungen (Abb. 25) der plastischen Verschiebungen differieren natürlich deutlich zu den Auswertungen nach DIN 4125/1. Die dort ermittelten bleibenden Verschiebungen enthalten die plastischen Verschiebungen mitsamt dem irreversiblen Anteil der Zugglieddehnung bei der Vorlast (s. Kap. 6.3). Die vorliegende Auswertung wird erst durch die Präzisierung einer eventuell vorhandenen "kritischen" Verschiebung interessant, bei der eine proportionale Zunahme der Verschiebung mit der Zugkraft eindeutig abgeschlossen ist und der Bruch eintritt.

In einer Zusammenstellung der Verschiebungen im Kraft-Verschiebungs-Diagramm (Abb. 26) - wiederum in Hüllkurven entsprechend Abb.10 - aller Ergebnisse der mit DMS bestückten Verpreßanker bestärkt eine derartige Vorstellung. Bis auf die Hüllkurven der Anker in sehr dichter und mitteldicht bis dichter Lagerung, die sehr abgerundet, d.h. über einen großen Verschiebungsbereich zum Bruch übergehen, läßt sich diese Proportionalitätsgrenze mit 2 bis 3 mm angeben. Bei Berücksichtigung der Kriechbewegungen während der Lastkonstanthaltungen reduziert sich dieses Maß auf etwa 1,5 mm. Das entspricht etwa dem mittleren Korndurchmesser d_{50} des verwendeten Versuchssandes.

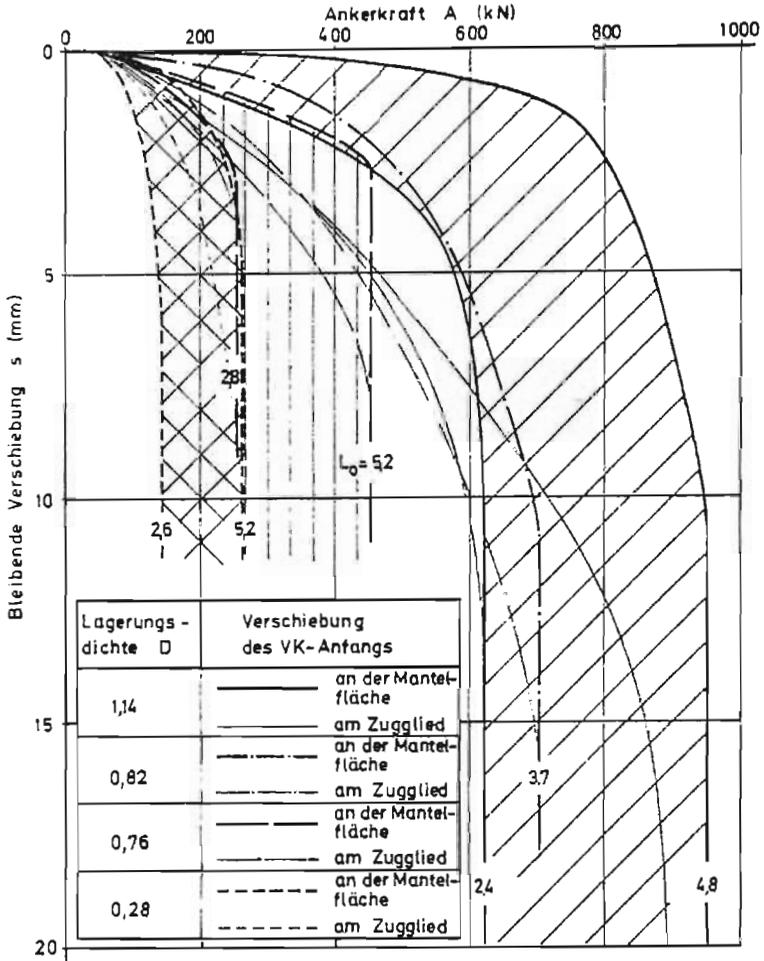


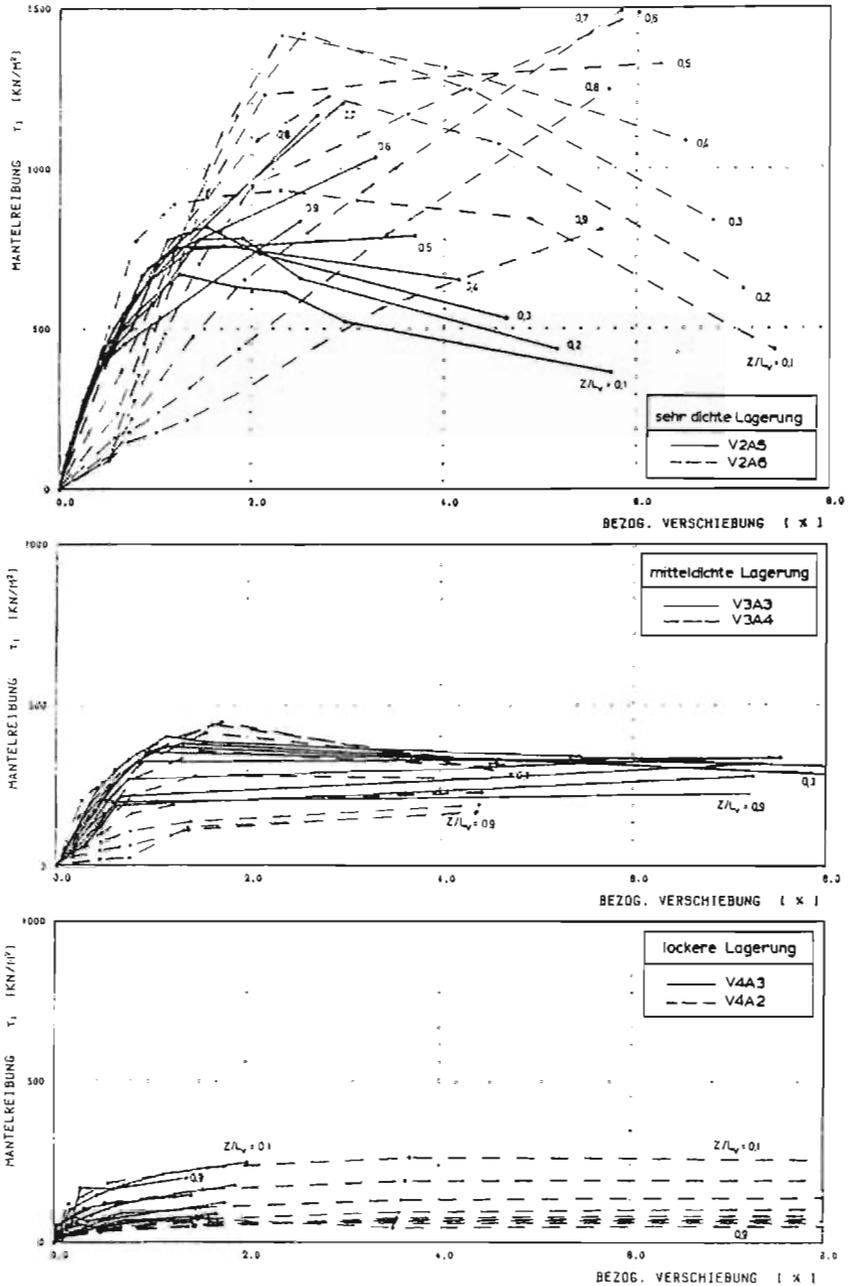
Abb. 26: Bleibende Verschiebungen der Versuchsanker mit unterschiedlicher Verpreßkörperlänge in kiesigem Sand unterschiedlicher Lagerungsdichten

8.2 Mantelreibungs-Verschiebungs-Verhalten

Die soeben bestimmten bleibenden Verschiebungen sind der plastische Anteil einer stets gleichzeitig wirkenden elastischen und plastischen Relativverschiebung des gesamten Verpreßkörpers im Boden, wobei fiktiv in einer Gleitfläche an der Oberfläche Maß genommen wird.

Zur Erstellung eines Mantelreibungs-Verschiebungs-Diagrammes sind die Gesamtverschiebungen kurzer Verpreßkörperabschnitte von Interesse, welche durch Integration der Dehnungen der DMS-Beobachtungen zuzüglich der plastischen Verschiebung ermittelt wurden. Proberechnungen mit variablen Verpreßkörpereinheiten haben ergeben, daß die Abschnitte von wiederum $0,1.z/l_v$ ausreichend klein sind und die Ergebnisse die Tendenz der gesuchten Kurven anzeigen. In Abb. 27 wurden diese Ergebnisse für die unterschiedlichen Lagerungszustände des Sandbodens getrennt dargestellt. Da die Absolutverschiebungen in Relation zu den betrachteten Längen der Verpreßkörperabschnitte stehen, wurde auf den Abszissen die auf diese Abschnittslänge von $0,1.z/l_v = 0,45$ bei $l_v = 4,5$ m und von $0,2$ bei $l_v = 2,0$ m bezogenen Verschiebungen aufgetragen.

Jede einzelne Mantelreibungs-Verschiebungs-Kurve stellt die Einhüllende sämtlicher Mantelreibungs-Verschiebungs-Werte während des Belastungs- und Entlastungsvorganges der Anker dar. Die eingetragenen Versuchswerte sind somit jeweils Beobachtungen in der Höchstlast eines Lastzyklusses, die geradlinig - durchgezogene Linie für lange und strichlierte für kurze Verpreßkörperlängen - miteinander verbunden sind.



In lockerer und mitteldichter Lagerung zeichnet sich verhältnismäßig unproblematisch durch die zwar unterschiedlichen Kurven eine einzige mittlere Mantelreibungs-Verschiebungs-Beziehung ab, die in Abb. 28 aufskizziert wurde. Nach mehr oder weniger großer Verschiebung geht die Kurve tangential über in einen Grenzwert der Mantelreibung bzw. fällt nach einem Höchstwert geringfügig wieder ab. Die Auswertungen der Verpreßanker in sehr dicht gelagertem Sand bedürfen einer Erläuterung.

Nach einer ausgesprochen proportionalen Funktion zwischen Mantelreibung und bezogener Verschiebung bei kleinen Relativverschiebungen fallen die Mantelreibungen der untersuchten Verpreßkörperabschnitte des Ankers V2A5 mit zunehmender Verschiebung in Richtung eines "Restwertes" ab. Die Abschnitte größer als $0,5.z/1_v$ halten etwa die Proportionalität weiterhin ein, jedoch nehmen die Mantelreibungen "peak"-Charakter (bei $0,7.z/1_v$) an. Daß der Anfangsbereich nicht entsprechende Maximalwerte durchläuft, ist den mehrfachen Be- und Entlastungen des Spannungsvorganges zuzuschreiben, die eine Auflockerung des Bodens nahe der Verpreßkörperoberfläche verursachen. Ein sehr viel schärferes Bild, das dann auch betreffs der bezogenen Verschiebungen mit den Ergebnissen des Ankers V2A6 weitgehend übereinstimmt, zeichnet sich ab, wenn jeder einzelne Belastungszyklus separat betrachtet wird. Nach jeder Entlastung verbleibt ein gegenüber der vorhergehenden Vorlasteinstellung geänderter Spannungszustand im Verpreßkörper zurück (s. Kap. 6.3), welcher auch eine entsprechende Veränderung in der Scherzone bewirkt hat. Jedoch herrscht in der neu eingenommenen Kornanordnung ein Gleichgewichtszustand, den die nun folgende neue Lasteintragung durch den Verpreßkörper zu verändern sucht.

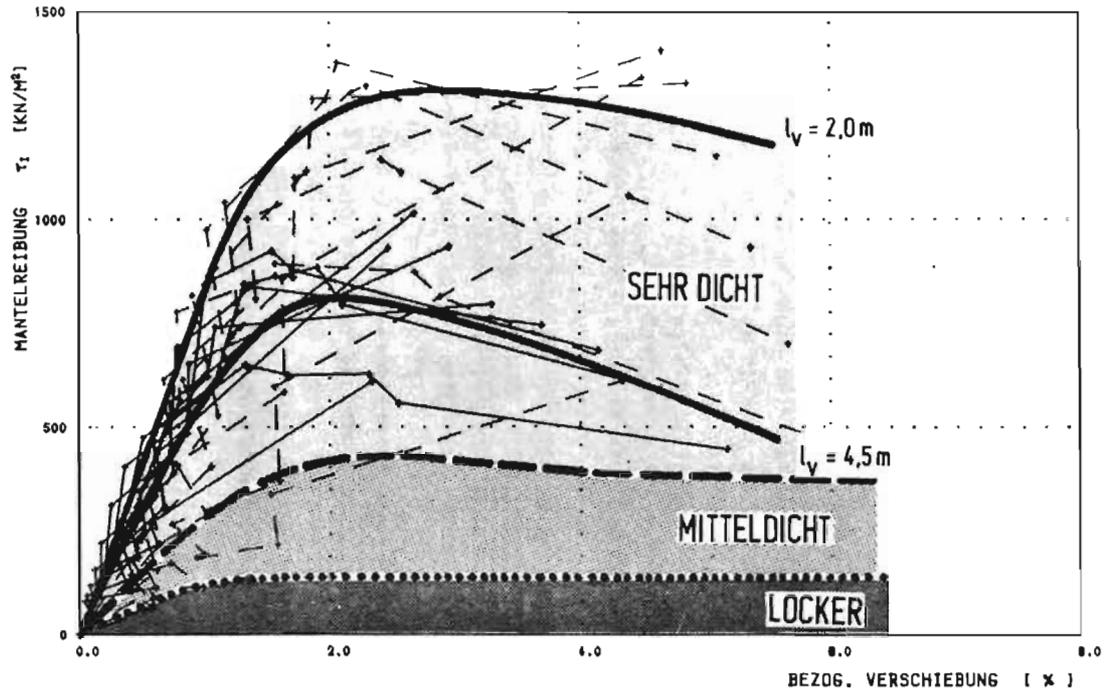


Abb. 28: Vereinfachte Mantelreibungs-Verschiebungs-Beziehungen von VerpreBankern in locker, mitteldicht und sehr dicht gelagertem Sand

Folglich befindet sich der Boden mit jeder Vorlasteinstellung in einem Ausgangszustand, der einem neuen Abschervorgang ausgesetzt wird. Unter Berücksichtigung der Mantelreibungsverteilungen der Vorlast als Nullzustand kristallisiert sich ein Mantelreibungsgrenzwert heraus, der jetzt für den Anker V2A5 mit $\tau_j = 950 \text{ kN/m}^2$ angegeben werden kann.

Wie unterschiedlich sich der kurze und der lange Verpreßanker in demselben sehr dicht gelagerten Boden verhalten, stellen die Auswertungen des Ankers V2A6 im Vergleich dar. Erst nach einer Anfangsverschiebung von ca. 0,5% durch die Aufbringung der Vorlast von 50 kN entsteht infolge einer sich einstellenden Radialspannung eine Art Formschluß zwischen Verpreßkörper und Boden, woraufhin sich ein proportionales Verhalten zwischen Mantelreibung und bezogener Verschiebung entwickelt. Das Durchlaufen der Abhängigkeiten mit zunehmender Verschiebung erfolgt nun wie beim Anker V2A5. Die sich dabei durchweg höher ausbildenden Mantelreibungen mit den zugeordneten Verschiebungen sind ebenfalls bei Berücksichtigung der Residualkräfte zu reduzieren (s. Abb. 28). Trotzdem ist der Grenzwert der Mantelreibung gegenüber dem des Ankers V2A5 relativ hoch ($\tau_j = 1350 \text{ kN/m}^2$). Hinter dieser Tatsache verbirgt sich keine bodenmechanische Unregelmäßigkeit. Die hohe spezifische Lastkonzentration verursacht im Boden eine hohe Verspannung in Längs- und Querrichtung, welche wiederum ein großes Bodenvolumen mobilisiert, rechnerisch aber durch die relativ sehr viel kleinere Verpreßkörperoberfläche ($l_v = 2,0 \text{ m}$) erfaßt wird.

Zusätzlich könnten aber auch weitere Umstände an der Ausbildung dieser hohen Mantelreibungswerte beteiligt sein:

- die Anzahl der Belastungszyklen

Der Anker V2A6 wurde in 6 Laststufen zur Bruchlast von $A_{Br} = 620$ kN gespannt, wogegen diese Last bei Anker V2A5 in drei Laststufen aufgebracht wurde. Es ist sehr wohl möglich, daß sich durch diese langsame und "stetige" Laststeigerung in kleinen Schritten eine optimale Mantelreibungs-Verformungs-Entwicklung mobilisieren konnte.

- örtlich höher verdichteter Sandboden im Verankerungsbereich

Durch die Lagerungsdichtebestimmungen ist diese Vermutung nicht nachweisbar, jedoch durch die Art des Versuchsboden einbaus an dieser Stelle (Abkippen des Materials in die Grube) denkbar.

- bereits "vorgespannter" Verankerungsbereich

Das Spannen des in 1,5 m Abstand angeordneten Verpreßkörpers des Ankers V2A5 (auf der Höhe von $0,6.z/l_v$ bis $1,0.z/l_v$ in paralleler Lage) verursachte eine verspannte und verfestigte Verankerungszone, die jetzt - beim Zugversuch des Ankers V2A6 - höhere Mantelreibungen zuläßt.

9. Triaxialversuche an Sandproben

Die Scherfestigkeit eines Bodens wird im bodenmechanischen Labor entweder in einem direkten Scherversuch oder in einem Triaxialversuch an einer Bodenprobe routinemäßig bestimmt. Es stellte sich die Frage, welches dieser beiden Verfahren zur Untersuchung des Versuchssandes herangezogen werden sollte. Das Ziel der Untersuchungen sprach für das Triaxialgerät: Mit Hilfe der Ergebnisse, die bei dieser Versuchsanordnung eindeutig zu definieren sind, sollte der Nachweis der gemessenen hohen Mantelreibungswerte an den Verpreßkörperoberfläche erbracht werden.

Zuviele Unzulänglichkeiten im Vergleich der beiden Scherprobleme, das Abscheren einer Probe im Labor und das Abscheren längs eines Verpreßkörpers in situ, schlossen den Einsatz des einfachen und deshalb breitest angewendeten direkten Scherversuchs aus. Der in diesem Gerät entlang einer fest vorgeschriebenen Ebene erzwungene Bruch in einer dünnen Scherzone entspricht nicht dem Abschervorgang, welcher an bzw. nahe der Mantelfläche des Verpreßkörpers erfolgt. Durch die Konstruktion eines parallelgeführten Schergerätes, in dem die Drehung der Kopfplatte unmöglich gemacht wird, konnte WERNICK (1978) diese Problematik umgehen und die Bedingungen an der Ankeroberfläche in guter Näherung simulieren. Jedoch werden auch durch dieses System die Fehler bei der Einleitung der Randspannungen nicht unterbunden.

Als Alternative stand der Triaxialapparat zur Verfügung. Aber auch von dieser Versuchsanordnung kann nicht behauptet werden, daß der an der Probe herbeigeführte Abschervorgang die Bruchverhältnisse längs des Verpreßkörpers besser repräsentiert. Die unterschiedlichen kinematischen Randbedingungen sind nur schwer zu vereinbaren: Beim Triaxialversuch sind die Bewegungsmöglichkeiten in radialer Richtung gegeben, an der

Verpreßkörperoberfläche sind sie weitgehend behindert. Es besteht im wesentlichen nur in Richtung Verpreßkörperachse - durch den Verpreßkörper selbst initiiert - eine Dehnungsmöglichkeit des Bodens, wie sie auch beim Triaxialversuch (zylinder- und axialsymmetrischer Druckversuch) in umgekehrter Richtung vorliegt.

Eine Analogie zwischen beiden Abscherproblemen ist trotzdem nicht zu übersehen. Zum Zweck einer näherungsweise, vergleichenden Darstellung wird der Verpreßkörper in eine horizontale Lage gebracht. Das Bodeneigengewicht (Bodenauflastspannung) lastet auf der Mantelfläche, in axialer Richtung wird die Zugkraft aufgebracht. Eine in die parallele Anordnung gedrehte Triaxialprobe wird ganz entsprechend durch die beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_3 beaufschlagt, wobei der Seitendruck σ_3 der Auflastspannung entspricht und der Axialdruck σ_1 - zwar mit negativem Vorzeichen - mit der Ankerzugkraft übereinstimmt. Unter Annahme dieser Äquivalenz bleibt nur das Problem der Ausbildung der sich frei einstellenden Scherzone und ihrer Richtung unklar. Beim Freilegen der Verpreßkörper konnte sie nicht (auch nicht als Andeutung) aufgefunden werden. Die einzige Erklärung scheint dafür zu sein, daß der Boden in der Verankerungszone infolge der Scherkrafteintragung längs des Verpreßkörpers solange die Tendenz zur Änderung seines Volumens aufweist, bis im Zustand eines kritischen Spannungsverhältnisses ein volumenkonstantes Abscheren stattfindet. Dabei bildet sich eine nicht wahrnehmbare Scherzone aus.

Volumenkonstantes Abscheren bedeutet, daß Volumenänderungseigenschaften, die im allgemeinen jeder Boden bei Scherbeanspruchung aufweist, weder negativer (Dilatanz oder Auflockerung) noch positiver (Kompression oder Verdichtung) Natur auftreten.

Die Annahme dieser kinematischen Grenzbedingungen in nächster Nähe des Verpreßkörpers ist von entscheidender Bedeutung für die Größe der auftretenden Mantelreibungen. Mit Zunahme der Ankerbelastung erhöht sich die Radialspannung auf die Verpreßkörperoberfläche allmählich bis sich zwischen der Scher- und Normalspannung ein "wirksames Gleichgewicht" einstellt. In dem Augenblick, in dem dieses Gleichgewicht durch weitere Laststeigerung gestört wird, tritt der Bruch ein (FEDA 1963).

Die Untersuchungen zielten somit nicht nur auf die Bestimmung der Scherfestigkeit, sondern auch auf das Volumenänderungsverhalten der Sandproben unter unterschiedlichsten Spannungsverhältnissen, welche nur im Triaxialgerät bewerkstelligt werden konnten.

9.1 Versuchsapparatur und Durchführung der Versuche

Der Versuchsstand mit einer eingebauten und unter Zellen- druck stehenden Probe des Versuchssandes wird in Abb. 29 gezeigt.

Die Abmessungen der Sandproben mit 10,1 cm Durchmesser und 20,7 cm Probenhöhe (Volumen $V_0 = 1665 \text{ cm}^3$) waren - bedingt durch das Versuchsgerät - erheblich größer als jene von sonst üblichen Standardversuchen. Durch die Wahl dieses Triaxialsystems mit den zugehörigen großen Probenabmessungen sollte eine möglichst große Identität der betrachteten Abscherflächen geschaffen werden. Außerdem gestattete eine größere Probe eine Versuchsdurchführung mit gesteigerter Genauigkeit. Die Reibung an den Endflächen wurde bei allen Versuchen bewußt nicht ausgeschaltet, da sie nach BISHOP/GREEN (1965) bei einem Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probe > 2 keine signifikante Auswirkung auf die Scherfestigkeit eines kohäsionslosen Bodematerials hat.

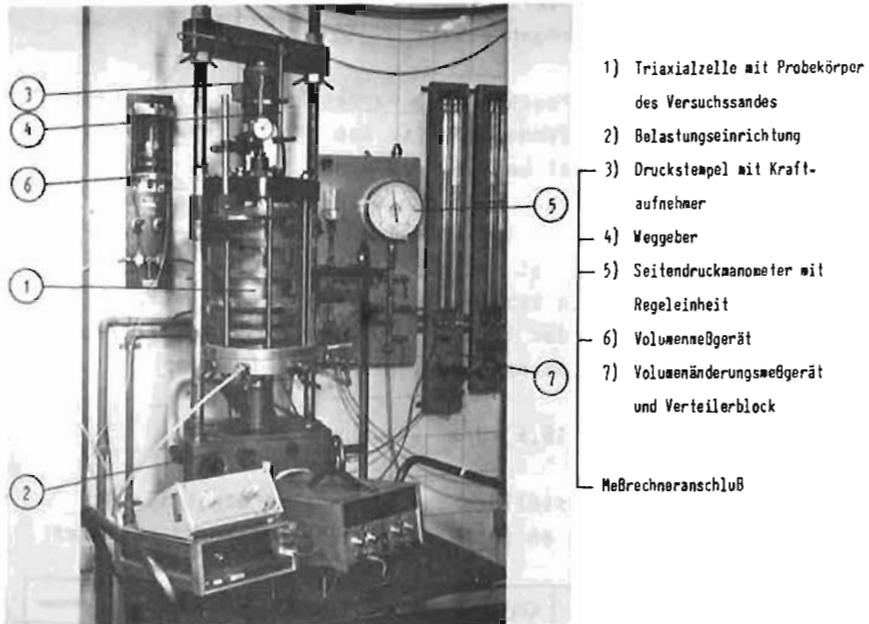


Abb. 29: Triaxialversuchseinrichtung
(System Wykeham Farrance)

Die Methode der Versuchsdurchführung entsprach einem konsolidierten (dem Abscheren vorausgehende Konsolidation bei geöffnetem Porenwasserdrucksystem) und dränierten (offenes System beim Abscheren) Versuch (CD-Versuch). Das Abscheren der Probe erfolgte mit konstantem Vorschub, die kontinuierliche Registrierung der Druck- und Weggebergrößen wurde durch einen Meßrechner gesteuert.

Die schwerpunktmäßige Untersuchung des Volumenänderungsverhaltens des Sandes erforderte eine Beobachtung der Versuche über das Bruchkriterium hinaus. Daher wurden die Versuche meist

erst bei vollständiger Zerstörung bzw. bei einer bestimmten Verformung der Proben abgebrochen.

Die Probekörper des Versuchssandes wurden mit denselben Lagerungsdichten bzw. Trockendichten (s. Kap. 4.4.1) hergestellt, welche das Bodenmaterial bei den einzelnen Versuchsreihen der Ankerzugversuche aufwies. Bei den Anfangsserien der Untersuchungen (Versuche 1 bis 10) - in Tab. III ist das gesamte Versuchsprogramm dargelegt - wurden diese Proben systematisch mit einem einheitlichen Seitendruck $\sigma_3 = 45 \text{ kN/m}^2$ geprüft, der aufgrund einer in der Versuchsgrube vorliegenden lotrechten Spannung (Auflastspannung) festgelegt wurde:

$$\sigma_3 = \sigma_z = \gamma \cdot z = 18,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m} \approx 45 \text{ kN/m}^2$$

Tabelle III: Zusammenstellung der Ergebnisse der Triaxialversuche an gestörten Proben des Versuchssandes

Versuch Nr.	q (t/m^2)	q _d (t/m^2)	a ₁ (t/cm^2)	a ₁ ^{loaz} (N/cm^2)	a ₁ ^o (%)	bei σ_3			Versuchstyp	v wacker (%)	v nachher (%)	Vorschub (cm/min)
						$\epsilon_1 = \Delta h/h_0$ (%)	$\Delta r/r_0$ (%)	$\Delta V/V_0$ (%)				
1	2,159	2,065	4,5	52,25	11,61	1,45	0,47	- 1,62	CD	4,5	4,4	0,08
2	2,156	2,040	4,5	40,79	9,06	1,74	0,16	- 1,55	CD	4,4	5,6	0,016
3	2,160	2,062	4,5	41,50	9,46	1,24	0,09	- 0,76	CD	4,8	4,4	0,016
			8,0	59,20	7,51	2,19	- 1,11	CD				
			8,0	-	-	-	-	-	CU			
4	2,051	1,964	4,5	33,38	7,42	1,61	0,47	- 1,79	CD	4,4	4,0	0,016
5	2,050	1,963	4,5	33,45	7,36	1,63	0,25	- 0,76	CD	4,4	3,5	0,08
6.1	2,050	1,964	4,5	30,88	6,86	2,48	0,57	- 1,51	CD	4,4	4,4	0,08
6.2	2,050	1,967	4,5	36,17	8,04	2,16	1,58	- 1,41	CD	4,3	4,8	0,08
7	2,050	1,965	4,5	35,82	7,78	1,60	0,09	- 0,34	GD	4,3	4,3	0,00081
8.1	1,846	1,768	4,5	21,00	4,67	5,26	1,92	- 0,13	CD	4,4	4,4	0,016
8.2	1,847	1,771	4,5	19,36	4,44	5,09	2,30	- 0,34	CD	4,3	4,1	0,016
9	1,846	1,767	6,0	27,12	4,52	8,74	2,46	0,90	CD	4,5	4,8	0,016
10.1	1,846	1,768	4,5	19,61	4,36	7,65	5,20	- 0,30	CD	4,4	4,5	0,08
10.2	1,848	1,771	4,5	19,10	4,25	5,20	3,89	- 0,05	GD	4,4	4,4	0,08
11	2,049	1,959	25,0	135,8	5,43	4,47	-	- 0,14	CD	4,58	4,48	0,016
12	2,049	1,960	25,0	142,0	5,68	4,53	-	- 0,51	CD	4,52	4,72	0,08
13	2,049	1,959	45,0	271,2	5,14	5,09	-	0,32	GD	4,36	4,54	0,08
14	2,152	2,054	25,0	166,8	6,67	2,72	-	- 0,38	CD	4,56	4,41	0,08
15	2,153	2,059	25,0	171,0	6,87	2,91	-	- 0,20	CD	4,53	4,55	0,016
16	2,153	2,059	45,0	272,2	6,05	4,10	-	- 0,49	GD	4,55	4,52	0,08
17	1,849	1,771	25,0	107,0	4,28	12,57	-	1,92	CD	4,44	4,48	0,08
18	1,850	1,769	45,0	170,2	3,96	12,95	-	1,47	CD	4,34	4,58	0,08
19	1,850	1,768	45,0	178,6	3,77	13,06	-	3,66	CD	4,52	4,55	0,08
20	1,850	1,768	45,0	185,4	4,12	14,79	-	3,42	CD	4,62	4,52	0,08

Die beiden wesentlich höheren Seitendrucke von $\sigma_3 = 250$ und 450 kN/m^2 der folgenden Versuchsserien wurden unabhängig von erddrucktheoretischen Überlegungen gewählt. Durch sie sollte ein möglichst breiter Belastungsbereich, der eventuell in dieser Größe durch die allmähliche Zunahme des Radialdruckes an der Ankeroberfläche auftritt, abgedeckt werden. Eine Veränderung der Ausgangsdichte der Proben, die bei der Vorkonsolidierung durch diese hohen allseitig wirkenden Spannungen - insbesondere bei den locker gelagerten Sandproben - durchaus eintreten konnte, wurde in der Auswertung nicht berücksichtigt.

Auch wurde bei den Versuchen der ersten Versuchsserien mit unterschiedlichen Vorschub- bzw. Stauchungsgeschwindigkeiten laboriert. Jeweils eine Probe gleicher Trockendichte wurde mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,08$ und $0,016 \text{ mm/Min}$ abgedrückt. Ihre Wahl beruhte mehr oder weniger auf einer überschlagmäßigen Abschätzung von eventuell auftretenden "Abschergeschwindigkeiten" an der Oberfläche des Verpreßkörpers beim Zugversuch:

Dauer des "reinen" Belastens des Ankers: ca. 3 bis 15 h
Mittl. Verschiebung des Verpreßkörpers: ca. 15 mm

Die Variation der beiden Vorschubgeschwindigkeiten brachte aber letztlich durch die zu geringe Anzahl an Versuchen keine greifbaren Erkenntnisse, so daß im wesentlichen die weiteren Versuche mit $v = 0,08 \text{ mm/Min}$ durchgeführt wurden. Dieser gewählte Vorschub wich zudem nicht zu stark von empfohlenen Stauchungsgeschwindigkeiten ab und lieferte betrieblich überschaubare Versuchszeiten.

9.2 Versuchsergebnisse

In wenigen Diagrammen soll eine Übersicht über die Ergebnisse der Triaxialversuche und ihre konkrete Auswertung hinsichtlich der gestellten Aufgabe gegeben werden.

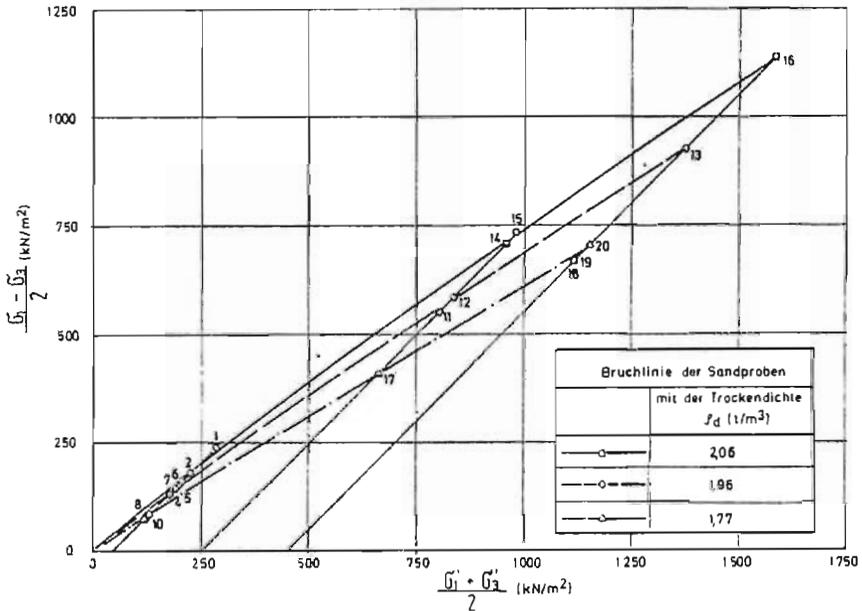


Abb. 30: Spannungsspuren der CD-Versuche an gestörten Sandproben

Die Abb. 30 mit der Darstellung der Spannungsspuren im $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ - Diagramm vermittelt ein anschauliches Bild über die Bruchzustände der Sandproben der Einzeluntersuchungen. Es sind die Endpunkte (Extrempunkte) der Spannungsspuren dargestellt, sie sind mit unterschiedlichen, den entsprechenden Lagerungsdichten zugeordneten Symbolen markiert.

Die jeweils gleiche Symbole verbindenden, leicht gekrümmten "Ursprungsgeraden", werden als Bruchgeraden bezeichnet. Aus ihren Steigungen α' kann durch die Beziehung

$$\sin \phi' = \tan \alpha'$$

der jeweils zugehörige Scherparameter ϕ' ermittelt werden.

Durch die leicht konkave Krümmung wird die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der mittleren Hauptspannung σ'_m angedeutet. Eine Auftragung der Mohr'schen Spannungskreise gestattet eine genauere Ermittlung der Extremwerte der Reibungswinkel (für $\sigma'_m \rightarrow 0$ und $\sigma'_m \rightarrow \infty$) für die unterschiedlich gelagerten Proben. Diese Grenzwerte (in Tab. IV als Bereich geführt) liegen bei Böden in sehr dichter Lagerung am weitesten auseinander - die größten Reibungswinkel bei kleinen Seitendrücken -, wogegen die locker gelagerten Proben bei allen gefahrenen mittleren Hauptspannungen nahezu konstante Reibungswinkel aufweisen. Die Bruchlinie bzw. Scherlinie ist linear.

Ein zutreffender Scherparameter für den Bruchzustand (am "peak" der Scher-Verformungs-Beziehung) einer dicht gelagerten Probe kann somit nur bei Kenntnis des mittleren Hauptspannungszustandes angegeben werden. Als repräsentative Scherwinkel wurden zunächst die Sekantenreibungswinkel (aus den Steigungen der Sekanten der Scherlinien) bestimmt und vorgreifend als Peakwerte ϕ'_p aufgelistet. Im Vergleich zu den angegebenen Bereichsgrenzen möglicher Reibungswinkel (s. Tab. IV) befinden sie sich am unteren Ende der Skala. Der zunehmend ausgeglichene Verlauf (Linearität) der Bruchlinien ab einer mittleren Hauptspannung von ca. $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 = 500 \text{ kN/m}^2$ ließ dies vermuten.

Die Restwerte ϕ'_r wurden wiederum aus Scher-Spannungs-Diagrammen durch Auftragungen der Endablesungen der jeweiligen Versuche gleicher Lagerungsdichte gewonnen. Wie zu erwarten, läuft dieser residuale Reibungswinkel auf einen einheitlichen Restwert hinaus, im Mittel bei ca. $\phi'_r = 39^\circ$. Er entspricht der Bruchscherfestigkeit des Sandes in lockerer Lagerung bzw. liegt deutlich unter den Bruchreibungswinkeln mitteldichten und sehr dichten Sandes, welche in Folge des Dilatanzeffektes mit zunehmender Lagerungsdichte überproportional ansteigen.

Tabelle IV: Beim Triaxialversuch ermittelte Reibungswinkel ϕ' des Versuchssandes

Lagerungsdichte D	Trockendichte ρ_d (t/m^3)	Reibungswinkel ϕ' ($^\circ$)		
		Bereich	ϕ'_p	ϕ'_r
1,14	2,06	57 - 46	46	39
0,76	1,96	51 - 42	42	40
0,28	1,77	39,5 - 37	38	37,5

Die übliche Darstellungsweise der Hauptspannungsdifferenzen ($\sigma_1 - \sigma_3$) und die bezogene Volumenänderung $\Delta V/V_0$ als Funktion der Stauchung ϵ_1 sind in Abb. 31 angegeben. Der Einfluß des zunehmenden Seitendruckes auf die Spannungs-Verformungs-Kurven der Proben hoher Trockendichte (durchgezogene Linie) liegt in einer Zunahme der Hauptspannungsdifferenzen bei gleichzeitig zunehmender Verformung. Die Kurven durchlaufen

den "peak" zunehmend abgerundet und sinken mit anwachsender Verformung auf eine Deviatorspannung ab, die mit dem Endwert der Spannungs-Verformungs-Kurven der mittleren und kleinen Trockendichten bei entsprechendem Seitendruck übereinstimmt. Einen ähnlichen Verlauf nehmen die Kurven mittlerer Trockendichte (gestrichelte Linie). Die aufnehmbaren maximalen Hauptspannungsdifferenzen sind allerdings gegenüber jenen hoher Trockendichte wesentlich kleiner. Von völlig anderem Charakter sind die Spannungs-Verformungs-Kurven der locker gelagerten Proben. Hier liegt kein "peak" vor, die Enddeviatorspannung wird erst nach großer Verformung erreicht.

Die Volumenänderung in Abhängigkeit von der Verformung der Proben zeigt mit Zunahme des Seitendruckes ein abnehmend dilatantes Verhalten. Während bei dicht gelagerten Proben die Dilatation selbst bei hohem Seitendruck nach geringer Verformung noch immer ausgeprägt negativ ist, d.h. die Scherzone lockert sich auf, wird sie bei mitteldicht gelagerter Probe durch den hohen Seitendruck nahezu unterdrückt. Die Proben in lockerem Lagerungszustand weisen alle positive volumetrische Änderungen (Komprimierung) auf, die zwar bei geringem Seitendruck abklingen und sogar mit zunehmender Verformung Auflockerungserscheinungen zeigen. Höhere Seitendrucke bewirken höhere Verdichtungen der Proben, die naturgemäß nach großen Verformungen wieder abnehmen.

Die bei einem CD-Versuch gebräuchliche Auftragung der Hauptspannungsverhältnisse in Abhängigkeit von der Stauchung wird in Abb. 32 gezeigt. Dieses Diagramm ist die dimensionsreine Darstellung der Hauptspannungsdifferenzen als Funktion der Verformung (s. Abb. 31 oben).

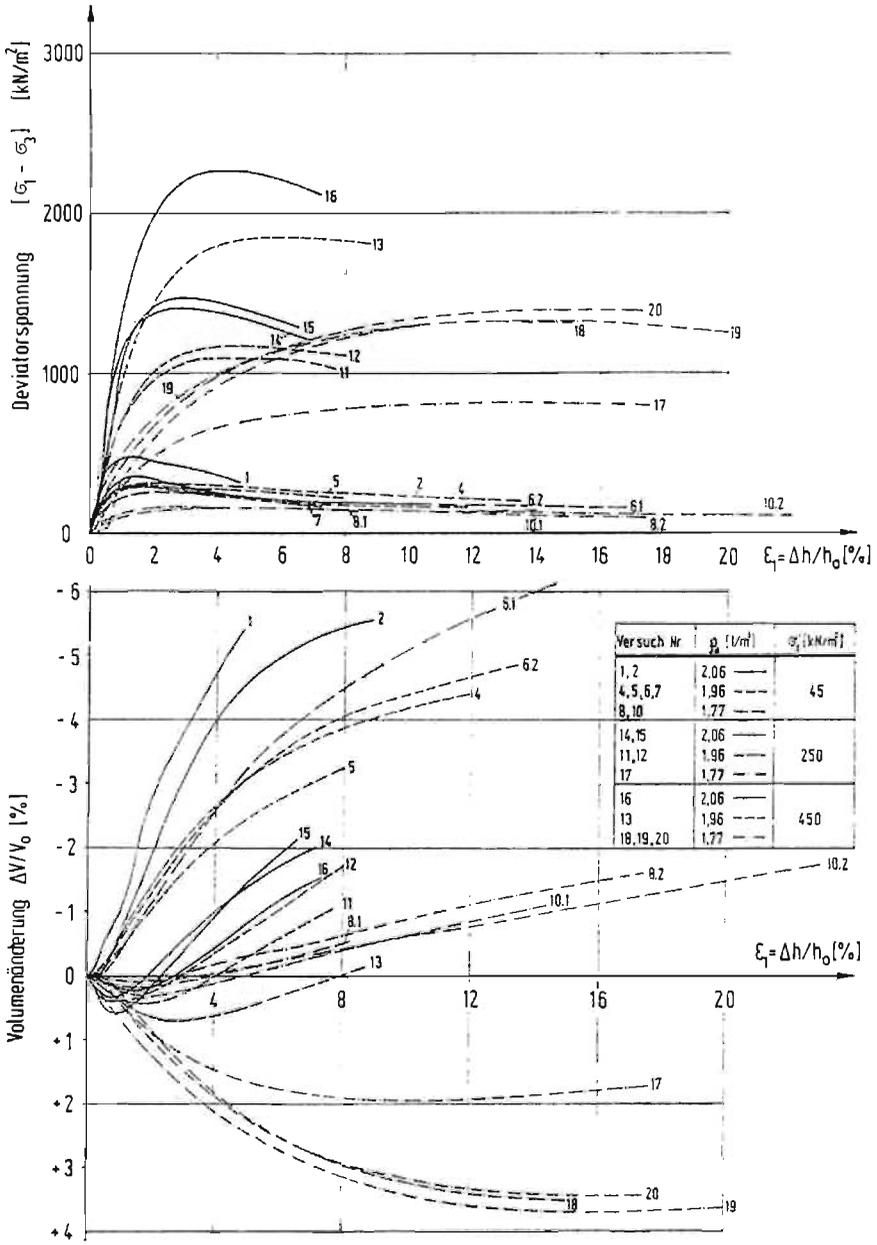


Abb. 31: Spannungs-Verformungs- und Volumenänderungs-Verformungs-Beziehungen des Versuchssandes

Die kritischen Hauptspannungsverhältnisse σ'_1/σ'_3 - durch verschiedene Symbole gekennzeichnet - der Versuche gleicher Lagerungsdichten liegen auf Hyperbeln, welche bei den Versuchsergebnissen in lockerer Lagerung nur noch andeutungsweise besteht. Diese Funktionen möglicher kritischer Spannungsverhältnisse deuten durch die Beziehung

$$\sigma'_1/\sigma'_3 = f(\epsilon_1) \quad \text{im Bereich} \quad (\sigma'_1/\sigma'_3)_{\min} = \tan^2(45^\circ + \phi'_{\min}/2)$$

max

ebenfalls eine Variabilität des Reibungswinkels innerhalb einer Lagerungsdichte an, wie sie bereits oben diskutiert wurde.

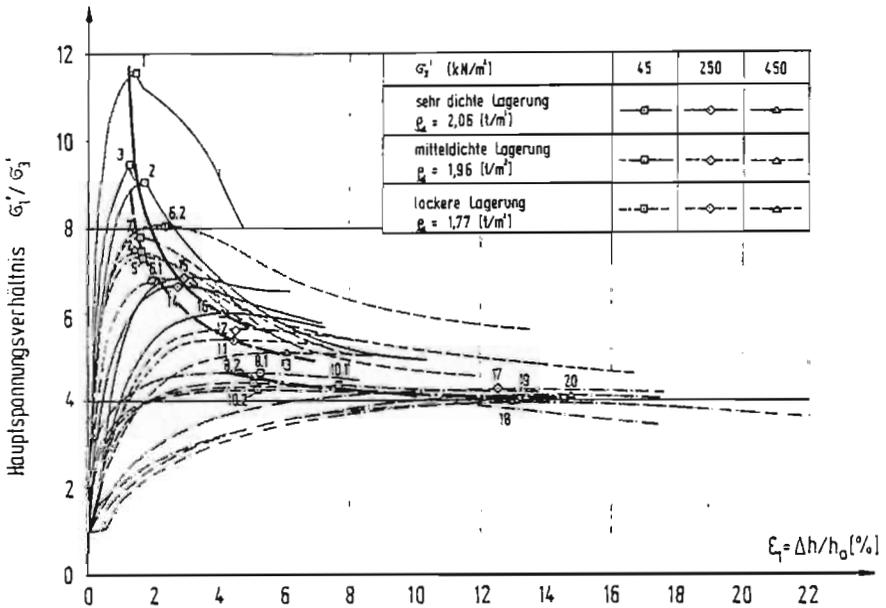


Abb. 32: Kritische Hauptspannungsverhältnisse σ'_1/σ'_3 des Versuchssandes

9.3 Vergleich der Spannungs-Verformungs-Beziehungen mit den Mantelreibung-Verschiebungs-Beziehungen

Die allgemein von Sand bekannte, sehr ausgeprägte Abhängigkeit der Scherfestigkeit von den Volumenänderungseigenschaften beim dränierten Abscheren konnte durch die Reihenuntersuchungen am vorliegenden Versuchssand quantitativ aufgezeigt werden. Vor allem wird die Beobachtung wichtig, daß dieser Sand bei hohen Seitendrücken bis zu einer gewissen Verformung, die kleiner ist als die Bruchverformung, kompressibel ist (vgl. Versuch 16), bei größerer Verformung jedoch dilatiert. Der Seitendruck von $\sigma_3^1 = 450 \text{ kN/m}^2$ hat bei diesem Versuch an einer dicht gelagerten Probe noch nicht ausgereicht, um die Dilatationserscheinungen auch bei großen Verformungen zu überdrücken (wie das beispielsweise bei Versuch 13 - mitteldichte Lagerung - möglich war).

Durch die Annahme eines volumenkonstanten Abscherens nahe der Mantelflächen der VerpreBanker sind in Analogie bei den Laboruntersuchungen jene Spannungszustände zu ermitteln, in denen die geprüften Probekörper im Bruchzustand keine Volumenänderung erfahren haben. Die gesuchten "kritischen" Seitendrücke σ_{3k}^1 wurden hierzu mittels grafischer Interpolation nach einer Auftragung der Volumenänderung bei kritischen Hauptspannungsverhältnissen in Abhängigkeit von den aufgebrachten Seitendrücken σ_3^1 ermittelt. Abb. 33 zeigt das für diese Auswertung aufgestellte Hilfsdiagramm. Die Schnittpunkte der ausgleichenden Verbindungskurven der Triaxialversuchsergebnisse an Proben entsprechender Trockendichte mit der Ordinate $\Delta V/V_0 = 0$ zeigen die kritischen Seitendrücke σ_{3k}^1 an. Sie können für die locker und mitteldicht gelagerten Sandproben eindeutig mit $\sigma_{3k}^1 = 90 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\sigma_{3k}^1 = 275 \text{ kN/m}^2$ bestimmt werden.

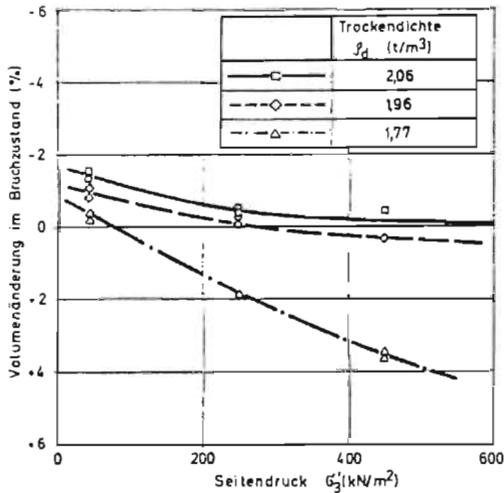


Abb. 33: Volumenänderungen im Bruchzustand bei auf-
gebrachten Seitendrücken

Der kritische Seitendruck des sehr dicht gelagerten Sandes ist nur in etwa zu nennen; er wurde für die vorliegenden Versuche zu $\sigma'_{3k} = 600 \text{ kN/m}^2$ extrapoliert. (LEE/SEED (1967) berichten über eine nahezu volumenkonstant zu Bruch gefahrene Probe aus feinkörnigem, nichtbindigen Material in sehr dichter Lagerung, wozu ein Seitendruck von ca. 2000 kN/m^2 aufgebracht werden mußte!)

In einer ergänzenden Darstellung wurden in Abb. 34 die kritischen Seitendrücke den Trockendichten gegenübergestellt und eine Funktion des Seitendruckes in Abhängigkeit von der Trockendichte aufgezeichnet. Bei Übertragung dieses Zusammenhanges

auf den Versuchssand im Verankerungsbereich kann daraus folgendes interpretiert werden: Durch eine Lagerungsdichteänderung des Sandbodens - eine entweder durch die Ankerherstellung bedingte oder als Folge einer Lasteintragung (z.B. Vorlast) durch den Anker hervorgerufene Inhomogenität des Bodens im verpreßkörpernahen Bereich - eines ursprünglich lockeren bzw. mitteldichten Zustandes wird eine signifikante Änderung des Radialdruckes erforderlich, um ein Abscheren unter volumenkonstanten Verhältnissen herbeizuführen. Die kritischen Radialspannungen (= kritische Seitendrücke) in sehr dichtem Sand übertreffen die Werte geringerer Lagerungsdichten um ein Vielfaches. Hier genügen bereits geringfügige Dichteänderungen in der Umgebung des Verpreßkörpers, um den zum Bruch (wiederum unter volumenkonstanten Bedingungen) erforderlichen Radialdruck exponentiell emporschnellen oder abfallen zu lassen.

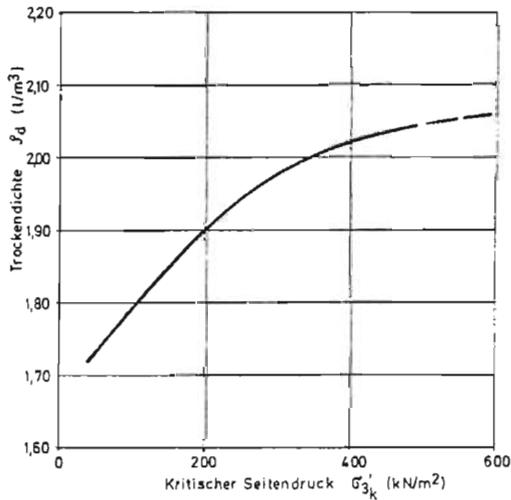


Abb. 34: Kritischer Seitendruck als Funktion der Trockendichte des Versuchssandes

Stets unter dem Aspekt des ebenen Problems kann jetzt über Beziehungen des τ - σ -Diagrammes der Spannungszustand als Normalspannung σ_n und Scherspannung τ in der Scherzone bei Bruchbeanspruchung errechnet werden. Fallweise wurden diese Berechnungen unter Verwendung der Triaxialergebnisse der unterschiedlichen Lagerungsdichten durchgeführt. Dabei wurde auf die Sekantenreibungswinkel (Kap. 9.2) zurückgegriffen. Mit Vorgabe der kritischen Seitendrücke wird nun ersichtlich, daß die mittleren Hauptspannungen in einem Bereich liegen, in dem die Bruchlinien abflachen, d.h. die Reibungswinkel konstant bleiben und sie damit für die vorliegenden Auswertungen die Bezeichnung "peak-Wert" tatsächlich zu Recht tragen (vgl. Tab. IV).

Tabelle V: Ermittlung der Vergleichsgrößen Scherspannung und -verformung aus den Ergebnissen der Triaxialversuche an Proben des Versuchssandes

		Lagerungsdichte des Versuchssandes			
			locker	mittel	sehr dicht
Scher-Verformungs-Ergebnisse	Trockendichte ρ_d	t/m ³	1,77	1,96	2,06
	kritischer Seitendruck σ'_{3k}	kN/m ²	~ 90	~ 275	~ 600
	Reibungswinkel φ'_p	°	38	42	46
	kritisches Hauptspannungsverhältnis σ'_1/σ'_3	-	4,20	5,04	6,13
	Verformung ε_1	%	≥ 5	2 ÷ 6	1,5 ÷ 4
Spannungen in der Scherzone	Normalspannung σ_n	kN/m ²	~ 146	~ 458	~ 1032
	Scherspannung $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \varphi'_p$	kN/m ²	114	412	1069
Mantelreibungs-Verschiebungs-Ergebnisse	ideelle Mantelreibung τ_i	kN/m ²	~ 150	350-400	950-1350
	bezogene Verschiebung	%	≥ 5	2 ÷ 6	1,5 ÷ 4,5

In Tab. V sind die Ausgangswerte der Berechnungen aufgelistet und die sich ergebenden Scherspannungen den aus den Dehnungsmeßdaten ermittelten Mantelreibungsgrößen τ_i der Ankerzugversuche gegenübergestellt. Bei den drei untersuchten Lagerungszuständen des Versuchssandes ist eine bemerkenswerte Übereinstimmung in der Größenordnung der Ergebnisse zu erkennen. Sie besteht nicht nur bei den Scherspannungen mit den ideellen Mantelreibungen, sondern auch die zugeordneten Spannungswege der Laborversuche kommen denjenigen der Ankerzugversuche sehr nahe.

Von Interesse ist eine Gegenüberstellung der kritischen Seitendrucke σ'_{3k} , im Analogiemodell die Normalspannung auf die Mantelfläche des Verpreßkörpers, und der mittleren Bodeneigengewichtsspannung σ_z in der Tiefe z des Verpreßkörpers im Boden. Dieses von OSTERMAYER (1970) mit "Verspannung" bezeichnete Spannungsverhältnis wurde bisher mehr oder weniger willkürlich zwischen 2 und 8, je nach Bodenart eines nichtbindigen Bodens, angenommen. Bei den vorliegenden Versuchen decken diese Annahmen jedoch nur den Boden in lockerer bzw. mitteldichter Lagerung ab. In sehr dicht gelagertem Sand liegt ein weit höheres σ'_{3k}/σ_z -Verhältnis vor. Hier kann der >13-fache Wert der Auflastspannung ermittelt werden, wobei diese Größe möglicherweise einen unteren Grenzwert darstellt.

10. Elastizitätstheoretische Betrachtung des Verankerungsproblems

Die bisher geführten Untersuchungen haben sich auf die Analyse der Tragfähigkeit von Verpreßankern und ihrer experimentellen Verifikation konzentriert. Dabei standen naturgemäß stets die Fragen des Grenzzustandes im Vordergrund. Die Situation, die sich hinsichtlich Spannungen bzw. Formänderungen des Bodens infolge der Lasteintragung eines Verpreßankers außerhalb der Abscherzone zwischen Verpreßkörper und Boden im umliegenden, größeren Verankerungsbereich ergibt, lag außerhalb dieser Betrachtungen.

Zur abgerundeten, und für die vorliegende Arbeit abschließende Behandlung des Problemkreises "Verpreßanker", soll jetzt der Versuch gemacht werden, den bisherigen Betrachtungshorizont zu erweitern und die mechanischen Reaktionen des den Verpreßkörper umgebenden Bodens im Halbraum zu erkunden und zu beschreiben. Zu diesem Zweck wird an einen weit zurückliegenden, von MINDLIN (1936) erwähnten Vorschlag erinnert, mit seinen Lösungen der elastizitätstheoretischen Gleichungen "die Bedingungen im Boden, die durch einen Anker verursacht werden, zu approximieren".

Die nun folgende Untersuchung ist somit durch die Anwendung der Elastizitätstheorie gedanklich vollkommen von den obigen Ausführungen zu trennen. Alle Unzulänglichkeiten und Unvereinbarkeiten, die beim Vergleich des Materials der klassischen Elastizitätstheorie (homogen, elastisch und isotrop) mit dem Material des Baugrundes im allgemeinen bzw. hier mit dem Versuchssand der Versuchsgrube - u.a. durch die Triaxialversuche (s. Kap. 9) aufgezeigt - geltend gemacht werden können, müssen dabei hingenommen werden.

Es werden demnach die elastischen Eigenschaften des Sandes - eine in geringen Lastbereichen durchaus berechnete Annahme - anstelle eines expliziten Stoffgesetzes durch die beiden voneinander unabhängigen Konstanten Elastizitätsmodul E und Poissonzahl ν beschrieben.

Aber nicht nur hinsichtlich des Bodens werden Idealisierungen vereinbart, auch in der Frage der Belastung des Bodens durch den Verpreßanker sind Vereinfachungen zu treffen. Die Zugkraft-eintragung erfolgt längs eines vollkommen starren Verpreßkörpers, dessen Durchmesser auf die Symmetrieachse ($d_0 \rightarrow 0$) reduziert wurde. Die Ankerkraft wird somit linienförmig an das Kontinuum abgegeben.

Der Bezug zu den vorliegenden Ankerzugversuchen wird durch realistische Angaben der Eingangsgrößen für die Auswertungen der nachfolgenden Fallstudien (Kap. 10.2) hergestellt.

- Die elastischen Konstanten des Sandes konnten in von dieser Arbeit getrennten Untersuchungen der Triaxialversuchsergebnisse in Abhängigkeit der Verformung der Proben angegeben werden. Dies führte aber nicht zu einer nichtlinearen Auswertung, sondern aus Gründen des numerischen Rechenaufwandes wurde mit den für die unterschiedlich dichten Lagerungszustände charakteristischen Mittelwerten als konstante Größen ein linear elastischer Ansatz gewählt.
- Die Lastverteilungen, die längs der Verpreßkörperachsen wirkend eingesetzt werden, sind Ergebnisse der Zugversuche an den instrumentierten Verpreßankern. Ihre schematisierten Verteilungsformen (s. Kap. 7.3) in unterschiedlich gelagertem Bodenmaterial bei maximaler Beanspruchung der Anker werden zur fallweisen Untersuchung herangezogen.

Die Verwendung der Bruchlastbilder steht im Widerspruch zum elastischen Ansatz. Diese Diskrepanz wird aber durch eine dimensionslose Analyse irrelevant, so daß letztlich die Auswirkungen der während eines Spannungsvorganges möglichen Ausbildungsformen der Lastbilder, unabhängig von der absoluten Höhe der Zugkraft, auf die Spannungsverteilung im Halbraum studiert werden.

- Die geometrische Situation des Verpreßkörpers im Boden in
Länge des Verpreßkörpers $l_v = 5,0$ m
mittlere Tiefenlage $z \approx 5,0$ m
Neigung des Ankers $\alpha = 20^\circ$
stimmen in etwa mit den in der Versuchsgrube vorliegenden Verhältnissen überein.

Diese Vereinbarungen der genannten Randbedingungen zwischen den Großversuchen und dem Idealbild eines elastisch isotropen Halbraumes tragen dazu bei, daß sich die Studie nicht zu weit vom praktischen Beispiel entfernt. Ihre stark idealisierten Ergebnisse gewähren eine Vorstellung der zur Frage stehenden Vorgänge im Boden. Dieser Einblick erschien interessant genug, um hier gezeigt zu werden.

Gemäß den Voraussetzungen und Restriktionen, die dieser elastischen Betrachtung anhaften und die eine praktische Anwendung der Ergebnisse im Prinzip ausschließen, soll die Untersuchung einen nicht zu breiten Raum einnehmen.

10.1 MINDLIN'sche Lösungen der Elastizitätsgleichungen

Die MINDLIN'sche Arbeit "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid" schloß die Lücke zwischen den von Kelvin abgeleiteten fundamentalen Lösungen der Elastizitätstheorie über den Fall einer im Innern eines unendlich ausgehenden Vollraumes angreifenden Einzellast und den klassischen Gleichungen von Boussinesq, durch die die Spannungen im Halbraum infolge eines an der waagrechten Oberfläche erfolgenden Lastangriffes präzisiert werden.

Die Annahme einer im Innern eines Halbraumes angreifenden lotrechten oder waagrechten Einzellast stimmt zwar in größerem Maße mit baupraktischen Gegebenheiten überein, jedoch fanden die sehr umfangreichen Gleichungen zur Ermittlung des Spannungszustandes bzw. der Verformungen bei der Lösung praktischer Aufgaben aus Gründen der schwierigen Handhabung wenig Resonanz. Wie aus dem nachfolgenden zusammengestellten Gleichungen für die Spannungen in der x,z-Ebene (die weiteren Untersuchungen werden sich ebenfalls auf den zweidimensionalen Raum beschränken) ersichtlich wird, sind sie ohne Vereinfachung nur im Einzelfall für ausgewählte Fragen der Bodenmechanik und des Grundbaues und nur mit Unterstützung durch Großrechner zu bewältigen.

Spannungen infolge Einzellast senkrecht zur Halbraumboberfläche:

$$\sigma_x = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3x^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu)[3(z-c)+4\nu(z+c)]}{R_2^3} - \frac{3(\nu-4\nu)x^2(z-c)-6c(z+c)[(1-2\nu)z-2\nu c]}{R_2^5} \right. \\ \left. - \frac{30cx^2z(z+c)}{R_2^7} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{z^2}{R_2^2} \right) \right]$$

$$\sigma_z = \frac{F}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right]$$

$$\tau_{zx} = \frac{P_x}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c) - 3c(3z+c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^2}{R_2^7} \right]$$

Spannungen infolge Einzellast parallel zur Halbraumboberfläche:

$$\sigma_x = \frac{P_x}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(5-4\nu)}{R_2^3} - \frac{3x^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)x^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \left(3 - \frac{\pi^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right) \right. \\ \left. + \frac{6c}{R_2^5} \left(3c - (3-2\nu)(z+c) + \frac{5x^2z}{R_2^2} \right) \right]$$

$$\sigma_z = \frac{P_x}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{(1-2\nu)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)(z+c)^2}{R_2^5} + \frac{6c}{R_2^5} \left(c + (1-2\nu)(z+c) + \frac{5z(z+c)^2}{R_2^2} \right) \right]$$

$$\tau_{zx} = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3x^2(z-c)}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)x^2(z+c)}{R_2^5} - \frac{6c}{R_2^5} \left(z(z+c) - (1-2\nu)x^2 - \frac{5x^2z(z+c)}{R_2^2} \right) \right]$$

Im Zusammenhang von Berechnungen der Tragfähigkeit von axial belasteten Pfählen wurden schon mehrfach Lösungswege auf der Basis der Mindlin'schen Gleichungen aufgezeigt. Bei diesem Problemkreis wurde stets die Anwendung der Beziehungen für eine vertikale Einzellast praktiziert, die

- punktförmig in der Tiefe des Halbraumes
- als gleichförmige Linienlast von der Oberfläche bis in eine bestimmte Tiefe (GRILLO 1948)

- als linear mit der Tiefe zunehmende Linienlast (GEDDES 1966)
- als eine über zylindrische Elemente integrierte, konstante Linienlast einschließlich einer in der Tiefe anstehenden Einzellastfläche (POULOS/DAVIS 1968) angreift.

Die sicherlich geringere Bereitschaft den Baugrund auch im Falle eines horizontalen Lastangriffes elastisch zu betrachten, äußerte sich in einer sehr kleinen Anzahl von publizierten Anwendungsbeispielen zu dieser Thematik. Ein Beitrag über schräge Ramppfähle liegt von RAMIAH/CHICKANAGAPPA (1978) vor.

In Analogie zum Lastfall der vorliegenden Versuchsverpreßanker werden nun die Mindlin'schen Gleichungen für horizontale und vertikale in einer bestimmten Tiefe punktförmig angreifenden Einzellasten zur Bestimmung der Spannungsverteilung im Boden herangezogen.

10.2 Anwendung der MINDLIN'schen Lösung bei einer Last- eintragung durch Verpreßanker

Durch die uneingeschränkte Gültigkeit des Prinzips der Superposition bei den Grundgleichungen der Elastizitätstheorie liegt die Aufgabe nun darin, die nur für Einzelkräfte geltenden Mindlin'schen Gleichungen in Anzahl und Richtung derart zu überlagern, daß als Resultat die gewünschte Gesamtkraft in der Tiefe des Halbraumes angreift. Diese Gesamtkraft soll der Zugkraft eines Verpreßankers entsprechen, welche ausgehend von einem beliebigen Verlauf der Mantelreibung längs der Mantelfläche des Verpreßkörpers differentiell an den Boden abgegeben wird.

Zur Auflösung der flächig wirkenden Mantelreibungen in Einzelkräfte wird die Länge des Verpreßkörpers in n Elemente unterteilt, in deren Schwerpunkten die durch Integration der jeweiligen Mantelreibungsanteilen ermittelten Teilkräfte ΔF_n angreifen. Sie lassen sich durch die um α geneigte Anordnung des Ankers in einer

$$\begin{aligned} \text{Vertikalkomponente } \Delta F_{Vn} &= \Delta F_n \cdot \sin \alpha & \text{und} \\ \text{Horizontalkomponente } \Delta F_{Hn} &= \Delta F_n \cdot \cos \alpha \end{aligned}$$

ausdrücken.

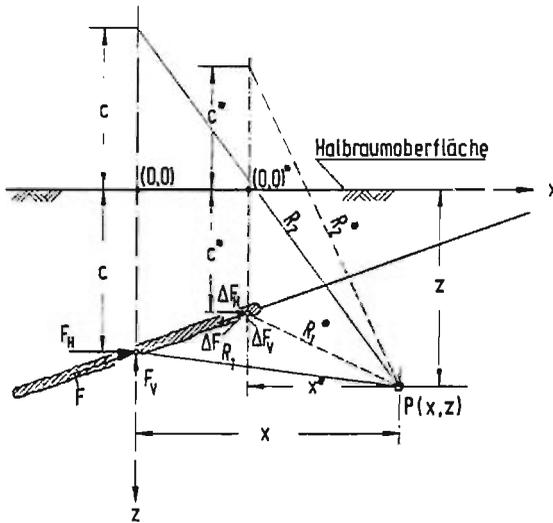


Abb. 35: Geometrische Zusammenhänge bei Anwendung der Mindlin'schen Lösung

Damit sind die Voraussetzungen zur Berechnung der Spannungen in einem beliebigen Punkt der x,z -Koordinaten mittels Mindlin'scher Beziehungen (vgl. Kap. 10.1) geschaffen. In einer Systemskizze (Abb. 35) wird diese Situation zunächst für eine punktförmig in der Verpreßkörpermitte $(0,c)$ angreifende Einzellast F und für eine Teillast ΔF in einem beliebigen Punkt $(0,c^*)$ längs der Symmetrieachse des Verpreßkörpers aufgezeigt.

Die unterschiedlichen Koordinatensysteme, die jeweils den Mindlin'schen Ansätzen vorgegeben sind, werden bezüglich des Betrachtungspunktes $P(x,z)$ im Halbraum durch eine Transformation - Bezugssystem für die folgenden Auswertungen ist ein Koordinatensystem mit einer durch die Verpreßkörpermitte verlaufenden z -Achse - der in die Beziehungen eingehenden geometrischen Größen (Abstand c des Lastzentrums zur Halbraumoberfläche, die Radien R_1 bzw. R_2 und der horizontale Abstand x des (bzw. des an die Oberfläche gespiegelten) Lastzentrums zum Betrachtungspunkt) in Einklang gebracht.

In n Berechnungsgängen wurden für jede Einzelteillastkomponente die Anteile der Spannungen im Betrachtungspunkt bestimmt, dessen Endspannungszustand durch Summation dieser Anteile ermittelt wurde.

10.3 Ergebnisse der Fallstudien

Die in den folgenden Schaubildern gezeigten Ergebnisse sind in Form von dimensionslosen Einflußwerten angegeben. Dies beruht auf einer Umformung der Mindlin'schen Ausgangsglei-

chungen in

$$J_{\sigma_{x,z}} = \sigma_{x,z} \cdot \frac{c^2}{F}$$

$$\text{bzw. } J_{\tau_{zx}} = \tau_{zx} \cdot \frac{c^2}{F} ,$$

wozu die geometrischen Abhängigkeiten in auf den Abstand c (des Lastzentrums von der Halbraumoberfläche) bezogene Verhältnissgrößen ausgedrückt wurden.

Der untersuchte Bereich des Halbraumes in der Umgebung des Verpreßkörpers wurde somit als Vielfaches des Abstandes c

$$-2,0 \leq N = x/c \leq 2,0$$

$$2,0 \leq M = z/c \leq 0,0$$

festgelegt, der wiederum in Anlehnung an die geometrischen Verhältnisse in der Versuchsgrube in etwa der Verpreßkörperlänge l_v (s. Kap. 10) entsprach. Innerhalb dieses Ausschnittes erfolgte die Bestimmung der Spannungen in den Punkten eines festgelegten Rasters, dessen Netzweite variabel gehalten wurde. Den vorliegenden Untersuchungen wurden wahlweise die Maschenweiten

in x -Richtung von 25 cm (Abb. 36) und
und 6,25 cm (Abb. 39 bis 41)

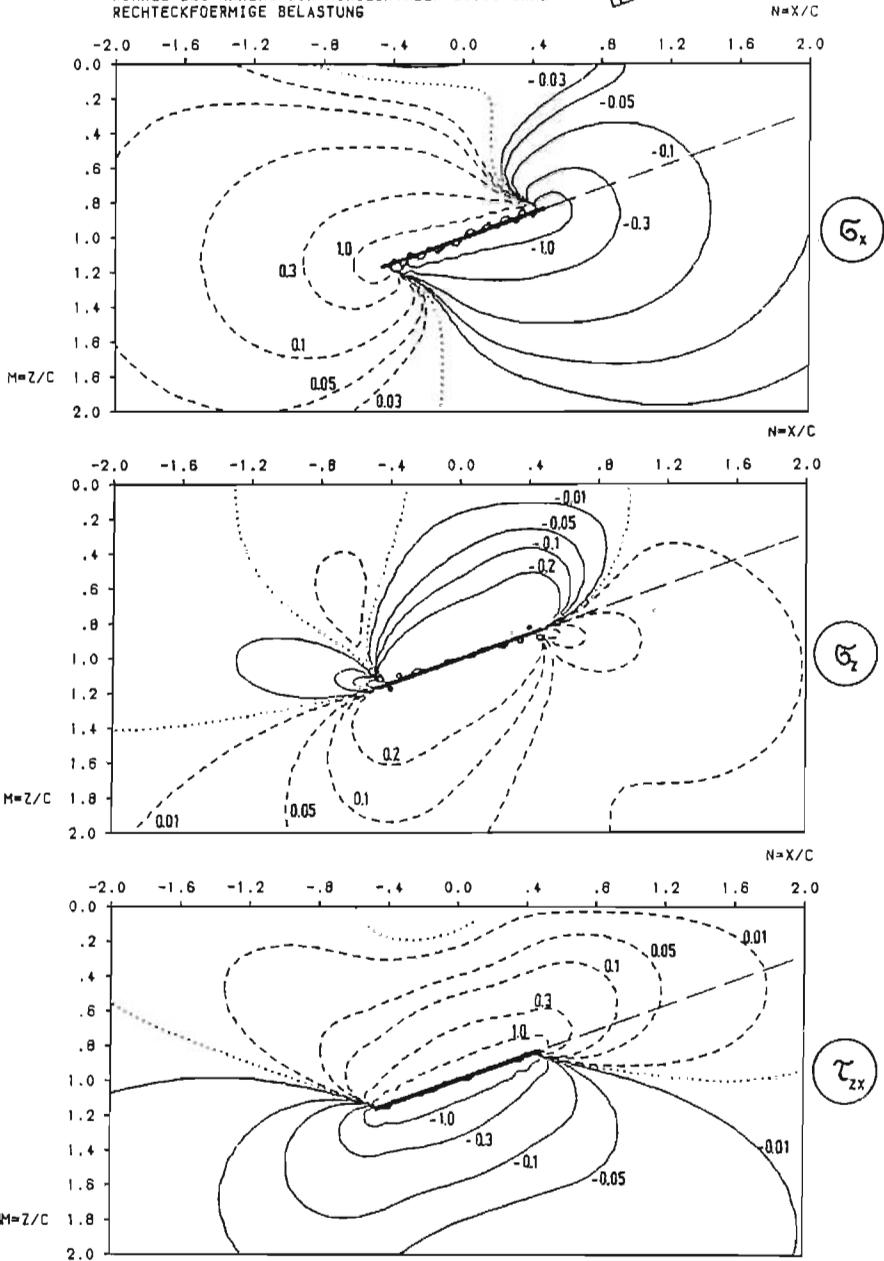
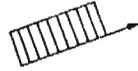
bzw. in z -Richtung von 12,5 cm (Abb. 36)
und 2,5 cm (Abb. 39 bis 41)

zugrunde gelegt.

Entgegen der üblichen Vorzeichenregelung in der Bodenmechanik wurde Zug positiv (in den Graphen strichliert), Druck stets negativ (durchgezogene Linie) definiert.

Abb 36: GRAPHISCHE DARSTELLUNG DER σ_x , σ_z , τ_{zx} -SPANNUNGEN DURCH EINFLUSSWERTE

C-TIEFE DES ANKERS IM KRAFTUEBERTRAGUNGSBEREICH
VON DER HALBRAUMOBERFLAECHE
NY=0.3
VERHAELTNIS ANKERLAENGE ZU C = 1.00
WINKEL DES ANKERS ZUR HORIZONTALEN=20.00 GRAD
RECHTECKFOERMIGE BELASTUNG



10.3.1 Spannungsverteilung von σ_x , σ_z und τ_{zx} bei konstanter Mantelreibungverteilung

Der Spannungszustand in einem Punkt $P(x,z)$ innerhalb eines Halbraumes wird in der Regel durch die in den Schnittflächen wirkenden Normalspannungen σ_x , σ_z und Schubspannungen τ_{zx} bzw. τ_{xz} eines rechteckförmigen Elementes um P definiert. In entsprechender Weise wurde bei der Lösung der vorliegenden Aufgabe vorgegangen und die in den genannten Rasterpunkten des Halbraumausschnittes die infolge einer konstanten Linienlast längs des Verpreßkörpers des Ankers resultierenden Spannungen - in Einflußwerten - ermittelt. Zu dieser ersten Studie wurde die in die Mindlin'sche Gleichungen eingehende Elastizitätskonstante ν keiner näheren Auseinandersetzung unterzogen und der in der Bodenmechanik für Sande eingeführte Wert der Poissonzahl von $\nu = 1/\mu = 3/10$ eingesetzt.

Die Einflußwertekarten in Abb. 36 stellen die Ergebnisse der Untersuchungen in getrennten Graphen dar. Die eingetragenen Linien verbinden jeweils Punkte gleicher Spannungen (Isobaren), wobei die gepunkteten Linien (Null-Linien) den Raum in Druck- und Zugbereiche aufteilen. Die Größenordnung der Spannungen selbst kann sehr schnell, ohne großen Anspruch an Genauigkeit, durch Multiplikation des direkt aus der Karte gegriffenen Einflußwertes J_{σ_x} , σ_z , τ_{zx} mit dem Faktor F/c^2 gewonnen werden.

In einiger Entfernung vom Verpreßkörper ist ihre Bestimmung ohne Mühe möglich. Bei Annäherung an die Lasteintragsstrecke wachsen jedoch die Werte von vernachlässigbar kleinen Beträgen rapide (asymptotisch) ins Unendliche an, was eine Bezugnahme von nahe der Mantelfläche ermittelten Einflußwerten in einer praktischen Aufgabenstellung (s. Kap. 10.4) fragwürdig erscheinen läßt.

Am Beispiel der τ_{zx} -Einflußwerteverteilung (Abb. 36 unten) wird dieser Verlauf in einer dreidimensionalen Darstellung, Abb. 37, gezeigt. Das "Spannungsgebirge" steigt bzw. fällt an der Kräfteintragungsgrenze ins Unendliche - hier durch einen Grenzwert dargestellt - an bzw. ab. (In den Einflußkarten wird dieser Grenzbereich programmtechnisch bedingt, durch ein starkes Oszillieren infolge der Interpolationspolynome, nur unscharf aufgezeichnet.)

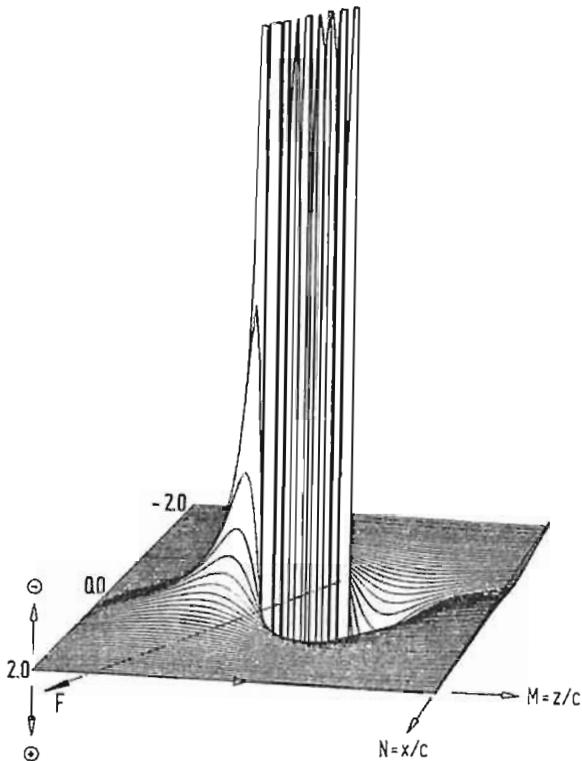


Abb. 37: Räumliche Darstellung der Einflußwerte $J_{\tau_{zx}}$

Die ermittelten Zugspannungen im Halbraum stehen in krassem Gegensatz zum tatsächlichen Verhalten des Bodens (ein reiner Reibungsboden wie beispielsweise der Versuchssand kann keine Zugspannungen aufnehmen). Dies ist die Konsequenz der Annahme des Materialkontinuums, welches die Elastizitätstheorie voraussetzt. Das Bild kann korrigiert werden, wenn dieser Untersuchung der Lastfall "Bodeneigengewicht" überlagert wird. Die positiven Größen, insbesondere die der σ_z -Spannungen, die bedeutend kleiner als die σ_x -Spannungen sind, werden so weit überdrückt, daß keine bzw. nur untergeordnete Zugspannungen auftreten werden.

10.3.2 Spannungsverteilung und Richtung von σ_I und σ_{II}

Die gezeigten Einzelschaubilder für die Einflußwerte der Spannungen bedürfen einer weiteren Verarbeitung, um einen informativen Überblick über die Bereiche des Bodens maximaler Beanspruchung infolge gegebener Lasteintragung durch den Anker zu gewähren. Die Ermittlung der extremen Spannungen im Halbraum und ihrer grafischen Darstellung verschaffte die erwünschte, aufschlußreiche Diskussionsgrundlage der folgenden Falluntersuchungen. Sie besteht aus der Auftragung (Abb. 39 bis 41) der Spannungsverteilung - wiederum durch Einflußwerte - in Form von Linien gleicher Spannungen der 1. (durchgezogene Linie) und 2. Hauptspannung (gestrichelte Linie) einschließlich einer erläuternden Trajektoriendarstellung in ausgewählten Punkten in der Umgebung des Verpreßkörpers (in Abb. 41 ist diese Unterscheidung nicht gültig).

Die flexible Gestaltung des Rechnerprogramms hinsichtlich der Lastverteilung längs des Verpreßkörpers erlaubte die Auswertung eines beliebigen Verlaufs der Mantelreibung. Es wurden drei (bereits mehrfach erwähnte) Beispiele möglicher Lasteintragungen ausgewählt und der so beanspruchte Boden einer Analyse unterzogen.

Analog den Aufzeichnungen der Ergebnisse der Mantelreibungsentwicklung (s. Abb. 21) treten jene Verteilungsformen einerseits im Laufe des Spannvorganges bei einem Verpreßanker in sehr dicht gelagertem Boden - bei idealisierender Betrachtung - hintereinander auf. Andererseits charakterisieren dieselben schematisierten Mantelreibungsverteilungen die "Bruchverteilungen" längs der Verpreßkörper in unterschiedlich dicht gelagerten Sandböden, zu deren entsprechenden Ausbildung völlig unterschiedliche Tragfähigkeiten erforderlich waren. Beiden Bezügen kommt die vorliegende ankerkraftunabhängige Auswertung entgegen, so daß die hierbei erstellten Einflußwertekarten ungeachtet der Tragfähigkeit den Randbedingungen genügen. Die Zugkraft selbst tritt erst bei der Bestimmung der Höhe der Spannungen als Faktor in Erscheinung.

Zugleich wurde bei den aufgezeigten Untersuchungen durch die Wahl der Poissonzahl eine gewisse Einschränkung der Allgemeingültigkeit der Ergebnisse gesetzt. Es wurde nicht, wie in Kap. 10.3.1 mit der Poissonzahl $\nu = 0,3$ verfahren, sondern bewußt zur Hervorhebung der Aussagen für die das Materialverhalten kennzeichnende Größe ν außerordentliche Werte angesetzt.

Die Poissonzahl der klassischen Elastizitätstheorie ist eine Materialkonstante, deren Wert sich zwischen den Grenzen $\nu = 0$ (querdehnungsfrei) und $\nu = 0,5$ (volumenkonstant) bewegt. Tatsächlich unterliegt sie aber einer funktionellen Abhängigkeit des Spannungs-Verformungs-Zustandes, in der sich das Material momentan befindet. Auf der Grundlage eines Berechnungsverfahrens (MAINI 1978), welches einzelnen Versuchswerten eines Spannungs-Verformungs-Zustandes die Zuweisung von

Elastizitätsmodul und Poissonzahl ermöglicht, wurden die Ergebnisse der Triaxialversuche am gleichen Versuchssand (Kap. 9) untersucht. In Abb. 38 wurden die festgestellten Tendenzen der Poissonzahl in Abhängigkeit der Probenstauung in geglätteten und gemittelten Kurvenverläufen für die jeweils geprüften Trockendichten zusammengetragen.

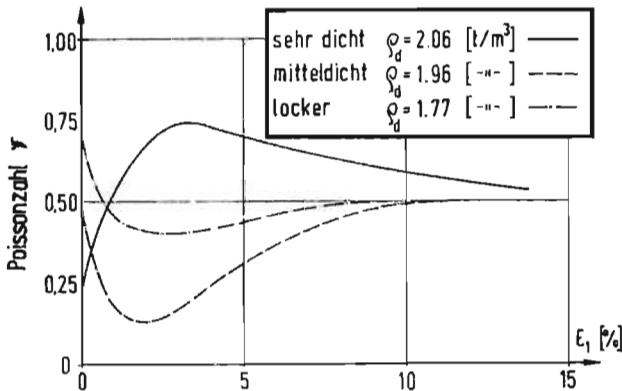


Abb. 38: Abhängigkeit der Poissonzahl ν von der axialen Stauchung ϵ_1 des Versuchssandes im Triaxialversuch

Bemerkenswert erscheint im Gegensatz zum Verhalten der lockeren und mitteldichten Lagerung des Sandes das von einem Anfangswert starke Anwachsen der Poissonzahl (über den Grenzwert von $\nu = 0,5$ hinaus) bei den Proben in sehr dichter Lagerung. Bei großen Verformungen nähert sich die Poissonzahl wie auch die der übrigen Lagerungsdichten dann dem Wert $\nu = 0,5$. Der Übergang von $\nu < 0,5$ zu $\nu > 0,5$ ist durch den Wechsel vom kompressiblen zum dilatanten Volumenänderungsverhalten der sehr dicht gelagerten Proben zu erklären (siehe auch Abb. 31).

Die quantitative Formulierung dieser aufgezeigten Abhängigkeiten erstreckte sich nur in einer Festlegung der für die jeweilige Lagerungsdichte maßgebenden Poissonzahl, durch die ein Höchstmaß an Übereinstimmung dieses Parameters mit den Versuchsbedingungen in der Versuchsgrube erzielt werden sollte. Sie erfolgte bezüglich der "Bruchverformungen" der Sandproben in einer konstanten gemittelten Größe (s. Tab. VI).

Tabelle VI: Zusammenstellung der hinsichtlich der Lagerungsdichten des Versuchssandes charakteristischen Poissonzahlen

Lagerungsdichte	Trockendichte ρ_d [t/m^3]	Verformung ϵ_1 [%]	Poissonzahl ν
sehr dicht	2,06	1,5-4	0,7
mitteldicht	1,96	2-6	0,2
locker	1,77	≥ 5	0,4

Die in einem weiteren Schritt vorgenommene Zuordnung der ermittelten Poissonzahlen zu den entsprechenden Mantelreibungsverteilungen eines Verpreßbankers bei der Bruchlast in einer bestimmten Lagerungsdichte ist somit in zweifacher Weise nicht im Sinne der die elastischen Eigenschaften des Bodens ansprechenden Theorie, welche nur bei relativ geringen, gegenüber jenen den Bruch auslösenden, Spannungen angenommen werden können. Dennoch wurde die Auswertung in dieser naheliegenden und konsequenten Konstellation durchgeführt, da sich in Kontrollrechnungen herausstellte, daß die Auswirkungen der Poissonzahl auf die Verteilung der Linien gleicher Spannungen (zumindest für die Linien $J_{\sigma I}, \sigma_{II} \approx \pm 1,0$) von untergeordneter Bedeutung ist.

Abb. 39: EINFLUSSWERTE J_I UND J_{II}

ZUR BESTIMMUNG DER HAUPTSPANNUNGEN σ_I UND σ_{II}
IM ELASTISCHEN HALBRAUM ($\nu = 0.4$)

ANKER MIT LINEAR ABNEHMENDER MANTELREIBUNGSVERTEILUNG
NEIGUNG $\alpha = 20^\circ$
GEOMETRISCHES VERHAELTNIS $K = L_V/C = 1.0$

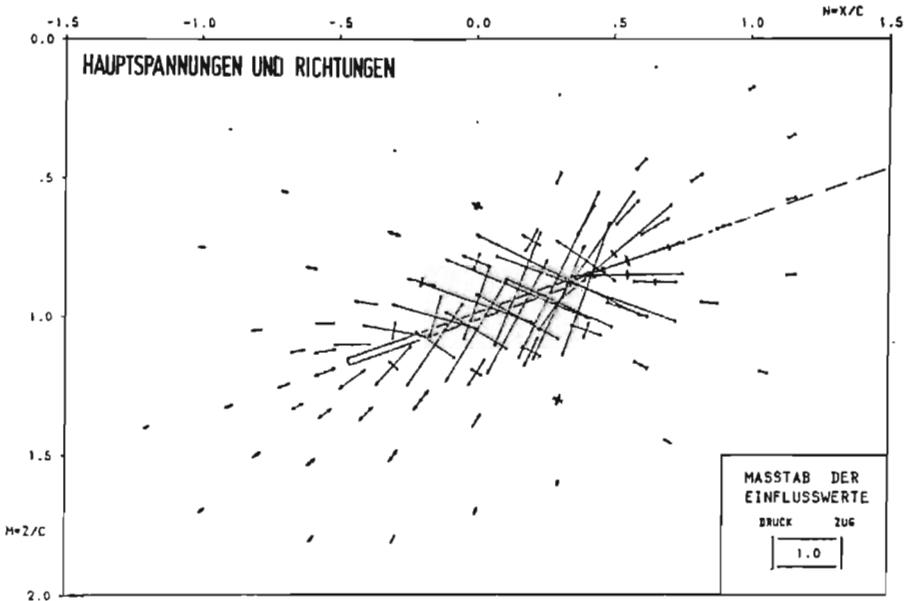
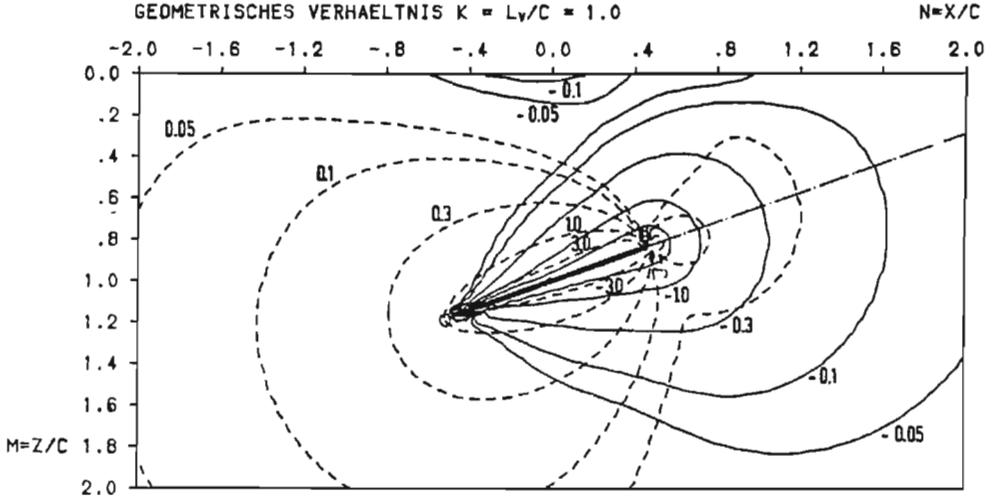
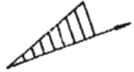


Abb.40: EINFLUSSWERTE J_I UND J_{II}

ZUR BESTIMMUNG DER HAUPTSPANNUNGEN σ_I UND σ_{II}
IM ELASTISCHEN HALBRAUM ($\nu = 0.2$)

ANKER MIT KONSTANTER MANTELREIBUNGSVERTEILUNG
NEIGUNG $\alpha = 20^\circ$
GEOMETRISCHES VERHAELTNIS $K = L_V/C = 1.0$



$N=X/C$

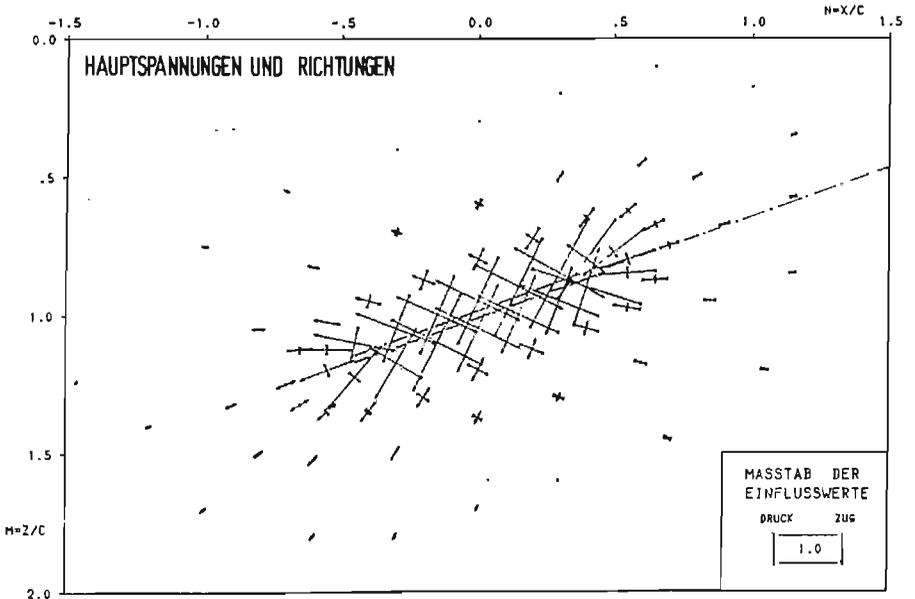
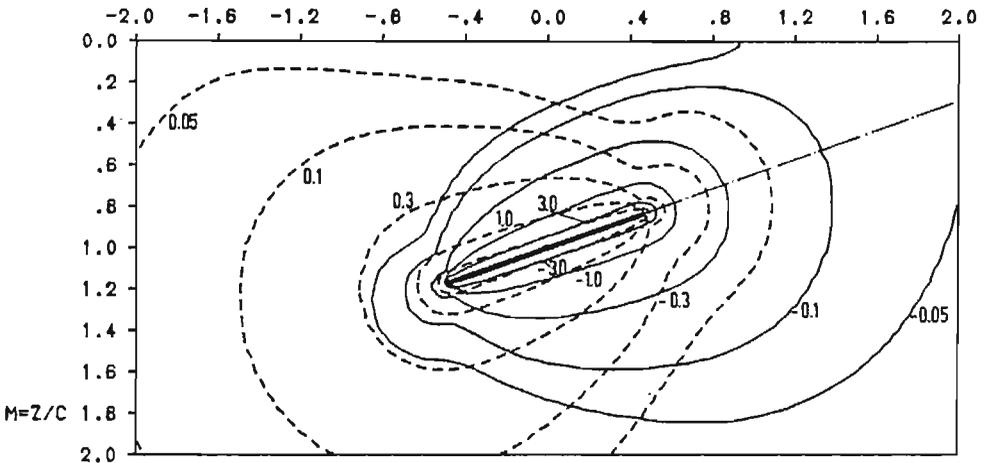


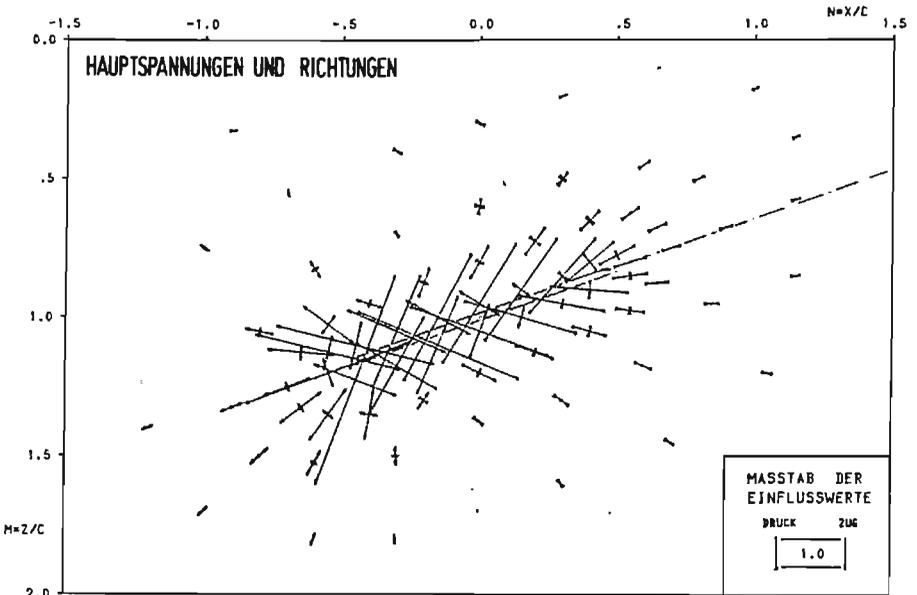
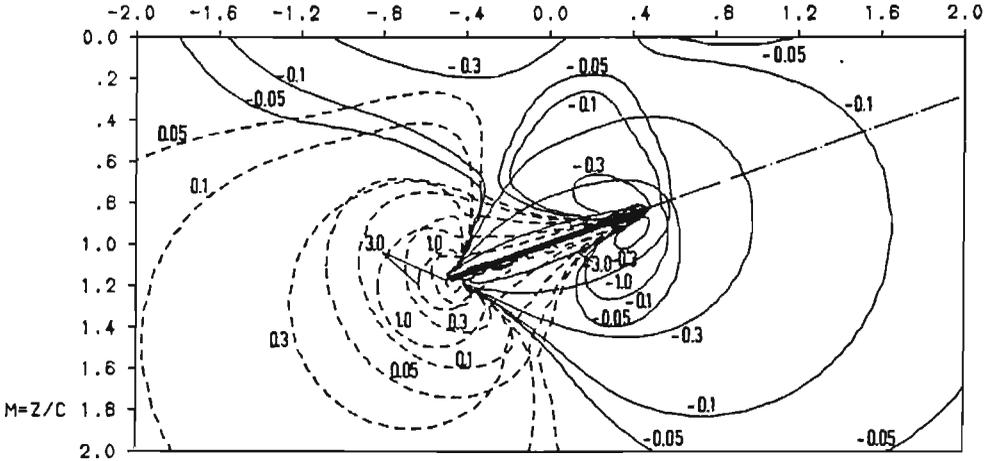
Abb. 41: EINFLUSSWERTE J_I UND J_{II}

ZUR BESTIMMUNG DER HAUPTSPANNUNGEN σ_I UND σ_{II}
IM ELASTISCHEN HALBRAUM ($\nu = 0.7$)

ANKER MIT LINEAR ZUNEHMENDER MANTELREIBUNGSVERTEILUNG
NEIGUNG $\alpha = 20^\circ$
GEOMETRISCHES VERHAELTNIS $K = L_V/C = 1.0$



$N=X/C$



In den Abb. 39, 40 und 41 sind die Ergebnisse der Hauptspannungsuntersuchungen dargestellt. Beim Vergleich der Linien gleicher Spannungen ist festzustellen, daß die Verlagerung des Schwerpunktes der Lasteintragung, durch die unterschiedlichen Mantelreibungsverteilungen dargestellt, in Richtung des Ankerendes ebenfalls eine Verlagerung der "Druckbirne" der 1. Hauptspannung in gleicher Richtung nach sich zieht. Die bei linear abnehmender Belastung tropfenförmigen "Birnen" nehmen eine längliche (konstante Belastung), dann rundliche (linear zunehmende Belastung) Form ein. Dies kann auch durch die Trajektoriendarstellung nachvollzogen werden; die sehr hohen Drücke (durch Druckpfeile gekennzeichnet) nahe der Ankerfront werden abgebaut, und bestehen aus in etwa konstanten, gleichgerichteten Drücken bei konstanter Lasteintragung. Bei linear zunehmender Mantelreibungsverteilung nehmen die dem Verpreßkörper zu gerichteten Druckkräfte im Boden mit der Verankerungslänge offensichtlich zu, um nahe dem Verpreßkörperende abrupt in Zugkräfte überzugehen.

Die "Zugzwiebeln" der 2. Hauptspannungen verhalten sich, was ihre Form anbetrifft, entgegengesetzt. Die rundlichen "Zwiebeln" bei linear abnehmender Lasteintragung werden bei konstanter Verteilung oval. Bei linear zunehmender Belastung in sehr dichtem Material bilden sich die 2. Hauptspannungen längs des Verpreßkörperanfangs als Druckspannungen aus, die auf Höhe des ersten Drittels des Verpreßkörpers durch Zugspannungen abgelöst werden. Die Isobaren dieser Zugspannungen entsprechen daraufhin wieder der allgemeinen Tendenz der 2. Hauptspannungen.

Die wenigen Hinweise, die diese Schaubilder im Hinblick auf die Ergebnisse der Dehnungsmeßeobachtungen bei den Großversuchen liefern können - dabei können die Rückschlüsse nur auf

ein Durchlaufen der verschiedenen Mantelreibungsverteilungen in unterschiedlichen Belastungsstadien eines Ankers in sehr dicht gelagertem Boden Bezug nehmen - sind folgende:

Ausgehend von der linear abnehmenden Mantelreibungseinleitung ist nahe der Ankerfront der Ansatz einer Spannungskonzentration mit Druckspannungen beider Hauptspannungen zu erkennen, die den Ausgangspunkt einer Umlagerung nach Überschreiten der Festigkeit des Bodens signalisiert. In Fortführung des Spannvorganges (gleichförmige Lasteintragung) kommt eine zweite Spannungskonzentration mit positivem Vorzeichen am Verpreßkörperende hinzu (durch die niedrige Poissonzahl von 0,2 tritt sie (Abb. 40) wenig ausgeprägt in Erscheinung). Die beiden Spannungsspitzen am vorderen und hinteren Ende des Verpreßkörpers sind von völlig konträrer Wirkung auf die Tragfähigkeit des Ankers. Auf der Druckseite wird bei entsprechender Zugkrafteintragung durch den Anker der Boden versagen, wogegen er im Zugbereich an der Kraftaufnahme nicht teilhaben kann. Nahe des übrigen Verpreßkörperbereiches liegt eine ausgeglichene Beanspruchung vor.

Der Abschluß des Umlagerungsprozesses wird durch die linear zunehmende Mantelreibungsverteilung ausgedrückt. Dennoch resultiert bei dieser Verteilungsfunktion noch immer nahe der Verpreßkörperfront eine ausgedehnte Zone hoher Druckspannungen, in der möglicherweise (in gewissen Bereichen) eine Plastifizierung des Bodens stattfindet. Am rückwärtigen Ende entsteht eine noch ausgeprägtere Zugzone mit höchsten Spannungen in beiden Richtungen. Dies deutet darauf hin, daß die Lasteintragung am Ankerende kein Maximum erhalten wird, sondern nach einem Höchstwert auf Höhe des letzten Drittels rasch auf den Nullwert zurückgehen muß (Abb. 17).

Bei kürzeren Ankern werden die beiden extremen Spannungszonen näher zusammenrücken, sich durch gegenseitige Spannungsabminderung ausgleichend beeinflussen, so daß der Boden die höchsten Scherkräfte auf Höhe der Mitte des Verpreßkörpers aufbringen wird (vgl. Abb. 19, Anker V2A6).

10.4 Versuch einer Mantelreibungsermittlung aus der Hauptspannungsverteilung

Trotz der zahlreichen Einwände, die gegen eine elastische Betrachtungsweise des Verankerungsproblems sprechen, soll die Bestimmung der Scherspannungen in einer fiktiven Scherfläche im Halbraum vorgenommen werden. Die Scherfläche entspreche einer Mantelfläche des Verpreßankers, wobei ihre geometrische Lage (Abstand von der Symmetrie- bzw. Lasteintragsachse) miteinander übereinstimmen. Die Einflußwerte der Punkte des untersuchten engmaschigen Rasters, welche sich auf der angenommenen Scherfläche und auf Höhe des zu Vergleichszwecken festgelegten bezogenen Verpreßkörperabschnittes z/l_v befinden, wurden zur Bestimmung der Spannungen in jenen geeigneten Schnittflächen herangezogen. (Aus Gründen des Platzbedarfes wurde auf einen Auszug der tabellarisch vorliegenden Einflußwerte verzichtet.) In erster Linie waren die in den 3 Fallstudien impliziten, maximal möglichen Schubspannungen von Interesse, die den ermittelten Mantelreibungsergebnissen der Großversuche gegenübergestellt werden sollten. Bei Vorgabe der Hauptspannungen und ihrer Richtungen erfolgte die Bestimmung auf grafischem Weg mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises (vgl. Abb. 42). Im einzelnen sind die Ausgangswerte und die Ergebnisse der Auswertung für die untersuchten Belastungsfälle in Tabelle VII zusammengestellt.

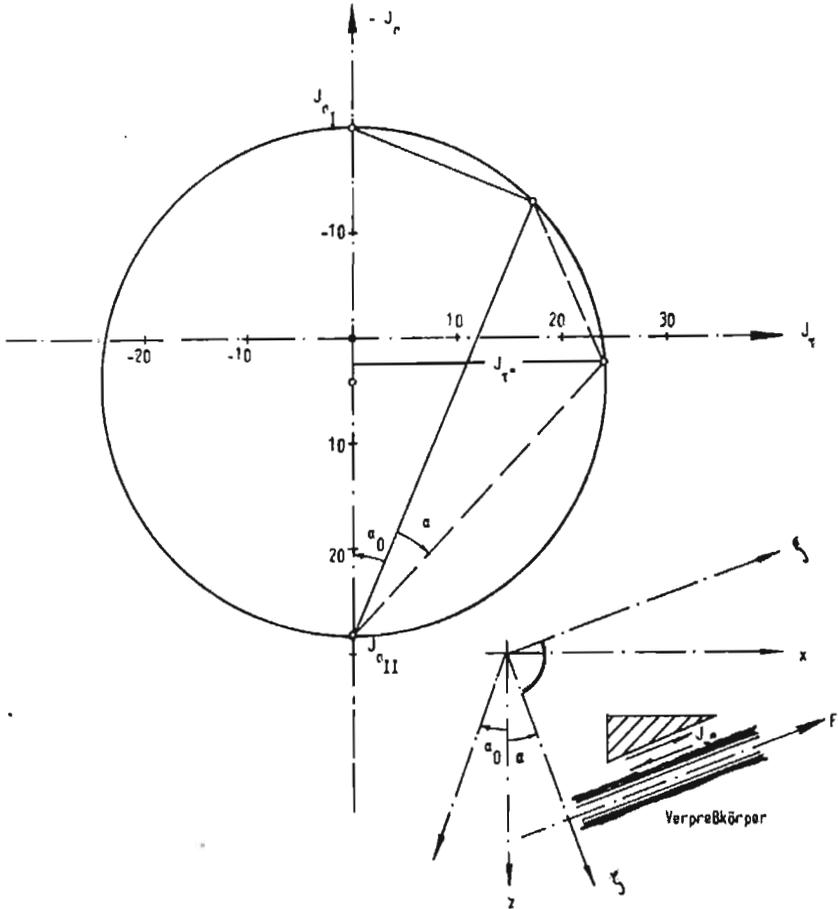


Abb. 42: Grafische Ermittlung der Einflußwerte der Schubspannungen $J_{\tau, \chi}$ am Beispiel konstanter Mantelreibungverteilung längs des Verpreßkörpers in mitteldichter Lagerung

Tabelle VII: Berechnung der Schubspannungen τ^* in der Mantelfläche eines Ankers auf der Grundlage der elastischen Betrachtung mit Gegenüberstellung entsprechender versuchstechnisch gewonnener Mantelreibungswerte τ_i

		Lagerungszustand des Versuchssandes		
		locker	witteldicht	sehr dicht
idealisierte Mantelreibungsverteilung im Bruchzustand				
Poissonzahl ν	-	0,4	0,2	0,7
Tiefe c	m	5	5	5
Verpreßkörperabschnitt z/l_v	-	0,1	0,3	0,85
Einflußwert J_{σ_I}	-	-22,97	-20,16	-23,06
Einflußwert $J_{\sigma_{II}}$	-	26,60	28,22	43,83
Richtung α_0 der Hauptspannung σ_I zur z-Achse	°	-30,7	-22,8	-40,3
Einflußwert J_{τ^*} auf Höhe des Abschnittes z/l_v eines unter $\alpha = 20^\circ$ geneigten Ankers	-	24,4	24,1	29,1
Ankerbruchlast F	kN	260	450	950
Schubspannung $\tau^* = J_{\tau^*} \cdot \frac{F}{c}$ an der Mantelfläche	kN/m ²	253,8	433,8	1105,8
ideelle Mantelreibung τ_i des Verpreßkörperabschnittes z/l_v (vgl. Abb. 27 und 28)	kN/m ²	~ 250	~ 400	~ 1000

Die beim Vergleich der Schubspannungen τ^* mit den charakteristischen Mantelreibungswerten τ_j entsprechender Lastfälle in unterschiedlich dicht gelagertem Versuchssand festgestellte gute Übereinstimmung ist mit Sicherheit mehr zufällig. Da die der elastischen Rechnung zugrunde gelegte Voraussetzung eines zumindest überwiegend elastischen Verhaltens des Bodens unter der Zugkraft nur bei genügend kleinen Verschiebungen gewährleistet ist, wird eine Ermittlung der Scherspannungen nur bei geringen Zugkräften ($F < F_{\text{Bruch}}$) eine in etwa zutreffende Orientierung über die auftretenden Mantelreibungen bieten können.

Bei größeren Belastungen treten in der Scherzone nahe der Verpreßkörperoberfläche plastische Verformungserscheinungen auf (Kap. 9). Die Möglichkeit der unendlichen Spannungsausbreitung wird dadurch gestört, die elastische Halbraumstudie stimmt nicht mehr mit den Gegebenheiten überein. Durch die Einarbeitung der Umlagerung infolge der plastischen Verformungen in den Lastverteilungsansatz und der Abstimmung und Anpassung der Poissonzahl auf die Bruchverformungen des Bodens wird jedoch eine relative Genauigkeit des Ergebnisses vorgetäuscht. Die Anwendung dieses Elastizitätskonzeptes kann aber letztlich nur als ungefähre bzw. ergänzende Richtungsweisung aufgefaßt werden.

11. Zusammenfassung

Die für die Verankerungspraxis so außerordentlich wichtigen Fragen des Langzeitverhaltens der Verpreßanker, des Wechsel-
lastverhaltens, letztlich die Frage nach dem Zwischenspiel
zwischen Anker und Bauwerk können erst einer Beantwortung ent-
gegensehen, wenn die grundsätzliche Diskussion über die, ins-
besondere in nichtbindigen Böden beobachteten, sehr hohen Trag-
fähigkeiten im Prinzip abgeschlossen ist. Dabei ist weniger
die Tragkraft in ihrer absoluten Größe von Interesse - sie
ist inzwischen durch praktische Erfahrungen hinreichend über-
schaubar - sondern die eindeutige Aufklärung sollte sich auf
die diese Kräfte begleitenden Vorgänge längs der Anker im um-
gebenden Boden beziehen, die das Zustandekommen der Tragkraft
eines Ankers bewirken.

In der vorliegenden Arbeit wurden diese Vorgänge zunächst auf
der Grundlage von insgesamt 24 Großversuchen in unterschiedlich
verdichtetem Versuchsboden durch die Erstellung eines Konzep-
tes des Tragfähigkeitsmechanismus aufgezeigt, das im wesent-
lichen durch die Mantelreibungs- und Verschiebungsentwicklungen
während eines Spannvorganges längs der Verpreßanker in Abhängig-
keit von der Lagerungsdichte seinen Ausdruck fand. Voraussetzung
hierzu war eine Instrumentierung der Verpreßanker, d.h. eine
Bestückung der Stahlzugglieder mit Dehnungsmeßstreifen, die
einen kontinuierlichen Aufschluß über die Dehnungen und damit die
Kräfteverteilung im Verpreßkörper ermöglichte.

Im ersten Teil der Auswertungen konnten die in den einzelnen
Lagerungsdichten des Versuchssandes auftretenden charakteri-
stischen Grenzmantelreibungen festgestellt werden, die in gu-
ter Übereinstimmung mit Ergebnissen ähnlicher, vereinzelt in
der Fachliteratur erwähnter Untersuchungen liegen.

Praktischen Niederschlag finden diese vollständigen Aufzeichnungen der Tragfähigkeitsmechanismen in einer Bezugnahme der einzelnen, längs der Verpreßkörper ermittelten sehr unterschiedlichen Mantelreibungen auf die bisher angenommenen, konstanten mittleren Mantelreibungen. Die Abhängigkeit dieser Mantelreibungsverhältnisse von der Bruchlast der Anker in unterschiedlicher Lagerungsdichte wurde für die beiden vorliegenden Verpreßkörperprüflängen von 2,0 und 4,5 m mittels Interpolation der Meßergebnisse bestimmt und in Beziehung zu einer dimensionslosen Verpreßkörperlänge dargestellt. Der sich dabei herausstellende, in Form und Betrag unbedeutende Unterschied zwischen der jeweiligen, mit Zunahme der Zugkraft aufeinander abfolgenden Tragfähigkeitsverteilung der zwei verschiedenen Verpreßkörperlängen in gleicher Lagerungsdichte berechnete zu einer Mittelung der entsprechenden Verteilungen. Eine relativ gute Approximation der aufgezeigten Ergebnisse gelang mit Hilfe eines Polynomes dritten Grades, dessen Koeffizienten in Abhängigkeit von der Bruchlast ermittelt wurden.

Die damit verallgemeinerte und der praktischen Anwendung zur Verfügung stehende Kenntnis der Tragfähigkeitsverteilung bei Verankerungslängen bis zu ca. 5,0 m bei einer beliebigen Zugkraftbeanspruchung läßt Rückschlüsse auf die Lage der Lasteintragungsschwerpunkte in unterschiedlich dicht gelagerten Böden zu, welche beispielsweise direkt beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge umgesetzt werden sollten.

Die in unmittelbarem Zusammenhang mit der Mantelreibungsentwicklung stehende Verschiebungsentwicklung der Verpreßanker verlangte eine Zurückführung der während des Spannvorganges stets am Ankerkopf gemessenen, summarischen Verschiebungen auf Teilverschiebungsbeträge der gewählten Verpreßkörperabschnitte,

welche in rechnerunterstützten Iterationsrechnungen erzielt wurden. Als Teilergebnis konnten die tatsächlichen bleibenden Verschiebungen (mit den zutreffenden Verschiebungskurven im Gegensatz zu jenen in der DIN 4125/2 vorgeschlagenen) bestimmt werden. So wurde durch die Verpreßkörper der instrumentierten Versuchsanker bis Eintritt des Bruchzustandes die äußerst geringe Verschiebung von nur ca. 1,5 mm ($\hat{=}$ d_{50} des verwendeten Versuchssandes) in allen untersuchten Lagerungsdichten zurückgelegt.

Mit bekannten Teilverschiebungen stand einer Ermittlung der Mantelreibungs-Verschiebungs-Beziehungen der einzelnen Verpreßkörperabschnitte nichts im Wege, die bei genügend kleinen Abschnittslängen ein nahezu übereinstimmendes Verhalten aufwiesen. Sie wurden in Schemabilder typischer Mantelreibungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit der Lagerungsdichten gefaßt, die zusammen mit den bruchlastabhängigen Tragfähigkeitsverteilungen die Abschätzung von Ankerverschiebungen im vorhinein erlauben.

Die Zielsetzung einer Reproduktion der festgestellten Grenzwerte der Mantelreibung in einem dem Ausziehversuch des Verpreßkörpers aus dem Boden äquivalenten Laborversuch machte die Konzipierung eines Abschermodells nötig. Die Vorstellung, die dabei aufgegriffen und verfolgt wurde, beruht im wesentlichen auf der eines volumenkonstanten Abschervorganges nahe der Verpreßkörperoberfläche in einer mehr oder weniger breiten Scherzone.

In Reihenuntersuchungen des Versuchssandes unterschiedlicher Lagerungsdichte (in Übereinstimmung mit jenen der Versuchsrube) wurden im Triaxialversuchsapparat unter Variation der Seitendrücke die kritischen Hauptspannungsverhältnisse des Bodenmaterials erarbeitet. Die Auswertung der Ergebnisse hin-

sichtlich der kritischen Seitendrucke bei Volumenkonstanz der Bodenproben ermöglichte die Berechnung der Scherspannungen in der Scherfuge während volumenkonstanten Abscherens, die, wie eine Gegenüberstellung mit den Ergebnissen des Großversuches zeigt, mit den Maximalwerten der Mantelreibung der drei geprüften Lagerungsdichten zutreffende Übereinstimmung aufweisen.

Auch konnte das bekannte, hohe Spannungsverhältnis der Normalspannung auf die Mantelfläche des Verpreßkörpers zur Bodenauflast - die Verspannung des Ankers im Boden - nachgewiesen und für die vorliegenden Versuche durch den Faktor von ca. 13 in sehr dichter, von ca. 6 in mitteldichter und von ca. 2 in lockerer Lagerung quantifiziert werden.

Der Vergleich der Bruchverformungen der Triaxialproben mit den bezogenen Verschiebungen des Verpreßkörpers in Relation zum Boden bei entsprechenden Bruchmantelreibungen liefert einen weiteren Hinweis auf die Richtigkeit der Ausgangsvorstellung, durch welche bei dieser labormäßigen Nachweisführung eine zu große Entfernung von den fundamentalen und bewährten Zusammenhängen der Bodenmechanik nicht erforderlich wurde.

Die ungewöhnliche Tatsache, daß der Boden selbst als das eigentliche, die Kräfte aufnehmende Kontinuum nur als Stoff im Bereich der Scherzone und nicht als den Halbraum füllendes Medium in Betracht gezogen wird, gab den Anstoß zu der die vorliegende Arbeit abschließenden Studie.

Durch die Modifizierung der Mindlin'schen Elastizitätsgleichungen in Lösungsansätze bei beliebigem Lastangriff analog jenen von Verpreßankern war die Berechnung der Spannungsverteilung im Boden durchführbar. Dabei wurden die Ausgangswerte

wie die Elastizitätskonstanten, die Mantelreibungsverteilungen und die geometrischen Abhängigkeiten entsprechend den Verhältnissen bei den Großversuchen gewählt.

Die Untersuchungen ergaben für die unterschiedlichen Lagerungszustände des Versuchssandes sehr differenzierte Verteilungsbilder der Hauptspannungen in der Umgebung der Verpreßkörper infolge der für die einzelnen Lagerungsdichten typischen Lasteintragungen, die wiederum zum allgemeinen Verständnis der Tragfähigkeit der Verpreßanker beitragen. Der Versuch einer Berechnung der Mantelreibung aus den ermittelten Spannungsverteilungen wurde zwar - hier mit annehmbarer Übereinstimmung mit den tatsächlich beobachteten - aufgezeigt, jedoch wird von ihr als Beitrag einer zuverlässigen Entwurfsbestimmung bei Verpreßankern Abstand genommen.

12. Literaturverzeichnis

Abkürzungen

AGI	Associazione Geotecnica Italiana, Roma
ASCE	American Society of Civil Engineers, New York
Bull. S.E.V.	Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, Zürich
DAfStb	Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin
DGEG	Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
DIN	Deutsches Institut für Normung, Berlin
ICSMFE	Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
IVGB	Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, Aachen
SBZ	Schweizerische Bauzeitung, Zürich
VDE	Verband Deutscher Elektrotechniker, Berlin

- ADAMS, J.I., KLYM, T.W. (1972): A study of anchorages for transmission tower foundations. Can. Geot. Journal, Vol. 9, S. 89-104
- BALLA, A. (1961): The resistance to breaking-out of mushroom foundations for pylons. 5. ICSMFE, Paris, Vol. 1, S. 569-576
- BENDEL, H. (1966): Theorie und Versuche über die Berechnung der Tragfähigkeit und der Verankerungslänge mit Anwendungsbeispiel. SBZ, H. 6, S. 1-5
- BERARDI, G. (1967): Sul comportamento degli ancoraggi immersi in terreni diversi. University of Genoa, Inst. di Scienza delle constr., Serie III, Publ. 60
- BISHOP, A.W., GREEN, G.E. (1965): The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. Geotechnique, Vol. 15, S. 243-266
- BOROWICKA, H. (1963): Der Wiener Routine-Scherversuch. Mitt. d. Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, TH Wien, H. 5
- BRETH, H. (1970): Das Tragverhalten des Frankfurter Tones bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Mitt. Versuchsanstalt f. Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, H. 4
- BROMS, B.B. (1968): Swedish tieback systems for sheet pile walls. Proc. 3. Budapest Conf. SM, Sect. 1-3, S. 391-403
- COMTE, Ch. (1971): Technologie des Tirants. Verlag Leemann, Zürich, Foundation Kollbrunner/Rodio, No. 17
- CORNELIUS, V., MEHLHORN, G. (1979): Tragfähigkeitsuntersuchungen im Verankerungsbereich von Verpreßankern und Pfählen mit kleinen Durchmessern für den Anwendungsbereich Lockergestein. Forschungszwischenbericht, Institut für Massivbau, TH Darmstadt
- DAVIE, J.R., SUTHERLAND, H.B. (1977): Uplift resistance of cohesive soils. ASCE, GT 9, S. 935-952
- DIN 4094 (1974): Ramm- und Drucksondiergeräte. Beuth Verlag, Berlin
- DIN 4125/1 (1972): Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein.
/2 (1976): Verpreßanker für dauernde Verankerungen (Daueranker) im Lockergestein.
Beuth Verlag, Berlin
- DIN 18125 (1972): Bestimmung der Dichte des Bodens. Beuth Verlag, Berlin

- DIN 18126 (1976): Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Beuth Verlag, Berlin
- DIN 18137 (1972): Bestimmung der Scherfestigkeit. Beuth Verlag, Berlin
- ELSAESSER, H.G. (1965): Expériences avec les ancrages pré-contraints, système VSL, en rocher et en terrain meubles. L'entreprise No. 47, Zürich
- FEDA, J. (1963): Skin friction of piles due to dilatancy. 4. ICSMFE, Budapest, S. 243-253
- FEDDERSEN, I. (1974): Verpreßanker in Lockergestein. Bauing. 49, H. 8, S. 302-310
- FRÖHLICH, H. (1936): Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Berlin, 3. Aufl., Verl. W. Ernst & Sohn
- GEDDES, J. D. (1966): Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading. Geotechnique, Vol. 16, No. 3, S. 231-255
- GRADE, H. (1974): Ein Beitrag zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtinjizierbaren, nichtbindigen Böden. Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, TU Hannover, H. 8
- GRILLO, O. (1948): Influence scale and influence chart for the computation of stresses due, respectively, to surface point load and pile load. 2. ICSMFE, Rotterdam, S. 70-72
- HAHN, F. R. (1974): Ein Beitrag zur Herstellung und zur Ermittlung der Tragfähigkeit von temporären Erdankern in den Bodenarten der Hannoverschen Kreideformation. Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik-TU Hannover, H. 6
- HANNA, T. H. (1969): The mechanics of load mobilization in friction piles. Journal of Materials, Vol. 4, No. 4, S. 924-937
- HANNA, T. H. (1970): Ground anchors in Civil Engineering. Ass. of the Institution of Civil Engineers, S. 5
- HUECKEL, S. M., KWASNIEWSKI, J. (1961): Essais sur modèle réduit de la capacité d'ancrage d'éléments rigides horizontaux, enfouis dans le sable. 5. ICSMFE, Vol. II, Paris, S. 431-434
- ISMAEL, N. F., KLYM, T. W. (1979): Uplift and bearing capacity of short piles in sand. ASCE, GT 5, S. 579-594
- JELINEK, R., OSTERMAYER, H. (1966): Verankerungen von Baugrubenumschließungen. DGEG, Vorträge der Baugrundtagung, München, S. 271-310

- JELINEK, R., OSTERMAYER, H. (1964): Zur Grenztragfähigkeit von Zugpfählen. Rechn. Grenzbelastung und Versuchsergebnisse bei MV-Pfählen. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. 11/1, S. 1-8
- JELINEK, R., OSTERMAYER, H. (1976): Verpreßanker in Böden. Bauingenieur 51, S. 109-118
- JELINEK, R., SCHEELE, F. (1977): Tragfähigkeit und Tragverhalten von Verpreßankern. Untersuchungen des Einflusses von Verpreßdruck und Bohrdurchmesser auf die Tragfähigkeit von Erdankern. Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen, Forschungsbericht
- JELINEK, R., SCHEELE, F. (1978): Das Kriechverhalten von Verpreßankern. Bundesministerium für Verkehr, Forschungsbericht
- JIROVEC, P. (1978): Wechselwirkung zwischen Anker und Gebirge. Rock Mechanics, Suppl. 7, S. 139-155
- KOLLBRUNNER, C. F. (1936): Verankerungen im Baugrund. Kongr. Int. Vereinig. Brücken- und Hochbau, Berlin-München
- KRAMER, H. (1977): Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern durch Anwendung der Korrelationstheorie. Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, TU Hannover, H. 12
- KULHAWY, F. H., KOZERA, D. W., WITHIAM, J. L. (1979): Uplift testing of model drilled shafts in sand. ASCE, GT 1, S- 31-47
- LEE, K. L., SEED, H. B. (1967): Drained strength characteristics of sands. ASCE, SM 9, Col. 93, S. 117-141
- LENDI, P. (1969): Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein. Inst. f. Bauwissenschaftliche Forschung, Stiftung Kollbrunner/Rodio, H. 6
- LIEDTKE, L. (1978): Berechnung der Tragfähigkeit von temporären Erdankern mit der Methode der Finiten Elemente. Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, TU Hannover, H. 15
- LITTLEJOHN, G. S. (1970): Soil Anchors. Proc. Conf. Ground Eng., Inst. Civ. Eng., London, S. 33-49
- LITTLEJOHN, G. S. (1974): Rock Anchors - some design considerations. Prestressed Concrete Foundations and Ground Anchors. 7. FIP Congress, New York, S. 67-74

- MAINI, K. S. (1978): Berechnung des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl aus der Formänderungsarbeit. Forschungsbericht am Lehrstuhl und Prüfam für Grundbau und Bodenmechanik der TU München (unveröffentlicht)
- MARIUPOL'SKII, L. G. (1965): The bearing capacity of anchor foundations. Osnovanija, Fundamenty, Mekhanika Grundtov, No. 1, S. 14-18
- MARTIN, H. (1973): Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAFStb, H. 228
- MATSUO, M. (1967): Studies on the uplift resistance of footings (1). Journal on Soil and Foundation, Japanese Soc. of Soil Mech., Vol. 7, No. 4, S. 1-37
- MELZER, K.-J. (1968): Sondenuntersuchungen in Sand. IVGB 43, Aachen
- MEYERHOF, G. G. (1961): The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundations. 5. ICSMFE, Paris, Vol. II, S. 105-109
- MEYERHOF, G. G., ADAMS, J. I. (1968): The ultimate uplift capacity of foundations. Can. Geot. Journal, Vol. 5, No. 5, S. 225-244
- MINDLIN, R. D. (1936): Force at a point on the interior of a semi-infinite solid. Physics, 7, S. 195-202
- MORI, H., ADACHI, K. (1969): Anchorage by an inflated cylinder in soft ground. 7. ICSMFE, Special Session 14+15, Mexico, S. 175-183
- MORS, H. (1959): Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung. Die Bautechnik, H. 10, S. 367-378
- MÜLLER, A., HAEFELI, R. (1953): Die Zugverankerung im Baugrund. Bull. S.E.V., H. 21
- MUELLER, L. (1956): Felssicherung und verankerte Stützmauern. Der Bau und die Bauindustrie. 9. Jg., H. 10, S. 283-290
- MÜLLER, R. (1966): Erfahrungen mit Verankerungen System BBRV in Fels und Lockergestein. SBZ, 84. Jg., H. 4
- NOAKOWSKI, P. (1977): Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung. Diss., Lehrstuhl für Massivbau, TU München
- OOSTERBAAN, M. D., GIFFORD, G. (1972): A case study of the Bauer earth anchor. Performance of earth and earth-supported structures. Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. I, Part 2, S. 1391-1401

- OSTERMAYER, H. (1975): Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. Diaphragm Walls and Anchorages. Inst. of Civil Engineers, London, S. 141-151
- OSTERMAYER, H. (1970): Erdanker - Tragverhalten und konstruktive Durchbildung. DGEG, Baugrundtagung 1970, S. 5-35
- OSTERMAYER, H., SCHEELE, F. (1977): Research on ground anchors in non-cohesive soils. 9. ICSMFE, Spec. Session 4, Tokyo, S. 92-97
- PECK, R. B., HANSON, W. E., THORNBURN, T. H. (1974): Foundation Engineering. John Wiley & Sons, Inc., New York S. 310
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1968): The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. Geotechnique, Vol. 18, S. 351-371
- RAMIAH, B. K., CHICKANAGAPPA, L. (1978): Stress distribution around batter piles. ASCE, GT 2, S. 228-247
- REHM, G., MARTIN, H., NOAKOWSKI, P. (1970): Einfluß der Profilierung auf die Verbundqualität von Stahl in Beton - Ausziehversuche an gefrästen Stählen. Bericht Nr. 2203, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, TU München
- ROBINSON, K. E. (1969): Grouted rod and multi-helix anchors. 7. ICSMFE, Mexico, Vol. 15-3, Spec. Session 14+15, S. 126-131
- SAPIO, G. (1975): Comportamento di toranti di ancoraggio in formazione di argille proconsolidate. AGI, Cosenza, S. 27-34
- SHIELDS, D. R., SCHNABEL, H. J., WEATHERBY, D. E. (1978): Load transfer in pressure injected anchors. ASCE, S. 1183-1196
- STIEFEL, E. (1976): Einführung in die numerische Mathematik. Teubner, Stuttgart, 5. Aufl.
- TAN, R. H. S., HANNA, T. H. (1974): Long piles under tensive loads in sand. Journal of Southeast Asian Soc. of Soil Eng., Vol. 5, S. 109-124
- TAYLOR, D. W. (1948): Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., New York
- TERZAGHI, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York

- TERZAGHI, K., PECK, R. B. (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, New York
- THURMAN, A. G., D'APPOLONIA, E. (1965): Computed movement of friction and end-bearing piles embedded in uniform and stratified soils. 6. ICSMFE, Canada, Vol. II, S. 323-327
- TSEKURAS, K. (1956): Der Pfahl und die Spundwand als Linien- und Flächenlasten im elastisch-isotropen Halbraum und die dabei auftretenden lotrechten Normalspannungen. Diss., Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, TU München
- VDE 0210 (1959): Bestimmungen für den Bau von Starkstrom-Freileitungen über 1 kV. VDE-Vorschriften, Berlin
- VESIC, A. S. (1970): Tests on instrumented piles. Ogeechee River Site. ASCE, SM 2, Vol. 96, S. 561-584
- VESIC, A. S. (1971): Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom. ASCE, Vol. 97, SM 9, S. 1183-1205
- VOELLMY, A. (1936): Die Bruchsicherheit eingebetteter Rohre. Diss., ETH Zürich
- WEBER, E. (1966): Teil II: Injektionsanker, System Stump Bohr AG für Verankerungen im Lockergestein und Fels. SBZ, 84. Jg., H. 6, S. 5-8
- WERNER, H.-U. (1971): Die Tragkraft langzylindrischer Erdanker zur Verankerung von Stützwänden unter besonderer Berücksichtigung der Lagerungsdichte kohäsionsloser Böden. Diss., Reichsuniversität Gent
- WERNICK, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. Diss., Inst. f. Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe

