

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Franke

Heft 29

**UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN PRIMÄRSPANNUNGSZUSTAND
IN BINDIGEN ÜBERKONSOLIDierten BÖDEN
AM BEISPIEL DES FRANKFURTER UNTERGRUNDES**

Dr.-Ing. Hermann Mader

Februar 1989

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik

der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. Franke

Heft 29

**UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN PRIMÄRSPANNUNGSZUSTAND
IN BINDIGEN ÜBERKONSOLIDierten BÖDEN
AM BEISPIEL DES FRANKFURTER UNTERGRUNDES**

Dr.-Ing. Hermann Mader

Februar 1989

ZUM GELEIT

Als Herausgeber dieses Mitteilungsheftes möchte ich dem Leser einige Informationen darüber vermitteln, wie die mit dem Titel ausgedrückte Aufgabenstellung zustandekam: Aus der Literatur und aufgrund bekannter theoretischer Einsichten war bekannt, daß bei geologischer Vorbelastung des Untergrundes die Ruhedruckzahl K_0 und das Überkonsolidierungsverhältnis OCR mit der Tiefe abnehmen. Bei FE-Berechnungen für Frankfurter Hochhäuser und Tunnel war jedoch immer mit einem konstanten K_0 -Wert gerechnet worden, was die Ursache für Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Setzungen in Abhängigkeit von der Tiefe (s. Mitteilungsheft 15) und gemessenen und gerechneten Last-Setzungslinien war. In diesem Sinne ist auch schon bei Anwendung der einfacheren Spannungspfadmethode (stress path method nach LAMBE vom MIT) zu erwarten, daß die Berücksichtigung genauerer K_0 -Werte bei der Ermittlung der Zusammendrückungseigenschaften in Abhängigkeit von der Tiefe Genauigkeitsverbesserung mit relativ einfachen Mitteln ermöglicht (wobei bei der Ermittlung der Zusammendrückung im Triaxialgerät näherungsweise sogar weiterhin die nach der Elastizitätstheorie gemäß DIN 4019 ermittelten Spannungen aus der Bauwerkslast verwendbar wären, jedoch in Verbindung mit genaueren tiefenabhängigen K_0 -Werten).

Bei Diskussionen mit Geologen wurden - was den Frankfurter Untergrund anlangt - Zweifel geäußert, ob dieser überhaupt vorbelastet sei. Insofern fanden die Forschungsabsichten auch von dieser Seite Unterstützung, und so kam die Gemeinschaftsarbeit mit der Ingenieurgeologie, vertreten durch Prof. Schetelig, zustande. Es stellte sich heraus, daß die bodenmechanischen Meßergebnisse zu $K_0 = f(\text{OCR})$ gut mit den stratigraphisch-geologischen Ermittlungen übereinstimmen (Vorbelastung im Osten Frankfurts entsprechend rund 100 m Überdeckung, abklingend nach Westen entsprechend Bild 6.1). Differenzen zwischen der Ermittlung der Vorbelastung nach geologischen Methoden und mit Hilfe von Pressiometer-Versuchen werden als Wirkung von Relaxation gedeutet.

Wie immer bei Forschungen mußten schwierige Teilfragestellungen durch besondere Entwicklungsarbeiten überwunden werden. Dabei gelangen Herrn Dr. Mader einige Treffer in Neulandbereiche: Die Methode zur Ermittlung der Überkonsolidierungsverhältnisse konnte verfeinert werden (s. Bild 4.13); eine Formel für den K_0 -Wert bei Wiederbelastung wurde entwickelt (s. Formel 45); eine noch verbesserungsfähige Methode zur indirekten Ermittlung des Stagnationsgradienten i_0 wurde vorgeschlagen (da bei direkten Durchflußmessungen im Triaxialgerät schon die Fehler aus dem unvermeidbaren Wasserdurchtritt durch die Gummihülle der Probe bei fettem Ton wie dem Frankfurter in der Größenordnung der Meßwassermengen liegen, s. Abschnitt 5); das Wichtigste war jedoch die Entdeckung, daß die Existenz eines Stagnationsgradienten den Eigenspannungszustand des Baugrundes dramatisch beeinflussen kann (s. Bilder 5.8 und 5.9). Ob solche Stagnationsgradienten in bindigen Böden auf Dauer existieren können, wird vom geologisch-mineralogischen Forschungspartner genauer untersucht.

Mit Hilfe des Stagnationsgradienten läßt sich auch das öfter in überkonsolidierten Tonen beobachtete Sättigungsdefizit als Folge einer Dehnung infolge Entlastung erklären. Von geologischer Seite wird gefolgert, daß auch über geologische Zeiträume wegen des Stagnationsgradienten zumindest in Oberflächennähe keine erneute Sättigung erfolgt. Diese Beobachtung ist auch für Deponiefragen von Interesse, vielleicht sogar für die Beurteilung gewisser Rohstofflagerstätten.

So ist zu hoffen, daß diese - zunächst mehr aufs Lokal-Grundsätzliche gezielte Forschungsarbeit - auch im allgemein interessierenden Bereich Denkanstöße vermitteln kann.

Der Deutschen Forschungsgesellschaft gebührt Dank für die Finanzierung dieser Forschungen. Der Fachabteilung Sand- und Kiesindustrie im Bayerischen Industrieverband Steine und Erden e.V., München ist für die finanzielle Unterstützung des Druckes des Mitteilungsheftes zu danken.

E. Franke

INHALTSVERZEICHNIS -I-

	SEITE
1 ÜBERSICHT	1
A. S T A N D D E R F O R S C H U N G	4
2 DER ERDRUHEDRUCK	4
2.1 Definitionen	4
2.2 Grundlegende Zusammenhänge	5
2.3 Theoretische Ansätze für den Ruhedruckbeiwert K_0	10
2.4 Empirisch ermittelte Ansätze für den Ruhedruckbeiwert K_0	14
2.4.1 Ruhedruckansätze für den normalkonsolidierten Zustand	14
2.4.2 Ruhedruckansätze für den überkonsolidierten Zustand bei Entlastung	18
2.4.3 Ruhedruckansätze für den überkonsolidierten Zustand bei Wiederbelastung	21
2.5 Vergleich der Ruhedruckansätze	22
2.5.1 Normalkonsolidierter Zustand	22
2.5.2 Überkonsolidierter Zustand bei Entlastung	25
2.5.3 Überkonsolidierter Zustand bei Wiederbelastung	28
3 BEKANNTE METHODEN ZUR ERMITTLUNG DES RUHEDRUCKBEIWERTES K_0	29
3.1 Direkte Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes K_0 durch Laborversuche	29
3.1.1 Bestimmung der aktuellen wirksamen Vertikalspannung	30
3.1.2 Bestimmung der maximalen Vertikalspannung ($\max \sigma_v'$)	31
3.1.3 Bestimmung des horizontalen Ruhedruckes durch Simulation der Naturvorgänge	33
3.1.3.1 Modifizierte Oedometer	33
3.1.3.2 Dreiaxialgeräte mit Messung der Horizontalverformung	34
3.2 Indirekte Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes K_0	39
3.3 In-Situ Versuche	41

INHALTSVERZEICHNIS -II-

	SEITE
3.3.1 Erddruckzelle	42
3.3.2 Hydraulic Fracturing	42
3.3.3 Pressiometerversuche	43
B. E I G E N E F O R S C H U N G S E R G E B N I S S E	
4 LABORUNTERSUCHUNGEN	45
4.1 Ziel der Untersuchungen	45
4.2 Versuchseinrichtung zur Simulation der Naturvorgänge	47
4.2.1 Konzeption	47
4.2.2 Rechnergestütztes Prozeßsteuerungssystem	48
4.2.3 Messung der Querdehnung	49
4.2.4 Messung der Vertikalspannung	52
4.3 Probenherstellung	53
4.3.1 Verwendetes Material	53
4.3.2 Aufbereitung und Einbau des Bodens	55
4.3.3 Konsolidation	56
4.3.4 Ergebnisse der Konsolidationsversuche	57
4.4 Simulation der Naturvorgänge im Dreiaxialen K_0 -Versuch	59
4.4.1 Durchgeführte Untersuchungen	59
4.4.2 Spannungs-Verformungs-Verhalten	63
4.4.3 Spannungspfade und Ruhedruckbeiwerte K_0	67
4.4.3.1 Spannungspfad und Ruhedruckbeiwerte bei Rekonsolidation	67
4.4.3.2 Spannungspfad und Ruhedruckbeiwerte bei Entlastung	73
4.4.3.3 Spannungspfad und Ruhedruckbeiwerte bei Wiederbelastung	74

INHALTSVERZEICHNIS -III-

		SEITE
4.4.4	Spannungs/Zeit/Setzungs-Verhalten und Bestimmung der maximalen Vorbelastung	75
4.5	Zusammenfassung und Diskussion der Ergebnisse der Dreiaxialen K_0 -Versuche	82
4.6	Konsequenzen aus den Dreiaxialen K_0 -Versuchen für den Eigenspannungszustand und dessen Ermittlung	85
5	ZUSAMMENHANG ZWISCHEN RUHEDRUCKBEIWERT ALS FUNKTION DER TIEFE $K_{0(oc)} = f(z)$ UND DEM STAGNATIONSGRADIENTEN BINDIGER BÖDEN i_0	91
5.1	Ziel der Untersuchungen	91
5.2	Allgemeines	92
5.3	Konzeption einer Versuchsmethode zum Nachweis eines Stagnationsgradienten i_0	97
5.3.1	Modellvorstellungen	97
5.3.2	Versuchsdurchführung	102
5.4	Versuchsergebnisse	104
5.4.1	Durchgeführte Versuche	104
5.4.2	Bodenkennwerte	105
5.4.3	Versuchsergebnisse	106
5.4.3.1	Quelldruck	107
5.4.3.2	Quellhebung Δh_1 bei einseitiger Bewässerung	107
5.4.3.3	Quellhebung infolge der zweiten Wasserzutrittsmöglichkeit	110
5.4.3.4	Errechnete Stagnationsgradienten	110
5.4.3.5	Berücksichtigung der Veränderlichkeit von E_s	111
5.4.3.6	Diskussion der Ergebnisse	113
5.5	Einfluß eines Stagnationsgradienten auf den Spannungszustand in geologisch vorbelasteten Böden	115

INHALTSVERZEICHNIS -IV-

	SEITE
6 IN-SITU-VERSUCHE	120
6.1 Ziel	120
6.2 Geologie des Fankfurter Raumes	120
6.3 Versuchsdurchführung	123
6.4 Ermittlung der horizontalen Eigenspannung σ_h'	124
6.4.1 Versuchsergebnisse	124
6.4.2 Versuchsauswertung	125
6.4.2.1 Bestimmung der horizontalen Eigenspannung aus der Arbeitslinie	125
6.4.2.2 Bestimmung der horizontalen Eigenspannung nach MARSLAND et al.	127
6.4.3 Porenwasserdruckverhältnisse	127
6.5 Versuchsstellen	132
6.6 Bodenkennwerte	134
6.6.1 Bohrung 73 (Offenbach-Bürgel)	134
6.6.2 Bohrung 77 (Frankfurt-Fechenheim)	136
6.6.3 Bohrung 1 (Messegelände Frankfurt)	137
6.7 Versuchsergebnisse	140
6.7.1 Bohrung 73 (Offenbach-Bürgel)	141
6.7.2 Bohrung 77 (Frankfurt-Fechenheim)	144
6.7.3 Bohrung 1 (Messegelände Frankfurt)	146
6.8 Diskussion der Ergebnisse	147
6.8.1 Vergleich der Ergebnisse der drei Bohrungen	147
6.8.2 Einfluß eines Stagnationsgradienten bzw. von Restporenwasserdrücken	148
6.8.3 Einfluß einer Wiederbelastung auf die Ergebnisse	150
6.8.4 Schlußfolgerung	152

INHALTSVERZEICHNIS - V -

	SEITE
7 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNG	153
7.1 Das Spannungs- und Verformungsverhalten bindiger Böden bei verhinderter Seitendehnung	154
7.2 Nachweis der Existenz eines Stagnationsgradienten und dessen Auswirkungen auf den Eigenspannungszustand	158
7.3 In-Situ Versuche	161
7.4 Schlußfolgerungen	165
LITERATURVERZEICHNIS	167

GROSSBUCHSTABEN:

Bezeichnung	Einheit	Definition
A_s	-	Porenwasserdruckkoeffizient für Schwellen
C_c	-	Kompressionsbeiwert nach TERZAGHI (1925)
C_s	-	Schwellbeiwert nach TERZAGHI (1925)
C_α	-	Kriechbeiwert (Neigung der Linie der Sekundärsetzung)
$C_{\alpha i}$	-	Zeit-Verformungsbeiwert (Neigung der Linie der Konsolidationssetzung zum Zeitpunkt i)
E	kN/m ²	Elastizitätsmodul
E_s	kN/m ²	Steifemodul
G	kN/m ²	Gleitmodul
I	kN/m ²	1. Invariante des Spannungstensors
max I	kN/m ²	Maximalwert der 1. Invarianten des Spannungstensors
I_A	-	Aktivitätszahl
I_C	-	Konsistenzzahl
I_p	-	Plastizitätszahl
K	kN/m ²	Kompressionsmodul
K	-	Erdwiderstandsbeiwert
K_0	-	Ruhedruckbeiwert (allgemein)
K_0^R	-	Ruhedruckbeiwert bei der Rekonsolidation
$K_{0(nc)}$	-	Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Zustand
$K_{0(oc)}$	-	Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Zustand
max $K_{0(oc)}$	-	maximaler Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Zustand
$K_{0(oc)}^E$	-	Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Zustand bei Entlastung

Bezeichnung	Einheit	Definition
$K_{0(oc)}^W$	-	Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Zustand bei Wiederbelastung
OCR	-	Überkonsolidierungsverhältnis
max OCR	-	Maximales Überkonsolidierungsverhältnis
S_r	-	Sättigungszahl
T_1, T_2	s	Zeit nach der Lastaufbringung
U	-	Konsolidierungsgrad
V	m ³	Volumen
V_{ca}	-	Kalkgehalt
V_{gl}	-	Glühverlust

KLEINBUCHSTABEN:

c_u	kN/m ²	undrainede Scherfestigkeit
e	-	Porenzahl
e_0	-	Porenzahl von der an bei eindimensionaler Konsolidation die Spannungs-Dehnungs-Kurve in halblogarithmischem Maßstab linear verläuft
f	-	Materialreibungsbeiwert nach HENDRON (1963)
f_s	kN/m ³	Strömungsdruck
h	m	Probenhöhe
Δh	m	Änderung der Probenhöhe
i	-	hydraulischer Gradient
i_e	-	hydraulischer Gradient, der sich durch Extrapolation der linearen Bereiche der Kurve $v \sim i$ ergibt
i_0	-	Stagnationsgradient
k	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert

Bezeichnung	Einheit	Definition
m	-	Faktor bei WROTH (1975)
m_r	-	Faktor bei MAYNE et al. (1982)
n	-	Porenanteil
p	kN/m^2	Zelldruck der Pressiometersonde
Δp	kN/m^2	Änderung der Belastung beim Konsolidationsversuch
p_f	kN/m^2	Fließdruck = Druck in der Pressiometersonde, bei dem der Boden um die Sonde zu fließen beginnt
p_l	kN/m^2	Grenzdruck beim Pressiometerversuch
p_k	kN/m^2	Kapillardruck in einer Bodenprobe
p_o	kN/m^2	Druck, der beim Pressiometerversuch als Ruhedruck interpretiert wird
t	s	Zeit
t_{50}	s	Zeit bis 50 % der Konsolidation stattgefunden hat
u	kN/m^2	Porenwasserdruck
Δu	kN/m^2	Änderung des Porenwasserdruckes
u_R	kN/m^2	Restporenwasserdruck
u_o	kN/m^2	hydrostatischer Wasserdruck
Δu_o	kN/m^2	Änderung des hydrostatischen Wasserdruckes
v	m/s	Filtergeschwindigkeit
w	-	natürlicher Wassergehalt
Δw	-	Änderung des Wassergehalts
$w_{AÖ}$	-	Wassergehalt beim Ausbau aus dem Ödometer
w_{ED}	-	Wassergehalt beim Einbau in die Dreiaxiale k_0 -Zelle
w_L	-	Wassergehalt an der Fließgrenze

Bezeichnung	Einheit	Definition
w_p	-	Wassergehalt an der Ausrollgrenze
w_0	-	Wassergehalt, von dem an bei eindimensionaler Konsolidation die Spannungs-Dehnungs-Kurve in halblogarithmischem Maßstab linear verläuft
z	m	Tiefe unter Gelände
Δz	m	Änderung der Höhenlage der Gebäudeoberfläche
z_w	m	Tiefe unter dem Grundwasserspiegel

GRIECHISCHE BUCHSTABEN:

α, β	grad	Winkel
γ	kN/m ³	totale Wichte
γ'	kN/m ³	wirksame Wichte
γ_s	kN/m ³	Kornwichte
γ_w	kN/m ³	Wichte des Wassers
δ	-	Faktor bei SHERIF et al. (1970)
ϵ_{V_0}	-	Volumendehnung
ϵ	-	Dehnung in horizontaler Richtung
ϵ	-	Dehnung in vertikaler Richtung
ϵ_1, ϵ_3	-	Dehnung in Richtung der Hauptspannungen
λ	-	Faktor bei ALPAN (1967)
μ	-	Poissonzahl
ρ	t/m ³	Dichte des feuchten Bodens
ρ_d	t/m ³	Trockendichte
ρ_s	t/m ³	Korndichte
σ_A'	kN/m ²	wirksame Spannung zum Anfang eines Schwellvorganges
σ_E'	kN/m ²	wirksame Spannung am Ende eines Schwellvorganges

Bezeichnung	Einheit	Definition
σ_h	kN/m ²	totale Horizontalspannung
σ_h'	kN/m ²	wirksame Horizontalspannung
$\Delta\sigma_h'$	kN/m ²	Änderung der wirksamen Horizontalspannung
max σ_h'	kN/m ²	maximale wirksame Horizontalspannung
σ_m	kN/m ²	mittlere Normalspannung
σ_v	kN/m ²	totale Vertikalspannung
σ_v'	kN/m ²	wirksame Vertikalspannung
$\Delta\sigma_v'$	kN/m ²	Änderung der wirksamen Vertikalspannung
max σ_v'	kN/m ²	maximale wirksame Vertikalspannung
min σ_v'	kN/m ²	minimale wirksame Vertikalspannung
σ_{vc}	kN/m ²	vertikale Konsolidationsspannung
σ_{vco}	kN/m ²	Konsolidationsspannung, von der aus bei eindimensionalen Konsolidationsversuchen die Spannungs-Dehnungs-Kurve in halblogarithmischem Maßstab linear verläuft
max $\sigma_{vö}$	kN/m ²	maximale im Oedometer erreichte Konsolidationsspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	kN/m ²	Hauptspannungen
φ'	grad	Winkel der inneren Reibung
τ_G	kN/m ²	Oktaederschubspannung

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN PRIMÄRSPANNUNGSZUSTAND IN BINDIGEN ÜBERKONSOLIDierten BÖDEN AM BEISPIEL DES FRANKFURTER UNTERGRUNDES

1 ÜBERSICHT

Der Primär-, Eigen- oder in-situ-Spannungszustand ist für viele geotechnische Probleme von Bedeutung. Insbesondere das Verformungsverhalten bindiger Böden wird nachhaltig durch die wirksamen Primärspannungen beeinflusst. Diese müssen jedenfalls bei numerischen Berechnungen mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Sekundär- bzw. Tertiärspannungszustände wie für Flächengründungen, Tunnelauskleidungen, Setzungen und Hebungen unter Hochhäusern bzw. in tiefen Baugruben, bei denen das Verformungsverhalten des Baugrundes relativ genau beschrieben werden soll, berücksichtigt werden. Das ist z.B. aus den Arbeiten von BRETH et al. (1970), CHAMBOSSE (1972), STROH (1974) und AMANN et al. (1975) ersichtlich. Speziell auf die Konsequenzen für Baugrubenwände haben HENKEL (1970) und MORGENSTERN et al. (1970) in ihren Generalberichten zur ASCE-Spezialkonferenz 'Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures' hingewiesen. Auch bei Laborversuchen zur Ermittlung des Verformungsverhaltens sollten die Bodenproben zuerst auf die in-situ-Spannungen rekonsolidiert werden (BJERRUM 1973), einerseits um die Entnahmestörungen weitgehendst zu "reparieren" und andererseits damit die Probe im Versuch einen ähnlichen Spannungspfad durchläuft wie in der Natur. Das letztere Konzept ist Grundlage der sog. Spannungspfadmethode ('Stress Path Method') von LAMBE (1964). SCHULZ (1983) hat gezeigt, daß der in-situ-Spannungszustand in Verbindung mit der undränierten Scherfestigkeit bei Stützwänden und Böschungen ein wichtiger Parameter ist, der bei der Untersuchung von progressiven Brüchen beachtet werden muß.

Der Primärspannungszustand wird üblicherweise durch den Ruhedruckbeiwert K_0 ausgedrückt. Der Ruhedruckbeiwert ist definiert als das Verhältnis der wirksamen Horizontal- zur wirksamen Vertikalspannung unter der Voraussetzung, daß in horizontaler Rich-

tung keine Verformung stattfindet. In dieser Arbeit soll der Einfachheit halber noch vorausgesetzt werden, daß auch die Geländeoberfläche horizontal (unter $\beta = 0$) verläuft. Es gilt also

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad \text{mit } \epsilon_h = 0 \quad \text{und } \beta = 0$$

Im Frankfurter Raum werden und wurden zahlreiche ober- und unterirdische Bauvorhaben ausgeführt, für deren Verformungs- und Tragverhalten der Baugrund bis in Tiefen von über 40 m mitbestimmend ist. Hier wird vor allem an die auf Platten gegründeten Hochhäuser, an die für deren Herstellung erforderlichen tiefen Baugruben und die in offener und bergmännischer Bauweise hergestellten Tunnel gedacht. Bisher wurde bei diesen Baumaßnahmen für die überkonsolidierten Tonschichten im Untergrund von Frankfurt ein über die Tiefe konstanter, gegenüber einem normalkonsolidierten Ton etwas erhöhter Ruhedruckbeiwert von 0,8 angesetzt (s. z.B. BRETH et al. 1970, KATZENBACH 1981). Aus der Literatur ist aber bekannt (s. z.B. LADD et al. 1976), daß bei überkonsolidierten Böden der Ruhedruckbeiwert mit der Tiefe veränderlich ist. Die Größe des Ruhedruckbeiwertes hängt von den Materialeigenschaften, der aktuellen Vertikalspannung und vor allem von der Spannungsvorgeschichte ab.

Ein Ziel dieser Arbeit war es deshalb, zu ermitteln, wie groß der Ruhedruckbeiwert in den Tonschichten des Frankfurter Untergrundes tatsächlich ist und ob eine Tiefenabhängigkeit besteht. Dazu wurden in Bohrungen Feldversuche mit dem Pressiometer von Ménard durchgeführt. Diese Versuche liefern totale Horizontalspannungen. Die totalen Vertikalspannungen sind hinreichend genau durch das Überlagerungsgewicht gegeben. Die entsprechenden wirksamen Spannungen, mit denen der Ruhedruckbeiwert errechnet wird, erhält man bekanntlich als Differenz zwischen den totalen Spannungen und dem in der jeweiligen Tiefe herrschenden Porenwasserdruck, der im allgemeinen gleich dem hydrostatischen Wasserdruck gesetzt wird. Bei der Durchführung und Auswertung der Feldversuche ergaben sich jedoch Hinweise darauf, daß in dem fetten Ton keine hydrostatischen Wasserdruckverhältnisse herr-

schen. Wenn dem so wäre, würde das ganz neuartige und beträchtliche Konsequenzen für den Eigenspannungszustand überkonsolidierter Tonablagerungen haben. Als Grund dafür kommt die Existenz eines Stagnationsgradienten in Frage. Ein solcher würde nämlich verhindern, daß ein Unterdruck, der im Ton durch die geologische Entlastung entstanden ist, vollständig abgebaut wird. Ein weiteres Ziel war es folglich, zu untersuchen, ob in den fetten Tonen des Frankfurter Untergrundes ein Stagnationsgradient existiert und zu zeigen, welche Konsequenzen das hat (s. dazu Abschnitt 5).

Daß die Erforschung des Stagnationsgradienten und die dafür geeigneten Methoden ganz unabhängig von dem in dieser Arbeit verfolgten Ziel besonders im Zusammenhang mit Deponieabdichtungen heute eine Rolle spielt, sei nur angemerkt.

Mit der vorgelegten Arbeit sollte daneben über das engere Forschungsziel hinaus ein Beitrag zum besseren Verständnis des Spannungs-Verformungsverhaltens bindiger Böden bei verhinderter Seitendehnung ganz allgemein geleistet werden. Dabei ging es um das Verhalten des Bodens sowohl bei Rekonsolidation auf die in-situ-Spannungen als auch bei Ent- und Wiederbelastung.

Besonders der Ruhedruckbeiwert bei Wiederbelastung von verschiedenen Überkonsolidierungsverhältnissen aus ist bis heute unzulänglich erforscht, was in Abschnitt 2.4.3 gezeigt wird. Diese Lücke konnte mit dieser Arbeit zu einem großen Teil geschlossen werden. Dabei spielte die Ermittlung natürlicher, d.h. von vornherein nicht bekannter Überkonsolidierungsverhältnisse eine Rolle. Aus dem Zeit-Setzungs-Verhalten bei der Rekonsolidation konnten dazu zwei neue Methoden zur besseren Bestimmung der maximalen Vorbelastung abgeleitet werden. Für Grundsatzuntersuchungen zu diesen Fragen wurden Proben im Labor hergestellt, deren Spannungszustand also bekannt war. Die Versuche wurden in einer eigens dafür entwickelten Dreiaxialzelle durchgeführt, wobei der Probendurchmesser mit einer Prozeßsteuerung sehr genau kontrolliert und der Zelldruck automatisch gesteuert werden konnte.

A. S T A N D D E R F O R S C H U N G

2 DER ERDRUHEDRUCK

2.1 Definitionen

Bereits DONATH (1891) stellte Überlegungen zum Problem des Erdruhedruckes an. Er bezeichnete jenen Erddruck als Ruhedruck, welcher "von einer Erdmasse auf eine in Ruhe befindliche Stützwand" ausgeübt wird. TERZAGHI (1925) spricht allgemeiner vom "waagrechten Druck auf eine senkrechte Schnittfläche" bei Verhinderung einer seitlichen Ausdehnung. Er bezeichnet diesen Seitendruck als Ruhedruck und das Verhältnis des Seitendruckes zur Eigengewichtsspannung als "Ziffer des Ruhedruckes".

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = K_0 \quad \text{mit } \epsilon_h = 0 \quad (1)$$

BERNATZIK (1947) beschränkt sich in diesem Zusammenhang auf Hauptspannungen. Er definiert als Ruhedruckbeiwert das Verhältnis der kleineren zur größeren Hauptspannung, wobei die Dehnung in Richtung der kleineren Hauptspannung Null ist.

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_0 \quad \text{mit } \epsilon_3 = 0 \quad (2)$$

BISHOP (1958) hebt hervor, daß diese Definitionen nur für wirksame Spannung gilt (was TERZAGHI, der das Prinzip der wirksamen Spannungen eingeführt hat, und BERNATZIK jedoch mit Sicherheit auch schon bekannt war). Danach ist der Ruhedruckbeiwert das Verhältnis der wirksamen horizontalen zur wirksamen vertikalen Spannung in einem Boden, der ohne horizontale Verformung konsolidiert worden ist.

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad (3)$$

Zur Vereinfachung wird -wie schon gesagt- der Fall des Ruhedruckes bei geneigter Halbraumoberfläche ausgeklammert und nur mehr Formel (3) für den Fall horizontaler Geländeoberfläche behandelt.

2.2 Grundlegende Zusammenhänge

Vor allem die Scherparameter sind es, von denen die Größe des Ruhedruckbeiwertes abhängt. Je größer die Scherparameter, desto kleiner ist der Ruhedruckbeiwert K_0 . Durch zahlreiche Untersuchungen ist bekannt, daß der Ruhedruckbeiwert K_0 neben den Materialeigenschaften auch von der Spannungsgeschichte des Bodens abhängt. Im Bild 2.1 ist die vereinfachte Spannungsgeschichte für ein Bodenelement in der Tiefe z unter einer horizontalen Geländeoberfläche schematisch dargestellt.

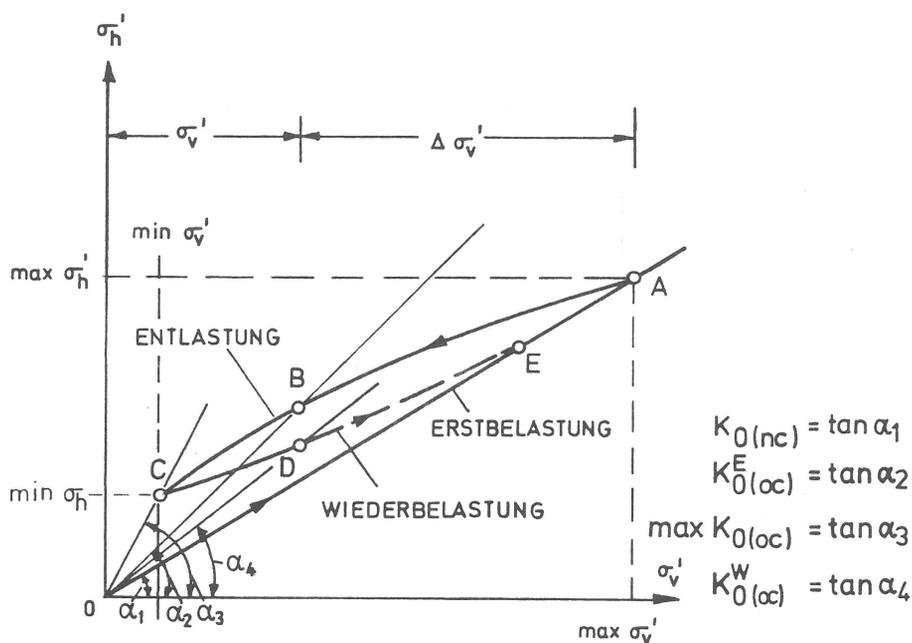


Bild 2.1 Spannungsgeschichte eines Bodenelementes unter Ruhedruckbedingung

Während einer Sedimentation (Spannungspfad 0-A), d. h. bei Zunahme von σ_v' , nimmt σ_h' linear mit σ_v' zu. Das Verhältnis von σ_h'/σ_v' ist konstant und nur von den Materialeigenschaften abhängig. Da der Boden zu keinem Zeitpunkt eine höhere wirksame Vertikalspannung als die aktuelle (= jetzige) hatte, also noch keine Entlastung stattgefunden hat, wird er, sofern die Konsolidation vollständig abgeschlossen ist, als normal konsolidiert bezeichnet. Der Ruhedruckbeiwert bei diesem Zustand wird zur besseren Unterscheidung mit $K_{0(nc)}$ (nc für normal consolidated) abgekürzt.

Nimmt die Vertikalspannung z.B. infolge Erosion oder Grundwasseranstieg ab (Spannungspfad A-B-C in Bild 2.1), so entspricht dem eine sog. Überkonsolidierung. Die maximale wirksam gewesene Vertikalspannung $\max \sigma_v'$ ist größer als die aktuelle geostatische Spannung σ_v' . Der Grad der Überkonsolidierung wird durch das Überkonsolidierungsverhältnis OCR (overconsolidation ratio) ausgedrückt:

$$\text{OCR} = \frac{\max \sigma_v'}{\sigma_v'} = \frac{\sigma_v' + \Delta \sigma_v'}{\sigma_v'} = \frac{\gamma' \cdot z + \gamma' \cdot \Delta z}{\gamma' \cdot z} \quad (4)$$

mit σ_v' = der aktuellen geostatischen und
 $\Delta \sigma_v'$ = der Änderung der wirksamen Vertikalspannung
(Die wirksame Wichte $\gamma' = \text{Wichte unter Auftrieb}$ wird hier der Einfachheit halber als konstant eingeführt, d.h. man geht davon aus, daß der Grundwasserspiegel stets mit der Geländeoberfläche zusammenfällt oder über dieser liegt.)

Anmerkung:

In der Literatur findet man gelegentlich eine andere Definition des Überkonsolidierungsverhältnisses

$$R = \frac{\max I}{I} = \frac{\max \sigma_v' + 2 \max \sigma_h'}{\sigma_v' + 2 \sigma_h'} \quad (4a)$$

wobei $I = \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'$ die 1. Invariante des Spannungstensors ist.

Die Größe des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR hängt, wie aus Gleichung (4) zu ersehen ist, von zwei Größen ab: Der aktuellen wirksamen Vertikalspannung σ_v' und der Änderung der wirksamen Vertikalspannung $\Delta \sigma_v'$. Bei konstanter aktueller Vertikalspannung, d.h. für eine bestimmte Tiefe unter der Geländeoberfläche wird OCR um so größer, je größer die Änderung der wirksamen Vertikalspannung, d.h. die geologische Entlastung ist. Umgekehrt ist bei einer bestimmten Änderung der wirksamen Vertikalspannung ($\Delta \sigma_v' = \text{konst.}$) das Überkonsolidierungsverhältnis mit der aktuellen wirksamen Vertikalspannung und somit mit der

Tiefe veränderlich. Für $z \rightarrow 0$ geht $\text{OCR} \rightarrow \infty$; für $z \rightarrow \infty$ ist $\Delta z/z = 0$ und $\text{OCR} = 1$. OCR nimmt also mit der Tiefe ab. In Bild 2.2 ist dies dargestellt.

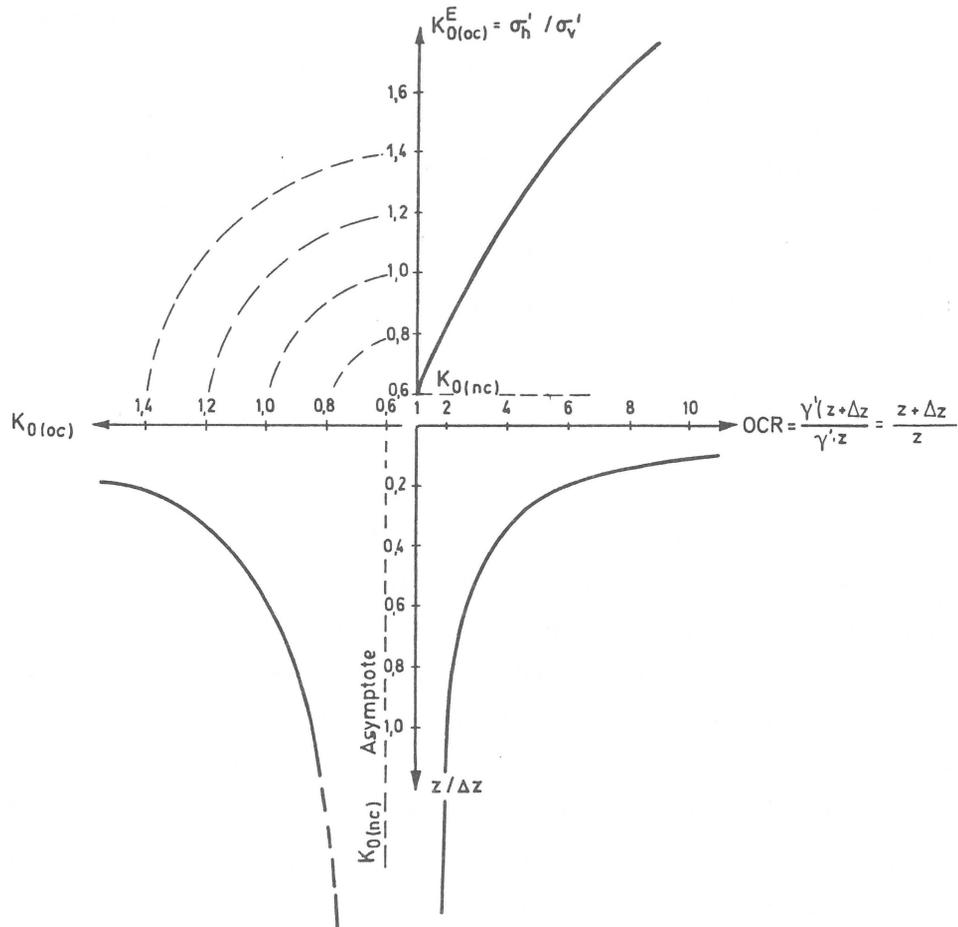


Bild 2.2 Beziehung zwischen $K_{0(oc)}$, OCR und $z/\Delta z$

Durch die Verminderung der Vertikalspannung nimmt auch die Horizontalspannung ab (Spannungspfad A-B-C in Bild 2.1). Da der Boden sich in vertikaler Richtung ungehindert ausdehnen kann, nicht aber in horizontaler, sind die Änderungen von σ_v' größer als die von σ_h' . Die gespeicherte Formänderungsenergie wird in vertikaler Richtung frei; in horizontaler bleibt ein Teil gespeichert, d.h. σ_v' nimmt schneller ab als σ_h' , so daß K_0 nicht mehr konstant ist. Für den überkonsolidierten Zustand bei Entlastung wird der Ruhedruckbeiwert mit $K_{0(oc)}^E$ abgekürzt.

Mit zunehmendem Überkonsolidierungsverhältnis nimmt auch der Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^E$ zu (s. Bild 2.1 und 2.2). Daraus folgt weiter, daß der Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^E$ bei $\Delta\sigma_v' = \text{konst.}$, d. h. bei einer Reduzierung der wirksamen Vertikalspannung um einen konstanten Betrag, wie OCR mit der Tiefe veränderlich ist; er nimmt mit der Tiefe ab. Für $z \rightarrow 0$ geht $K_{0(oc)}^E$ theoretisch gegen unendlich. Die obere Grenze für $K_{0(oc)}^E$ ist aber der Erdwiderstandsbeiwert K_p . Diesen Wert K_p kann $K_{0(oc)}$ nicht überschreiten, denn dann tritt der passive Bruch ein, was in der Praxis mitunter beobachtbar ist. In Bild 2.2 ist der Zusammenhang zwischen dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR, dem Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^E$ und der Tiefe z , bezogen auf Δz , prinzipiell dargestellt.

Die Form der Entlastungskurve und somit auch der Größe von $K_{0(oc)}^E$ hängt u. a. davon ab, ob und wie stark sich diagenetische Bindungen während der geologischen Geschichte gebildet haben (s. BJERRUM, 1967). Wenn sich diagenetische Bindungen ausbilden konnten, so wird bei der Entlastung ein gewisser Anteil der Formänderungsenergie in den Bindeelementen dissipiert. Dadurch können Horizontalspannungen nicht in gleicher Größe entstehen wie bei diagenetisch unverfestigtem Material. Oder anders ausgedrückt: Durch die Bindungen entsteht ein höherer Scherwiderstand, sodaß beim Entlasten nicht so große Horizontalspannungen erforderlich sind, um die Bedingung keiner seitlichen Verformung zu erfüllen. Bild 2.3 zeigt schematisch die Spannungspfade für einen diagenetisch verfestigten und einen nicht verfestigten Ton.

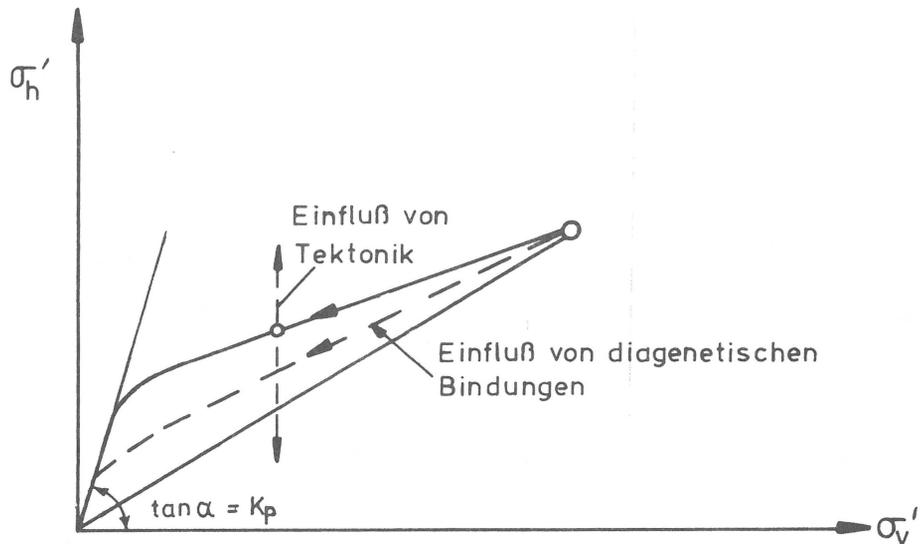


Bild 2.3 Einfluß von diagenetischen Bindungen und der Tektonik auf den Spannungspfad nach BJERRUM (1967)

Auch tektonische Vorgänge wie Zerrungen und Stauchungen beeinflussen den Ruhedruckbeiwert K_0 . Bei Stauchungen wird die Horizontalspannung und somit der Ruhedruckbeiwert K_0 erhöht, bei Zerrungen kann sie bis auf den aktiven Erddruck abfallen.

Im weiteren wird tektonisch und diagenetisch unbeeinflusstes Material betrachtet.

Wird der Boden von einem überkonsolidierten Zustand mit minimaler Vertikalspannung ($\min \sigma_v'$, Punkt C, s. Bild 2.1) aus wiederbelastet, so durchläuft er den Spannungspfad C-D und erreicht schließlich den Spannungspfad für Erstbelastung bei Punkt E (s. Bild 2.1).

Die Vertikalspannung nimmt stärker zu als die Horizontalspannung. Der Ruhedruckbeiwert nimmt von einem Maximalwert ($\max K_{0(oc)}$) bei Punkt C auf den Wert für den normalkonsolidierten Zustand ($K_{0(nc)}$) bei Punkt E ab. Dabei ist bei gleicher Vertikalspannung σ_v' der Ruhedruckbeiwert bei Wiederbelastung (s. Punkt D in Bild 2.1) verschieden vom Ruhedruckbeiwert bei Entlastung (s. Punkt B in Bild 2.1). Zur Unterscheidung wird der Ruhedruckbeiwert bei Wiederbelastung mit $K_{0(oc)}^w$ bezeichnet.

2.3 Theoretische Ansätze für den Ruhedruckbeiwert K_0

Es existieren einige theoretische Ansätze für den Ruhedruckbeiwert K_0 . Sie sind jedoch nur für normal konsolidierten Boden hergeleitet und gültig. Einige der wichtigsten sind nachfolgend aufgeführt:

Die Elastizitätstheorie liefert für den linear elastisch isotropen homogenen Halbraum die Beziehungen

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \frac{2\mu}{E} \cdot \sigma_3 \quad \text{mit } \sigma_3 = \sigma_2 \quad (5)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E} (1 - \mu) - \frac{\sigma_1}{E} \cdot \mu = 0 \quad (5a)$$

Aus Gleichung (5) folgt

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (6)$$

Die Poissonzahl μ ist im Unterschied dazu für natürlichen Boden keine Materialkonstante. Vielmehr hängt sie vom Spannungszustand ab.

JAKY (1944) ermittelte den Ruhedruckbeiwert durch Gleichgewichtsbetrachtungen an einem Erdkeil, also für eigentlich unzutreffende geometrische Randbedingungen, wobei er von der RANKINE'schen Theorie des plastischen Grenzzustandes und einer angenommenen Verteilung der Schubspannungen im Erdkeil ausging. Danach ergab sich K_0 zu:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \frac{1 + \frac{2}{3} \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} \quad (7)$$

mit φ' als dem Winkel der inneren Reibung.

Für $20^\circ < \varphi' < 45^\circ$ wird der Ausdruck $(1 + \frac{2}{3} \sin\varphi') / (1 + \sin\varphi')$ ungefähr 0,9. JAKY gab deshalb die vereinfachte Formel für den Erdruchdruckbeiwert mit

$$K_0 \cong 0,9 (1 - \sin\varphi') \quad (8)$$

an.

Die in der Praxis meist verwendete Formel

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \quad (8a)$$

kommt durch Weglassen des Faktors 0,9 zustande. Entscheidend ist, daß diese theoretisch an sich nicht sauber begründete Beziehung zwischen dem Reibungswinkel φ' und dem Ruhedruckbeiwert für Erstbelastung durch zahlreiche Versuche bestätigt worden ist.

Die folgenden Formeln und Arbeiten werden der Vollständigkeit halber erwähnt, haben praktisch aber keine Bedeutung:

Ebenfalls durch eine Gleichgewichtsbetrachtung an einem Erdkeil, erhielt SOWADA (1968) den Erdruchdruckbeiwert K_0 in Abhängigkeit vom Winkel der inneren Reibung zu

$$K_0 = \frac{\sqrt{1 - 0,6 \cos 2\varphi'} - \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'}{\sqrt{1 - 0,6 \cos 2\varphi'} + \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'} \quad (9)$$

DE WET (1961) formulierte aufgrund von Energiebetrachtungen ein Bruchkriterium. Danach ist im elastisch isotropen Halbraum die Oktaederschubspannung beim Bruch

$$\tau_g = \sqrt{\frac{2G}{3K}} \cdot \sigma_m \quad (10)$$

mit $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ (11)

(Gleitmodul)

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad (12)$$

(Kompressionsmodul)

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (13)$$

(mittlere Normalspannung) und

$$\tau_g = \frac{1}{3} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2 \quad (14)$$

(Oktaederschubspannung)

Gl. (11) und Gl. (12) in Gl. (10) eingesetzt ergibt

$$\tau_g = \sqrt{\frac{1-2\mu}{1+\mu}} \cdot \sigma_m \quad (15)$$

Dieses mit Größen aus der Elastizitätstheorie formulierte Bruchkriterium wurde gleichgesetzt mit folgendem Ausdruck

$$\tau_g = \sigma_m \cdot \sin \varphi \quad (16)$$

Daraus folgt

$$\sin \varphi' = \sqrt{\frac{1-2\mu}{1+\mu}} \quad (17)$$

Für den elastisch isotropen Halbraum ist aber bekannt, daß

$$\mu = \frac{K_0}{1+K_0} \quad (18)$$

ist (s. auch Gl. (6)).

Gl. (18) in Gl. (17) eingesetzt und umgeformt ergibt dann die Abhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes K_0 vom Winkel der inneren Reibung φ' zu

$$K_0 = \frac{1 - \sin^2 \varphi'}{1 + \sin^2 \varphi'} \quad (19)$$

HENDRON (1963) hat den Ruhedruckbeiwert einer regelmäßigen Packung aus gleichgroßen elastischen Kugeln mit einer bestimmten Anordnung ermittelt. Er erhielt als Ergebnis eine Beziehung zwischen dem Ruhedruckbeiwert K_0 und einem Materialreibungsbeiwert f :

$$K_0 = \frac{1}{2} \frac{1-f}{1+f} \quad (20)$$

Mit Hilfe des Hauptspannungsverhältnisses im Bruchzustand für dieselbe Kugelpackung stellte HENDRON dann eine theoretische Beziehung zwischen dem Ruhedruckbeiwert K_0 und dem Winkel der inneren Reibung her

$$K_0 = \frac{1}{2} \frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - \frac{3\sqrt{6}}{8} \cdot \sin \varphi'}{1 - \frac{\sqrt{6}}{8} + \frac{3\sqrt{6}}{8} \cdot \sin \varphi'} \quad (21)$$

Eine ausführliche Zusammenfassung der Arbeit von HENDRON findet sich bei RAJU (1967).

RAJU (1967) selbst erweiterte diese Theorie und stellte eine analytische Beziehung zwischen dem Ruhedruckbeiwert K_0 und verschiedenen regelmäßigen Lagerungsarten von Kugeln gleichen Durchmessers in Abhängigkeit von der Geometrie der Kugelpackung und den Materialeigenschaften der Kugeln her. Er wies theoretisch nach, daß die Ruhedruckbeiwerte K_0 einer regelmäßigen Kugelpackung für Belastung und für Entlastung unterschiedlich sind. K_0 für Entlastung ist größer als K_0 für Belastung. Ebenso konnte er nachweisen, daß K_0 während der Entlastung nicht konstant ist und vom jeweiligen "Entlastungsstadium", d.h. vom Überkonsolidierungsverhältnis, abhängt.

2.4 Empirisch ermittelte Ansätze für den Ruhedruckbeiwert K_0

Bei den empirisch ermittelten Ansätzen für den Ruhedruckbeiwert K_0 muß man unterscheiden zwischen dem normal konsolidierten Zustand bei Erstbelastung (Spannungspfad O - A in Bild 2.1), dem überkonsolidierten Zustand bei Entlastung (Spannungspfad A-B-C in Bild 2.1) und dem überkonsolidierten Zustand bei Wiederbelastung (Spannungspfad C-D-E in Bild 2.1). Nachfolgend sind die wichtigsten Ansätze aufgeführt:

2.4.1 Ruhedruckansätze für den normal konsolidierten Zustand

Seit TERZAGHI (1925) wurden zahlreiche Versuche zur Bestimmung des Ruhedruckbeiwertes K_0 durchgeführt. Eine sehr detaillierte Zusammenstellung der in der Literatur seither veröffentlichten Versuchsergebnisse findet man bei MAYNE et al. (1982).

Für nichtbindige Böden konnte dabei stets der vereinfachte theoretische Ansatz von JAKY (1944) $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ (s. Gl. 8a) bestätigt werden. Lediglich SCHMIDT (1966 u. 1967) stellte bei Versuchen mit Sand fest, daß ab einer gewissen sog. Grenzspannung, die abhängig ist vom Porenvolumen und der Sandart, der Ruhedruckbeiwert K_0 unabhängig wird vom Winkel der inneren Reibung, also für alle nichtbindigen Bodenarten gleich groß ist. Diese Grenzspannung ist allerdings relativ groß. Sie liegt für eine Porenzahl e von 0,7-0,8 bei etwa 7000 kN/m², für eine Porenzahl e von 0,5-0,55 sogar bei etwa 21000 kN/m².

Für bindigen Boden existieren mehrere unterschiedliche, zum Teil nur wenig abweichende Ansätze.

BROOKER et al. (1965) führten Versuche zur Bestimmung des Ruhedruckbeiwertes K_0 mit bindigen Böden von unterschiedlicher Plastizität ($I_p = 10, 3, \dots, 78 \%$) durch. Sie kamen zu dem Ergebnis, daß die Beziehung

$$K_{0(nc)} = 0,95 - \sin \varphi' \quad (22)$$

für ihre Versuchsdaten besser zutrifft als die vereinfachte Formel von JAKY. Bei ihren Versuchen stellten sie außerdem fest, daß der Ruhedruckbeiwert K_0 mit zunehmender Plastizität größer wird. Eine Funktion für diese Abhängigkeit geben sie allerdings nicht an. Eine eigene Korrelationsrechnung ergab, daß die Beziehung

$$K_{0(nc)} = 0,178 + 0,286 \log I_p \quad [I_p \text{ in } \%] \quad (23)$$

diese Abhängigkeit recht gut wiedergibt.

SCHMIDT (1966) berichtete, daß die Beziehung

$$K_{0(nc)} = 1 - 1,2 \sin \varphi' \approx 1 - \sin(1,2 \varphi') \quad (24)$$

die von BROOKER et al. (1965) veröffentlichten Versuchsergebnisse zutreffender beschreibt.

ALPAN (1967) wertete Versuche von KENNEY (1959) aus und kam zu dem Schluß, daß der Ruhedruckbeiwert $K_{0(nc)}$ für bindigen Boden besser mit der Plastizitätszahl I_p korreliert. Er gab dafür die Gleichung

$$K_{0(nc)} = 0,19 + 0,233 \log I_p \quad [I_p \text{ in } \%] \quad (25)$$

an.

Die Werte von BROOKER et al. (1965) stimmen recht gut mit Gleichung (25) (vgl. auch Gleichung (25) mit Gleichung (23)) überein.

SHERIF et al. (1970) fanden eine Abhängigkeit zwischen dem Ruhedruckbeiwert $K_{0(nc)}$ und der Fließgrenze w_L der nachstehenden Art:

$$\log K_{0(nc)} = 0,00275 (w_L - 20) - 0,2678 . \quad (26)$$

	Ansatz	Gleichung	Quelle	gültig für Bodenart	Bemerkungen
theoretisch ermittelt	$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$	(6)	Elastizitätstheorie		
	$K_0 = (1 - \sin \varphi') \frac{1 + 2/3 \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$	(7)	JAKY (1944)	nicht bindig	
	$K_0 = 0,9 (1 - \sin \varphi')$	(8)	JAKY (1944)	nicht bindig	Gleichung (7) vereinfacht
	$K_0 = 1 - \sin \varphi'$	(8a)	JAKY (1944)	nicht bindig	Gleichung (8) vereinfacht
	$K_0 = \frac{\sqrt{1 - 0,6 \cos 2\varphi'} - \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'}{\sqrt{1 - 0,6 \cos 2\varphi'} + \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'}$	(9)	SOWADA (1968)	keine Angaben	
	$K_0 = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + 2 \sin^2 \varphi}$	(19)	DE WET (1961)	nicht bindig u. bindig	
	$K_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - \frac{3\sqrt{6}}{8} \sin \varphi'}{1 - \frac{\sqrt{6}}{8} + \frac{3\sqrt{6}}{8} \sin \varphi'} \right]$	(21)	HENDRON (1963)	rundkörniger Sand	
empirisch ermittelt	$K_0 = 0,95 - \sin \varphi'$	(22)	BROOKER et al. (1965)	} bindig	
	$K_0 = 0,178 + 0,286 \log I_p$ [I_p in %]	(23)	"		
	$K_0 = 1 - 1,2 \sin \varphi' \approx 1 - \sin (1,2 \varphi')$	(24)	SCHMIDT (1966)	bindig	
	$K_0 = 0,19 + 0,233 \log I_p$ [I_p in %]	(25)	ALPAN (1967)	bindig	
	$K_0 = 10^{(0,00275 (w_L - 20) - 0,2676)}$ [w_L in %]	(26)	SHERIF et al. (1970)	bindig	
	$K_0 = 1 - 1,003 \sin \varphi' \approx 1 - \sin \varphi'$	(27c)	MAYNE et al. (1982)	bindig u. nicht bindig	

Tabelle 2.1 Zusammenstellung der Ruhedruckansätze für normal-konsolidierten Boden

Mit den Kennwerten der Böden, die BROOKER et al. (1965) untersucht haben, liefert diese Gleichung jedoch relativ große Ruhedruckbeiwerte $K_{0(nc)}$.

MAYNE et al. (1982) werteten ca. 170 in der Literatur veröffentlichte Versuche statistisch aus. Sie kamen zu dem Ergebnis, daß für bindige Böden die Beziehung

$$K_{0(nc)} = 1 - 0,987 \sin \varphi' \quad , \quad (27a)$$

für nichtbindige Böden

$$K_{0(nc)} = 1 - 0,998 \sin \varphi' \quad (27b)$$

und für bindige und nichtbindige Böden zusammen

$$K_{0(nc)} = 1 - 1,003 \sin \varphi' \quad (27c)$$

am besten korreliert.

In Tabelle 2.1 sind die Ruhedruckansätze für normalkonsolidierten Boden zusammengestellt.

2.4.2 Ruhedruckansätze für den überkonsolidierten Zustand bei Entlastung

SAMSIÖE (1953) erkannte, daß der Ruhedruckbeiwert K_0 als Ergebnis der Überkonsolidierung wächst. ZEEVAERT (1953) stellte die gleichen Zusammenhänge fest. SKEMPTON (1961) und BROOKER et al. (1965) konnten auf unterschiedliche Weise ebenfalls nachweisen, daß eine Abhängigkeit zwischen dem Ruhedruckbeiwert K_0 und dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR besteht. Erst SCHMIDT (1966) drückte diese Abhängigkeit durch eine mathematische Gleichung aus. Für die Versuchsergebnisse von BROOKER et al. mit Tonböden erhielt er die empirische Gleichung

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^{\sin 1,2\varphi'} \quad (28)$$

mit

$$K_{0(nc)} = 1 - \sin 1,2\varphi'.$$

ALPAN (1967) unterschied bei seinem Ansatz zwischen Sand und Ton. Die generelle Gleichung lautet

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda, \quad (29)$$

wobei für Sand

$$K_{0(nc)} = 1 - \sin \varphi'$$

ist. Der Faktor λ ist abhängig vom Winkel der inneren Reibung φ' . Er liegt zwischen 0,495 für $\varphi' = 35^\circ$ und 0,401 für $\varphi' = 45^\circ$. Für Ton ist $K_{0(nc)}$ nach Gleichung (25) in Abhängigkeit von der Plastizität I_p zu ermitteln. Der Beiwert λ errechnet sich für Ton ebenfalls in Abhängigkeit von der Plastizität zu

$$\lambda = \frac{10^{\left(\frac{-I_p}{281}\right)}}{1,85} \quad (29a)$$

SHERIF et al. (1970) gaben als Beziehung zwischen dem Ruhe-druckbeiwert $K_{0(oc)}$ und dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR die Gleichung

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} + \delta(OCR - 1) \quad (30)$$

an. $K_{0(nc)}$ ist dabei nach Gleichung (26) als Funktion des Wassergehaltes an der Fließgrenze zu ermitteln. Für den Faktor δ gaben sie die Gleichung

$$\log \delta = 0,00745 (w_L - 20) + \log(0,08) \quad (30a)$$

an, wobei sie ausdrücklich betonten, daß diese Beziehung nur für den untersuchten Seattle Clay Gültigkeit hat.

WROTH (1975) unterteilte die Überkonsolidation nochmals nach dem Grad der Überkonsolidierung. Böden mit einem Überkonsolidierungsverhältnis OCR kleiner 5 bezeichnete er als leicht überkonsolidiert. $K_{0(oc)}$ ist für diese Überkonsolidierungsverhältnisse i. d. R. ≤ 1 . Böden mit $OCR > 5$ haben $K_{0(oc)}$ -Werte meist > 1 und werden als stark überkonsolidiert bezeichnet. Der Spannungspfad und die Spannungsverformungskurve bei Entlastung für ein Überkonsolidierungsverhältnis $OCR < 5$ sind annähernd linear (s. Bild 2.1,

Spannungspfad A - B), so daß er für diesen Bereich die Elastizitätstheorie anwendete. Für Axialsymmetrie und verhinderte seitliche Dehnung ist $\Delta\sigma_h' < 0$. Nach dem Hooke'schen Gesetz gilt dann

$$\sigma_h' = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \Delta\sigma_v' \quad (31a)$$

(s. auch Gleichung 6). Weiter ist bekannt, daß

$$\max \sigma_v' - \Delta\sigma_v' = \sigma_v' = \frac{\max \sigma_v'}{OCR} \quad (31b)$$

und

$$\max \sigma_h' + \Delta\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_v' \quad (31c)$$

ist.

Durch Umformen kann leicht gezeigt werden, daß

$$K_{0(oc)} = OCR \cdot K_{0(nc)} - \frac{\mu}{1-\mu} (OCR - 1) \quad (31d)$$

ist. Die Poissonzahl μ gab WROTH für Sand mit $\mu = 0,267$ bis $0,281$ an. Für Ton liegen die Werte je nach der Plastizität I_p zwischen $\mu = 0,254$ bei $I_p = 10 \%$ und $\mu = 0,371$ bei $I_p = 78 \%$.

Für stark überkonsolidiertes Material schlug WROTH die implizite Gleichung

$$m \left[\frac{3(1-K_{0(nc)})}{1+2 \cdot K_{0(nc)}} - \frac{3(1-K_{0(nc)})}{1+2 \cdot K_{0(nc)}} \right] = \ln \left[\frac{OCR(1+2 \cdot K_{0(nc)})}{1+2 \cdot K_{0(oc)}} \right] \quad (32)$$

vor. Der Faktor m liegt für Sand zwischen $1,54$ und $1,60$. Für Ton soll näherungsweise die Beziehung

$$m = 1,18 + 0,023 \cdot I_p \quad (32a)$$

gelten.

Aufgrund ihrer statistischen Untersuchungen stellten MAYNE et al. (1982) fest, daß die einfache Gleichung

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda \quad (33)$$

den Spannungspfad für überkonsolidierten Boden bei Entlastung gut beschreibt. Der Exponent λ korreliert dabei nicht besonders gut mit den Indexgrößen Plastizität I_p , Tonanteil, Wassergehalt an der Fließgrenze w_L , oder Aktivität. Besser ist die Korrelation für $\lambda = \sin\varphi'$. Sie schlugen deshalb die Beziehung

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin\varphi') \cdot OCR^{\sin\varphi'} \quad (33a)$$

VOR.

Ansatz	Gleichung	Quelle	gültig für Bodenart	Bemerkungen
$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^{\sin(1,2\varphi')}$	(28)	SCHMIDT (1966)	bindig	
$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda ; \lambda = f(\varphi')$	(29)	ALPAN (1967)	nicht bindig	
$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda ; \lambda = \frac{10(-I_p/281)}{1,85}$	(29)+(29a)		bindig	
$K_{0(oc)} = 10^{(0,00275(w_L-20) - 0,2676)} + 10^{0,00745(w_L-20)} \cdot (OCR-1)$	(30)+(30a)	SHERIF et al. (1970)	bindig	nur für Seattle Clay gültig
$K_{0(oc)} = OCR \cdot K_{0(nc)} - \frac{\mu}{1-\mu} (OCR-1)$ mit $\mu = 0,267 \div 0,281$ für Sand $\mu = f(I_p)$ für Ton	(31d)	WROTH (1975)		OCR < 5 ≙ leicht überkonsolidiert
$m \left[\frac{3 \cdot \sin\varphi'}{3-2 \sin\varphi'} - \frac{3-3K_{0(oc)}}{1+2K_{0(oc)}} \right] = \ln \left[\frac{OCR(3-2 \sin\varphi')}{1+2K_{0(oc)}} \right]$ mit $m = 1,54 - 1,60$ für Sand $m = 1,18 + 0,023 I_p$ für Ton	(32)	WROTH (1975)		OCR > 5 ≙ stark überkonsolidiert
$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^{\sin\varphi'}$	(33a)	MAYNE et al. (1982)	bindig u. nicht bindig	

Tabelle 2.2 Zusammenstellung der Ruhedruckansätze für überkonsolidierten Boden bei Entlastung

BRETH et al. (1978) untersuchten Sand bei unterschiedlicher Lagerungsdichte. Sie kamen zu dem Ergebnis, daß sich der Ruhedruckbeiwert für den Sand ebenfalls mit Gleichung (33) beschreiben läßt. Der Exponent λ ist nach ihren Versuchen von der Lagerungsdichte unabhängig und ergab sich zu $\lambda = 0,45$.

In Tabelle 2.2 sind die Ruhedruckansätze für überkonsolidierten Boden zusammengestellt.

2.4.3 Ruhedruckansätze für den überkonsolidierten Zustand bei Wiederbelastung

Über den Verlauf des Spannungspfades bei Wiederbelastung unter Ruhedruckbedingungen von einem überkonsolidierten Zustand aus gibt es sehr wenig Angaben. BISHOP (1958) stellte Ergebnisse eines K_0 -Versuches von FRASER mit Sand vor, bei dem entlastet und wiederbelastet wurde, ohne diese jedoch näher zu kommentieren. Man kann aus den Abbildungen deutlich erkennen, daß der Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^w$ mit zunehmender Belastung stark abfällt und deutlich vor dem Erreichen der maximalen Vertikalspannung $\max \sigma_v'$ auf den Wert für Normalkonsolidation zurückgeht. Dies bedeutet, daß bei Wiederbelastung die Horizontalspannung gegenüber der Vertikalspannung geringer anwächst.

Auch JÄNKE et al. (1955) führten Versuche mit Ent- und Wiederbelastung durch. Sie stellten fest, daß die Wiederbelastungskurve nach unten gekrümmt ist (bei Auftragung wie in Bild 2.1), vor dem Erreichen der maximalen Vertikalspannung die Erstbelastungslinie schneidet und bis zur Vorbelastung unter dieser bleibt. Der Ruhedruckbeiwert ist also dort kleiner als der Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation. Erst nach Überschreiten der Vorbelastung nähert sich die Wiederbelastungslinie allmählich der Erstbelastungslinie. Dieser Verlauf ist plausibel, denn bei Ent- und Wiederbelastung findet ja eine Verdichtung des Bodenmaterials statt, mit der eine Vergrößerung von φ' , d. h. eine Verringerung von $K_{0(nc)} = 1 - \sin \varphi'$ einhergeht, zumindest innerhalb und im Bereich von $\max \sigma_v'$.

WROTH (1975) beschrieb das Spannungsverhalten überkonsolidierter Böden bei Wiederbelastung ebenfalls nur qualitativ, ohne seine Feststellungen mit Versuchsergebnissen oder theoretischen Überlegungen belegen zu können. Seiner Meinung nach müßte der Anfangsbereich des Spannungspfades bei Wiederbelastung annähernd linear sein, analog zum Anfangsbereich bei Erstbelastung.

Erst MAYNE (1982) hat aufgrund einiger weniger Versuchsdaten, die auf die unterschiedlichsten Weisen zustande gekommen sind, versucht, eine Beziehung zwischen dem aktuellen Überkonsolidierungsverhältnis OCR, dem maximalen Überkonsolidierungsverhältnis max OCR und dem Ruhedruckbeiwert bei Wiederbelastung $K_{0(oc)}^w$ abzuleiten. Als maximales Überkonsolidierungsverhältnis max OCR definierte er das Verhältnis der maximalen Vertikalspannung $\max \sigma_v'$ zur minimalen Vertikalspannung $\min \sigma_v'$, die zu Beginn der Wiederbelastung (bei Punkt C in Bild 2.1) vorhanden war:

$$\max \text{OCR} = \frac{\max \sigma_v'}{\min \sigma_v'} \quad (34)$$

Er erhielt dann die Beziehung

$$K_{0(oc)}^w = K_{0(nc)} \left[\frac{\text{OCR}}{\max \text{OCR} (1 - \sin \varphi')} \right] + m_r \left[1 - \frac{\text{OCR}}{\max \text{OCR}} \right] \quad (35)$$

wobei der Faktor m_r in Abhängigkeit vom Winkel der inneren Reibung

$$m_r = \frac{3}{4} (1 - \sin \varphi') \quad (35a)$$

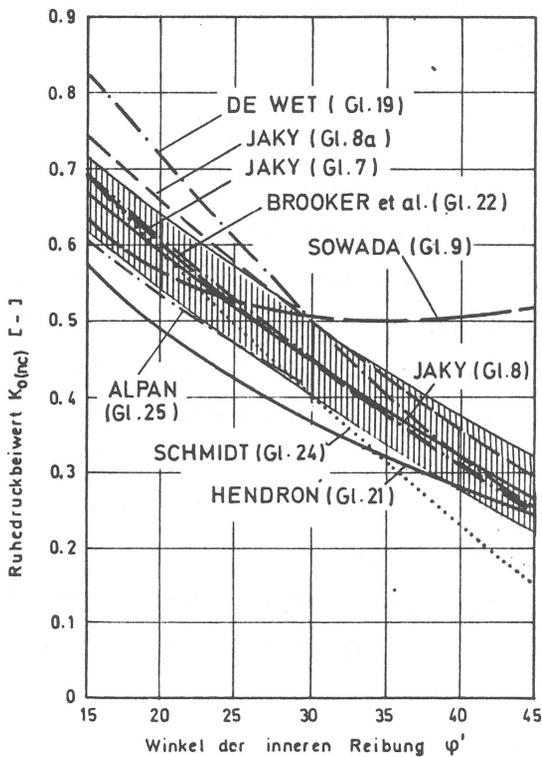
ist. Diese Beziehung ist statistisch allerdings kaum abgesichert

2.5 Vergleich der Ruhedruckansätze

2.5.1 Normalkonsolidierter Zustand

Sowohl die theoretischen Ruhedruckansätze von JAKY (Gl. 7, 8 und 8a), SOWADA (Gl. 9), DE WET (Gl. 19) und HENDRON (Gl. 21), als auch die empirisch gefundenen Ansätze von BROOKER et al. (Gl. 22

und 23), ALPAN (Gl. 25) und SCHMIDT (Gl. 24) wurden für den Bereich $15^\circ < \varphi' < 45^\circ$ ausgewertet und in Bild 2.4 aufgetragen. Um die Ansätze von BROOKER et al. (Gl. 23) und ALPAN (Gl. 25), bei denen der Ruhedruckbeiwert K_0 in Abhängigkeit von der Plastizität I_p angegeben ist, mit in den Vergleich einbeziehen zu können, wurden die Plastizitätszahlen nach einem bei BROOKER et al. angegebenen Zusammenhang zwischen der Plastizität I_p und dem Winkel der inneren Reibung (s. Bild 2.4a), umgerechnet.



$K_{0(nc)} = 0,9(1 - \sin \varphi') \pm 0,5$

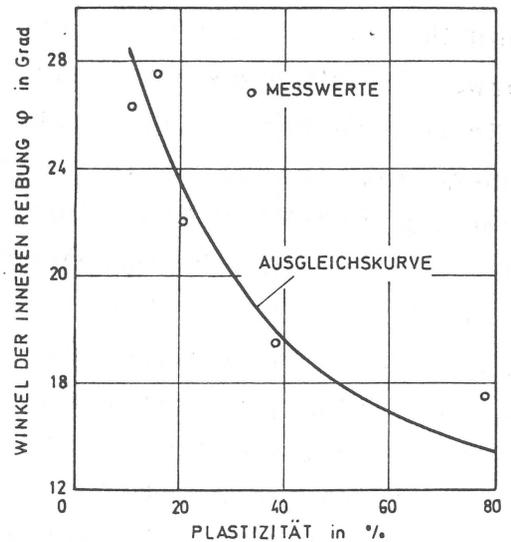


Bild 2.4a

Bild 2.4 Beziehung zwischen $K_{0(nc)}$ und φ' für normalkonsolidierten Boden n. versch. Autoren

Beziehung zwischen φ' und I_p nach BROOKER et al. (1965)

Aus der Zusammenstellung in Bild 2.4 kann man deutlich erkennen, daß die empirisch gefundenen Ansätze Ruhedruckbeiwerte liefern, die etwa in einen Bereich fallen, der durch die Gleichung

$$K_{0(nc)} = 0,9 (1 - \sin\varphi') \pm 0,05$$

abgedeckt ist (s. schraffierter Teil in Bild 2.4). Dabei stellen die vereinfachte Formel von JAKY ($K_{0(nc)} = 1 - \sin\varphi'$, Gl. 8a), die durch viele Versuche bestätigt wurde, eine obere, und die Formeln von ALPAN (Gl. 25) für $15^\circ < \varphi' < 30^\circ$, bzw. SCHMIDT (Gl. 24) für $30^\circ < \varphi' < 45^\circ$, eine untere Grenze dar.

Die theoretischen Beziehungen von JAKY (Gl. 7, 8 und 8a) fallen vollständig in diesen Bereich. Die Formeln von DE WET (Gl. 19) und HENDRON (Gl. 21) liefern nur für Reibungswinkel von $\varphi' > 30^\circ$, bzw. $\varphi' > 35^\circ$ Ruhedruckbeiwerte, die in diesem Bereich liegen. Für kleine Werte von φ' weicht der Ansatz von DE WET stark nach oben, der Ansatz von HENDRON stark nach unten ab. Die Gleichungen von SOWADA liefern über den gesamten betrachteten Bereich von φ' einen Ruhedruckbeiwert der um $K_0 = 0,55$ liegt, wobei für $\varphi' > 35^\circ$ der Ruhedruckbeiwert mit steigendem Reibungswinkel sogar zunimmt. Physikalisch ist dies nicht erklärbar, denn mit zunehmendem Winkel der inneren Reibung wird ein immer größerer Teil der Formänderungsenergie durch die innere Reibung verzehrt, so daß zur Aufrechterhaltung der Ruhedruckbedingung ($\epsilon_h = 0$) um so weniger seitliche Stützkraft nötig ist.

Im Rahmen der praktisch erreichbaren Genauigkeit kann also

$$K_{0(nc)} = 1 - \sin\varphi'$$

allgemein verwendet werden.

2.5.2 Überkonsolidierter Zustand

Für den überkonsolidierten Zustand bei Entlastung existieren im wesentlichen fünf unterschiedliche Ansätze für den Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^E$. Dies sind, wie in Abschnitt 2.4 gezeigt, die Ansätze von SCHMIDT (Gl.28), ALPAN (Gl.29), WROTH (Gl.31d und 32), MAYNE et al. (Gl.33) und SHERIF et al. (Gl.30). Dabei ist der letzte nur für das untersuchte Material gültig und nicht mit den anderen Ansätzen vergleichbar. Bei den vier erstgenannten Ansätzen gibt es eine Abhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes $K_{0(oc)}^E$ vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR und entweder vom Winkel der inneren Reibung φ' oder der Plastizitätszahl I_p . Um wiederum zu vergleichbaren Größen zu kommen wurden die Plastizitätszahlen nach Bild 2.4a in Reibungswinkel umgerechnet.

Das Verhältnis des Ruhedruckbeiwertes für den überkonsolidierten Zustand $K_{0(oc)}^E$ zum Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Zustand $K_{0(nc)}$ wurde in doppelt-logarithmischem Maßstab gegen das Überkonsolidierungsverhältnis OCR für Reibungswinkel von $\varphi' = 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ und 45° in den Bildern 2.5a-d aufgetragen.

Die Gleichungen von MAYNE et al. (Bild 2.5a), ALPAN (Bild 2.5b) und SCHMIDT (Bild 2.5c) ergeben bei dieser Art der Auftragung Geradenscharen mit dem Winkel der inneren Reibung als Scharparameter. Man kann diese Gleichungen in Form einer Potenzfunktion

$$K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)} = OCR^\lambda$$

schreiben, wobei λ die Steigung der Geraden ist, die, wie man sieht, mit dem Winkel der inneren Reibung in Zusammenhang gebracht werden kann. Dabei bedeutet ein kleiner Wert λ , daß infolge geringer innerer Reibung nur wenig von der Formänderungsenergie, die bei der Entlastung entsteht, gespeichert werden kann.

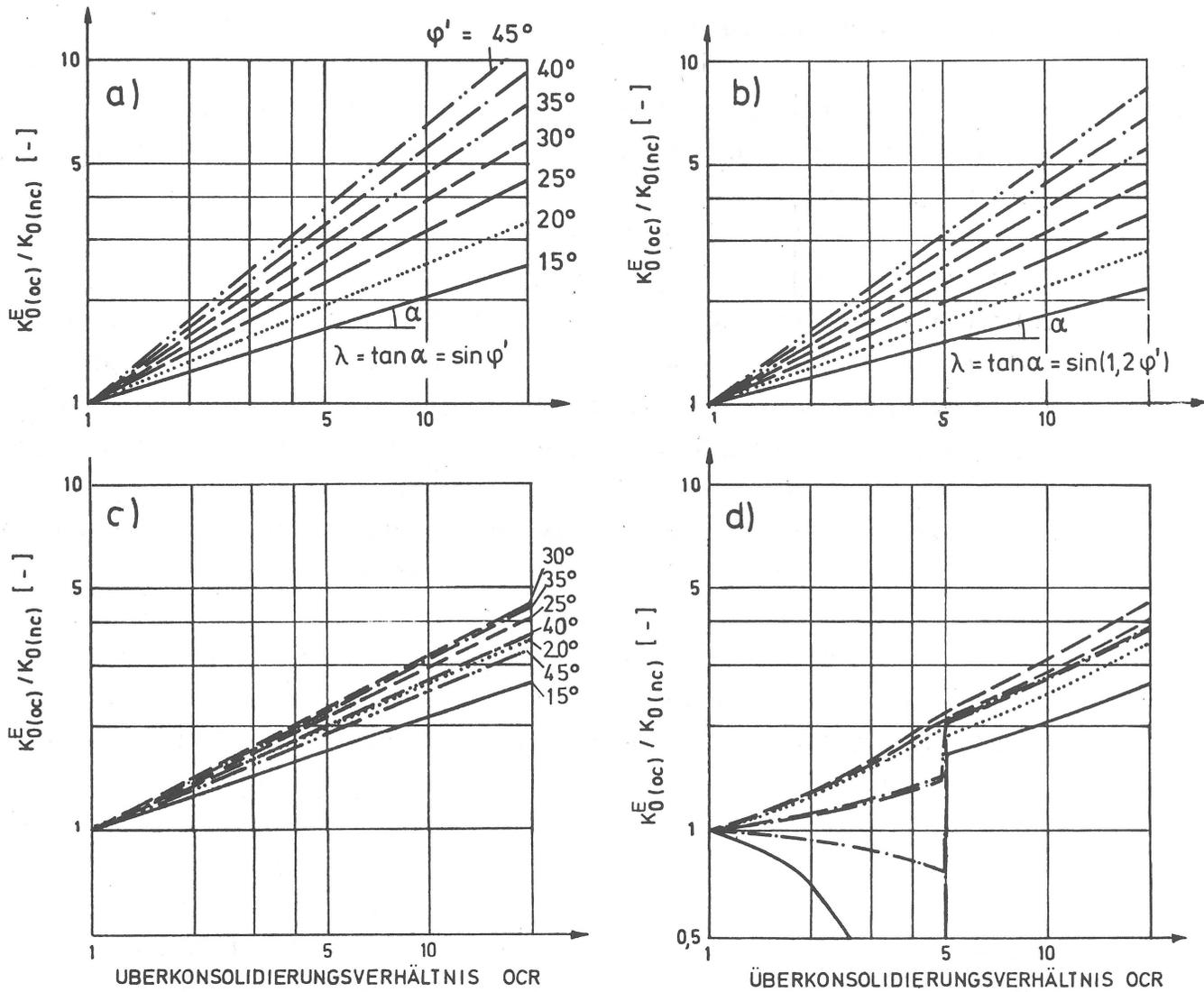


Bild 2.5 Beziehung zwischen $K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)}$ und OCR

a) nach MAYNE et al. (1982)

c) nach ALPAN (1967)

b) nach SCHMIDT (1966)

d) nach WROTH (1975)

Wie man sieht, wächst sowohl bei MAYNE et al. als auch bei SCHMIDT λ mit steigendem Winkel der inneren Reibung. Bei MAYNE et al. ist $\lambda = \sin \varphi'$ bei SCHMIDT $\lambda = \sin(1,2 \varphi')$.

Bei ALPAN (Bild 2.5c) nimmt λ für Reibungswinkel von $\varphi' = 15^\circ$ bis $\varphi' = 30^\circ$, d.h. für bindigen Boden mit wachsendem φ' zu. Für Reibungswinkel von $\varphi' \geq 35^\circ$, d.h. für nicht bindiges Material nimmt λ allerdings wieder ab. Er erklärt dies damit, daß bei dichterem Sand, also Material mit höherem Reibungswinkel, der Überkonsolidierungseffekt nicht so stark ausgeprägt sei. Im Vergleich zu den Ansätzen von MAYNE et al. und SCHMIDT ist bei ALPAN der Einfluß des Reibungswinkel auf den Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^E$ weniger ausgeprägt, wie man aus Bild 2.5c ersehen kann, wo die Geradenschar dichter beisammen liegt.

Die Ansätze von WROTH (Gl. 31d für $OCR < 5$ und Gl. 32 für $OCR > 5$) lassen sich nicht durch eine Potenzfunktion ausdrücken; sie ergeben in der doppelt-logarithmischen Auftragung deshalb auch keine Geradenschar (s. Bild 2.5d). Die Kurven für $OCR > 5$ (Gl. 32) können allerdings gut durch Geraden angenähert werden. Für $20^\circ < \varphi' < 30^\circ$ lassen sich auch die Kurven für $OCR < 5$ recht gut durch Geraden annähern. Für $\varphi' = 20^\circ$ ist die Steigung der angenäherten Geraden $\lambda \approx 0,4$ ($\hat{=} 1,2 \sin\varphi'$), für $\varphi' = 25^\circ$ ist $\lambda \approx 0,44$ ($\hat{=} \sin\varphi'$), für $\varphi' = 30^\circ$ ist $\lambda \approx 0,49$ ($\hat{=} \sin\varphi'$) und für $\varphi' = 35^\circ$ und $OCR < 5$ ist $\lambda \approx 0,425$. Das bedeutet, daß für den Bereich $25^\circ \leq \varphi' = 35^\circ$ die doch recht komplizierten Formeln von WROTH in etwa die gleichen $K_{0(oc)}$ - Werte liefern wie die einfache Formel nach SCHMIDT (Gl. 28), bei der $\lambda = \sin\varphi'$ ist. Für Reibungswinkel $\varphi' < 20^\circ$ und $\varphi' > 30^\circ$ erhält man nach den Formeln von WROTH einen Sprung bei $OCR = 5$ (s. Bild 2.5d), d.h. der Übergang von Gleichung 31d auf Gleichung 32 ist nicht stetig. Für $\varphi' > 35^\circ$ liefert Gleichung 31d ($OCR < 5$) sogar unsinnige $K_{0(oc)}^E$ -Werte, denn der Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Zustand $K_{0(oc)}$ ist kleiner als der für normalkonsolidierten Zustand $K_{0(nc)}$ und nimmt mit steigendem Überkonsolidierungsverhältnis OCR ab.

In der Praxis wird meist der Ansatz von MAYNE et al. (1982)

$$K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)} = OCR^{\sin\varphi'} \quad (33)$$

verwendet. Bei überkonsolidierten Tonen wird auch oft mit der Beziehung

$$K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)} = \sqrt{OCR} = OCR^{0,5} \quad (36)$$

gearbeitet, womit ein Bereich für den Reibungswinkel von $\varphi' = 25^\circ$ mit $\lambda = \sin 1,2 \varphi' = 0,5$ (nach der Formel von SCHMIDT) bis $\varphi' = 30^\circ$ mit $\lambda = \sin \varphi' = 0,5$ (nach der Formel von MAYNE et al.) abgedeckt ist.

2.5.3 Überkonsolidierter Zustand für Wiederbelastung

Den Zusammenhang zwischen dem Ruhedruckbeiwert für den überkonsolidierten Zustand bei Wiederbelastung $K_{0(oc)}^W$ und der Spannungsgeschichte hat lediglich MAYNE (1982) versucht mit einer mathematischen Gleichung zu erfassen. JÄNKE et al. (1955) und WROTH (1975) haben zwar K_0 -Versuche mit Wiederbelastung durchgeführt, den Verlauf des Ruhedruckbeiwertes $K_{0(oc)}^W$ haben sie allerdings nur qualitativ beschrieben. Ein Vergleich der Ergebnisse ist daher nicht möglich.

3 BEKANNTE METHODEN ZUR ERMITTLUNG DES RUHEDRUCKBEIWERTES K_0

Die Methoden zur Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes K_0 lassen sich in drei Kategorien einteilen:

1. Direkte Ermittlung durch Laborversuche
2. Indirekte Ermittlung durch Laborversuche
3. In-situ Versuche

Die indirekte Ermittlung im Labor und die In-situ Versuche liefern lediglich die Größe des Ruhedruckbeiwertes. Ob es sich bei dem ermittelten Wert um den Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation ($K_{0(nc)}$), für Überkonsolidation bei Entlastung ($K_{0(oc)}^E$) oder für Überkonsolidation bei Wiederbelastung ($K_{0(oc)}^W$) handelt, kann man aus diesen Versuchen nicht erkennen. Ob Normalkonsolidation oder Überkonsolidation vorliegt, geht aber schon aus der Größe des Ruhedruckbeiwertes hervor, oder aber andere bodenmechanische oder geologische Parameter weisen auf eine Überkonsolidation hin. Ob bei einer Überkonsolidation der Spannungszustand durch Entlastung allein oder durch Entlastung mit anschließender Wiederbelastung erreicht wurde, kann man erst entscheiden, wenn entweder genauere geologische Erkenntnisse vorliegen oder wenn die Zusammenhänge von Spannungsgeschichte und Ruhedruckbeiwert für den untersuchten Boden bekannt sind. (Diese Zusammenhänge können nur im Labor auf direkte Weise ermittelt werden, siehe dazu Abschn. 3.1).

Im folgenden werden die wichtigsten Methoden näher erläutert:

3.1 Direkte Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes K_0 durch Laborversuche

Bei der direkten Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes K_0 durch Laborversuche wird versucht, den Spannungsweg, den ein Bodenteilchen während der geologischen Geschichte durchlaufen hat, nachzuvollziehen. Hierzu müssen die aktuelle, die maximale und -wenn

Wiederbelastung vorliegt- auch die minimale Vertikalspannung d.h. σ_v' , $\max \sigma_v'$ und $\min \sigma_v'$ bekannt sein. Man geht dann wie folgt vor: Ungestörte Bodenproben werden zuerst unter Einhaltung der Ruhedruckbedingung $\varepsilon_h = 0$ unter der maximalen Vertikalspannung $\max \sigma_v'$ konsolidiert. Dieser Vorgang der Konsolidation unter einer vormals schon vorhanden gewesenen Spannung wird im folgenden als Rekonsolidation bezeichnet. Durch die Rekonsolidation wird die Probenstörung, die durch die Entnahme entstanden ist, "repariert". Anschließend wird auf die aktuelle Vertikalspannung σ_v' entlastet. Wenn Wiederbelastung vorliegt, wird bis auf die minimale Vertikalspannung $\min \sigma_v'$ entlastet und anschließend bis zur aktuellen Vertikalspannung σ_v' wiederbelastet. Die Horizontalspannung σ_h' , die zur Einhaltung der Ruhedruckbedingung erforderlich ist, ist der horizontale Ruhedruck. Der Ruhedruckbeiwert kann dann zu $K_{0(oc)}^E$ bzw. $K_{0(oc)}^W = \sigma_h' / \sigma_v'$ errechnet werden.

Nachfolgend soll beschrieben werden, wie die unbekanntes Größen, nämlich σ_v' , $\max \sigma_v'$ und σ_h' bestimmt werden können. Die minimale Vertikalspannung ($\min \sigma_v'$) kann nur aufgrund geologischer Erkenntnisse abgeschätzt werden.

3.1.1 Bestimmung der aktuellen wirksamen Vertikalspannung

Die aktuelle wirksame Vertikalspannung wird in der Regel aus dem totalen Gewicht des überlagernden Bodens errechnet, gegebenenfalls reduziert um den hydrostatischen Druck, der in der betrachteten Tiefe herrscht

$$\sigma_v' = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z_w \quad (37)$$

mit σ_v' der wirksamen Vertikalspannung,
 γ der totalen Wichte,
 z der Tiefe unter Gelände
 γ_w der Wichte des Wassers und
 z_w der Tiefe unter dem Grundwasserspiegel

Dabei wird stets die Gültigkeit der klassischen Konsolidationstheorie vorausgesetzt. Bei den fetten und hochvorbelasteten Tonen ist es aber durchaus möglich (s. Abschn. 5), daß infolge eines sog. Stagnationsgradienten i_0 die Konsolidation, bzw. das Schwellen, das durch die geologische Entlastung zustande gekommen ist, nicht vollständig theoriegemäß abgeschlossen werden kann. Dies würde bedeuten, daß ein Restporenwasserüber- bzw. -unterdruck u_R zustandekommt. Die wirksame Vertikalspannung würde sich in diesem Falle zu

$$\sigma_v' = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z_w \pm u_R \quad (38)$$

errechnen, mit

u_R , dem Restporenwasserüber- bzw. -unterdruck.

3.1.2 Bestimmung der maximalen Vertikalspannung ($\max \sigma_v'$)

Zur Ermittlung der maximalen Vorbelastung $\max \sigma_v'$ aus Oedometerversuchen gibt es zahlreiche Methoden (CASAGRANDE 1936, VAN ZELST 1948, OHDE 1949, BURMISTER 1952, SCHMERTMANN 1953). Sie beruhen im wesentlichen auf der Beobachtung, daß sich das Überschreiten der geologischen Vorbelastung in einer Änderung des Spannungs- Dehnungsverhaltens äußert. Die Druck- Setzungslinie wird steiler, der Steifemodul fällt ab. All diese Methoden versagen häufig, da die Festlegung des Überganges von der Wieder- zur Erstbelastung, d.h. das Überschreiten der Vorbelastung, u. a. wegen der infolge Probenstörung stetig gekrümmten Druck- Setzungslinie nicht möglich ist. Auch bei weggesteuerten Oedometerversuchen, wie sie von WISSA et al. (1971) und SMITH et al. (1969) vorgeschlagen wurden, treten diese Schwierigkeiten auf. Als zuverlässigeres Verfahren zur Bestimmung der maximalen Vorbelastung hat sich das von MURAYAMA et al. (1958) erwiesen. Es beruht auf der Beobachtung des Kriechbeiwertes C_α . Das ist die

Neigung der Linie der Sekundärsetzung in halb-logarithmischer Darstellung $C_{\alpha} = \Delta(\Delta h/h) / \log(T_1/T_2)$ auf Bild 3.1 b. Bei Erstbelastung, also bei Spannungen, die größer als die Vorbelastung sind, ist der Kriechbeiwert C_{α} von der Konsolidierungsspannung unabhängig (siehe die Kurve rechts von $\max \sigma_v'$ auf Bild 3.1 a). Bei Überkonsolidierung fällt sie mit steigendem Überkonsolidierungsverhältnis OCR (s. Bild 3.1 a), Kurve links von $\max \sigma_v'$).

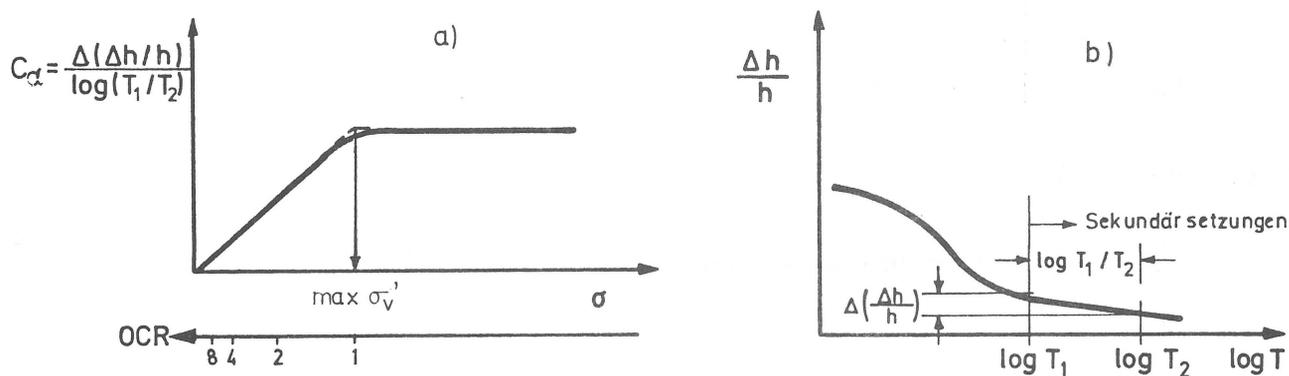


Bild 3.1 Bestimmung der geologischen Vorbelastung nach MURAYAMA et al. (1958)

Zwei Probleme wirft die Anwendung dieses Verfahrens auf. Erstens ist es, wie sich gezeigt hat, schwierig, den Beginn der Sekundärsetzung festzulegen, da ein linearer Bereich in der halblogarithmisch aufgetragenen Zeit-Setzungslinie nicht immer deutlich bestimmbar ist. Als zweites kommt hinzu, daß es bei Versuchen mit bindigem Material sehr lange dauern kann, bis die Konsolidation abgeschlossen ist und nur noch Kriechen stattfindet, d.h. Sekundärsetzungen auftreten. Versuche solcher Art können sich deshalb über Monate hinziehen.

3.1.3 Bestimmung des horizontalen Ruhedruckes durch Simulation der Naturvorgänge

Bei der Simulation der Naturvorgänge kommt es darauf an, die Ruhedruckbedingung $\varepsilon_h = 0$ während der gesamten Be- und Entlastungsvorgänge unter konsolidierten Bedingungen einzuhalten und die dazugehörige Horizontalspannung zu messen. Um dies zu realisieren, wurden bisher im wesentlichen zwei unterschiedliche Wege beschritten. Zum einen wurden herkömmliche Oedometer so modifiziert, daß es möglich wurde, die Horizontalspannung zu messen. Die Ruhedruckbedingung ist bei Oedometern durch ihren starren Ring eingehalten. Zum zweiten wurde versucht, für Dreiaxialgeräte geeignete Möglichkeiten zu finden, um den Durchmesser der Probe zu kontrollieren, damit jede Durchmesseränderung durch eine Zelldruckänderung verhindert werden kann. Einige der Geräte sind nachstehend kurz beschrieben, ohne dabei in die Details zu gehen.

3.1.3.1 Modifizierte Oedometer

LADD (1965) benutzte ein Oedometer, an dem in Bohrungen an der Wandung Druckzellen angebracht wurden, über die die Horizontalspannung gemessen wird. ABDELHAMID (1976) benutzte anstatt eines Oedometers einen Zylinder von 50 cm Höhe und 20 cm Durchmesser, um aufbereiteten Ton, der sich sehr stark zusammendrückt, untersuchen zu können. Zusätzlich zu den Druckzellen hatte er Porenwasserdruckgeber an der Wandung des Zylinders angebracht. Die Vertikalspannung wurde über ein Druckkissen aufgebracht.

SHERIF et al. (1970) beschrieben ein spezielles Oedometer. Es ist halbkreisförmig, wobei der geradlinige Teil der Wandung horizontal verschieblich gelagert ist; der restliche Teil ist starr gehalten. Über einen elektrischen Wegaufnehmer wird die Verschiebung der geraden Wand gemessen und mit einer Belastungseinrichtung zurückgedrückt. Aus der hierzu nötigen Kraft wird die Horizontalspannung errechnet.

Das Gerät, welches BROOKER et al. (1965) entwickelten, besteht aus einem flexiblen dünnen Stahlring, in dem die Probe eingebaut wird. Der Stahlring ist mit Dehnmeßstreifen beklebt. Um den Stahlring befindet sich ein mit Öl gefüllter Hohlraum. Das Ganze ist von einem starren, fest mit der Grundplatte verbundenen Ring umgeben. Wenn sich die Probe durch eine Vertikalbelastung ausdehnt, wird dies über die Dehnmeßstreifen registriert. Durch automatisches Erhöhen des Öldruckes wird die Verformung wieder zu Null geregelt.

Zwei Nachteile hat die Methode, mit modifizierten Oedometern den Ruhedruckbeiwert zu bestimmen. Zum einen entstehen an der Wandung des Oedometers Schubspannungen, die das Ergebnis erheblich verfälschen können. Zum zweiten ist es beim Einbau von sog. ungestörten Bodenproben nicht zu vermeiden, daß ein kleiner Ringspalt oder zumindest eine Störzone zwischen Wandung und Probe entsteht. Die Ruhedruckbedingung $\epsilon_h = 0$ ist dadurch, vor allem bei kleinen Spannungen, verletzt.

3.1.3.2 Dreiaxialgeräte mit Messung der Horizontalverformung

Drei prinzipiell verschiedene Methoden zur Messung der Horizontalverformung von Bodenproben im Dreiaxialgerät sind bekannt:

a) Messen der ausgepreßten Porenwassermenge

Bei dieser Methode wird die Porenwassermenge, die bei der Konsolidation aus der Probe ausgepreßt wird, gemessen. Mit Kenntnis der vertikalen Stauchung der Probe kann überprüft

werden, ob das Volumen des ausgepreßten Porenwassers der Abnahme der Probenhöhe bei $\epsilon_h = 0$ entspricht. Durch geeignete Steuerung des Seitendruckes wird diese Bedingung erfüllt.

Nach diesem Prinzip entwickelte BISHOP (1958) seine Meßeinrichtung. In der Folgezeit ist diese Methode noch von SAADA (1970) angewandt worden. Auch FRANKE et al. (1976) haben bei ihren Versuchen mit dem simple-shear-Gerät über das ausgepreßte Porenwasservolumen die Einhaltung der Ruhedruckbedingung bei der Konsolidation kontrolliert. Unabdingbare Voraussetzung für diese Methode ist eine vollständige Sättigung der Probe. Bei Versuchen mit fettem 'Frankfurter Ton' hat sich herausgestellt, daß eine 100 %-ige Sättigung nicht zu erreichen war. BLACK et al. (1973) kamen bei ihren Untersuchungen zu einem ähnlichen Schluß. Ihrer Meinung nach ist es zwar möglich, bei genügend hohem back-pressure eine Probe zu sättigen, die Zeit bis zum Erreichen der vollständigen Sättigung kann aber unter Umständen unakzeptabel (mehrere Monate) lang sein. Ein weiterer Nachteil dieser Methode besteht darin, daß bei quellfähigem Boden ein Quellen der Probe während des Einbaus und somit eine unzulässige Veränderung des Spannungszustandes der Probe nicht verhindert werden kann. Die Filtersteine und die Leitungen müssen nämlich schon vorher gesättigt sein, sodaß die Probe schon beim Einbau mit Wasser in Berührung kommt, ohne daß der zur Verhinderung des Quellens nötige Zelldruck aufgebracht werden kann.

FRANKE et al. (1976) haben auf eine weitere Fehlermöglichkeit aufmerksam gemacht, die speziell bei nichtbindigem Boden auftritt. Durch eine Eindringung der die Probe umhüllenden Gummimembran in die Randporen kann es zu Fehlmessungen des ausgepreßten Porenwasservolumens kommen.

- b) Messen der Veränderung eines Kontrollvolumens in der Probenumgebung (Doppelzellenmethode)

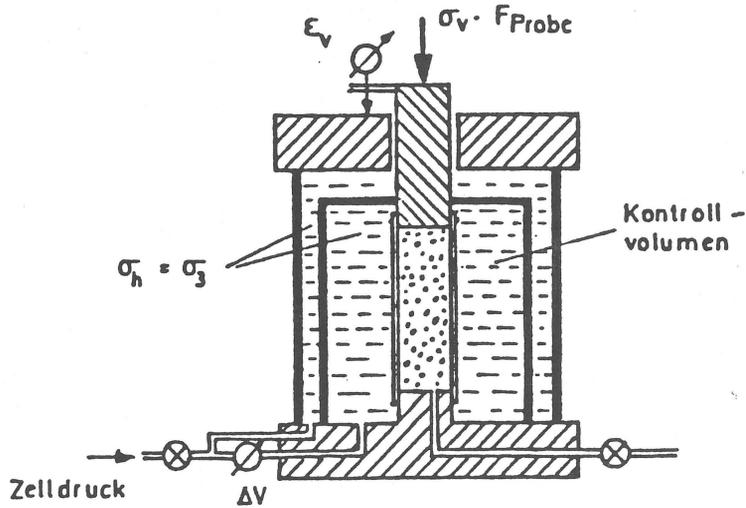


Bild 3.2 Doppelzelle (schematisch)

Bei dieser Methode wird um die Probe durch eine zweite Zelle ein Kontrollvolumen geschaffen, das sich bei einer Druckänderung nicht verändert, bzw. dessen Änderung infolge einer Druckänderung genau bekannt ist und somit berücksichtigt werden kann. Dadurch kann die Horizontalverformung der Probe aus der Änderung des Kontrollvolumens errechnet und entsprechend der Seitendruck geändert werden, so daß keine Horizontalverformung auftritt. Diese Methode zum Messen der Horizontalverformung haben u. a. JÄNKE et al. (1955), DAVIS et al. (1963), BISHOP et al. (1964) und CAMPANELLA et al. (1972) angewandt. Auch am Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt stehen mehrere dieser sog. Doppelzellen (s. Bild 3.2) zur Verfügung. Der Nachteil dieser Methode ist, daß es eines sehr großen technischen Aufwandes bedarf, um die Druckunabhängigkeit des Kontrollvolumens zu realisieren, zumal sich auch sämtliche Leitungen unter Druck nicht verformen dürfen. Desgleichen muß die Verformung der Gummimembrane um die Probe berücksichtigt werden. Auch ist eine einwandfreie Entlüftung des benutzten Wassers zu gewährleisten, was, wie

sich in Vorversuchen gezeigt hat, sehr schwierig ist. Vor allem beim Einfüllvorgang wird immer wieder Luft mitgerissen. Wohl aus diesem Grunde benutzten BISHOP et al. (1964) Glycerin statt Wasser.

c) Unmittelbare Messung des Durchmessers

Bei dieser Methode wird die Horizontalverformung unmittelbar an der Probe punktförmig abgegriffen. BISHOP (1958) hat ein derartiges Meßsystem vorgestellt (s. Bild 3.3).

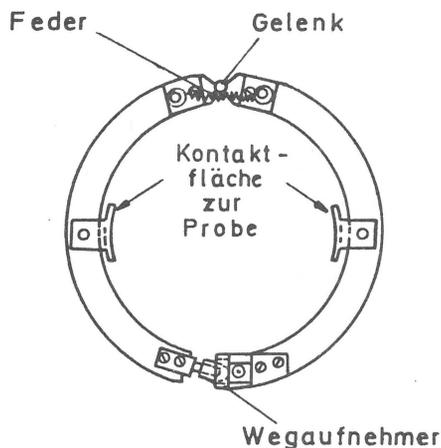


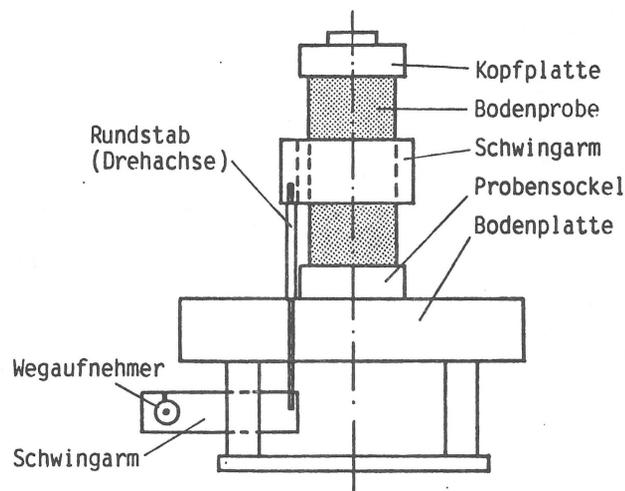
Bild 3.3
Gerät zur unmittelbaren Querdehnungsmessung nach BISHOP
(1958)

Nach dem gleichen oder einem ähnlichen Prinzip haben CHANG (1973), LIU (1974), MENZIES et al. (1976) und AL-HUSSAINI et al. (1975) ihre Meßeinrichtungen konzipiert. Letztere haben zwei weitere Methoden für die direkte Messung der Horizontalverformung entwickelt. Bei der einen handelt es sich um ein dünnes Metallband, welches mit Dehnmeßstreifen beklebt ist und um die Probe gelegt wird. Zu bedenken ist dabei, daß das doch relativ steife Metallband eine ungewollte Verformungsbehinderung darstellt. Auch müssen die Dehnmeßstreifen druckunabhängig sein. Bei der anderen Methode werden zwei sog. Schwingarme verwendet, die an einem Ende an senkrecht stehenden, drehbar gelagerten Stäben, den Drehachsen, befestigt sind (s. Bild 3.4). Die Stäbe sind durch die Bodenplat-

te geführt und haben am anderen Ende nochmals Schwingarme. Wenn sich die Bodenprobe in horizontaler Richtung verformt, so werden die Schwingarme bewegt und die Stäbe verdreht. Über dieses Hebelsystem wird die Verformung nach außerhalb der Zelle transformiert und kann dort gemessen werden. Problematisch hierbei ist die Durchführung der Stäbe durch den Gerätesockel hinsichtlich Abdichtung und vor allem Reibung, was die Meßgrößen beeinflussen kann.

Voraussetzung für ein einwandfreies Funktionieren aller direkten Meßmethoden sind homogene Bodenproben.

a) ANSICHT



b) DRAUFSICHT (ohne Bodenplatte)

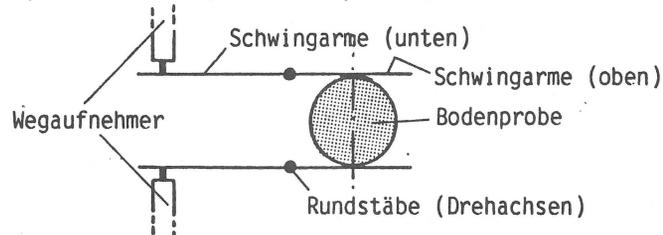


Bild 3.4 Gerät zur unmittelbaren Querdehnungsmessung nach AL-HUSSAINI et al. 1975 (schematisch)

3.2 Indirekte Ermittlung der Ruhedruckbeiwerte K_0

SKEMPTON (1961) hat eine Methode angegeben, wie man die in-situ-Horizontalspannung und daraus den Ruhedruckbeiwert K_0 auf indirektem Wege ermitteln kann. Er ging dabei von folgenden Überlegungen aus:

Bei der Entnahme von bindigen Bodenproben bildet sich ein negativer Porenwasserdruck, der Kapillardruck p_k , der die Probe zusammenhält. Wenn es nun gelingt, diesen Unterdruck zu messen sowie den Porenwasserdruckkoeffizienten für Schwellen A_S vorab im Labor zu ermitteln, so kann man mit der Gleichung

$$p_k = \sigma_v' [K_0 - A_S (K_0 - 1)] \quad (39)$$

die aus der Porenwasserdruckgleichung

$$\Delta u = u_0 + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + 2 \Delta \sigma_3) + (A_S - \frac{1}{3}) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (40)$$

abgeleitet ist, den Ruhedruckbeiwert berechnen. Neben den Schwierigkeiten bei der Bestimmung des Kapillardruckes p_k und des Porenwasserdruckkoeffizienten A_S , der in Wirklichkeit keine Konstante ist, ist es zweifelhaft, ob die Annahmen, die dieser Methode zugrunde gelegt werden, hinreichend genau zutreffen. WROTH (1975) hat gezeigt, daß der Kapillardruck, der gleich der mittleren Normalspannung im Boden gesetzt wird, durch die Entnahme und den Probeneinbau drastisch reduziert wird. Messungen am Londoner Ton haben ergeben, daß der Kapillardruck innerhalb von 50 Tagen bis auf 20 % des Wertes direkt nach Entnahme abfällt. Es ist im Rahmen dieser Arbeit versucht worden, diese Methode anzuwenden. Die Ergebnisse waren unbefriedigend.

CHANG et al. (1977) stellten eine Methode vor, bei der sie von der These ausgehen, daß eine Bodenprobe, wenn sie gerade im Ruhedruckzustand ist, bei geringer Zunahme der Deviatorspannung ($\sigma_v - \sigma_h$), keine horizontale Verformung erleidet. Gleichzeitig wollten sie mit ihrer Methode die Einflüsse, die infolge der Probenstörung durch Entnahme und Probenbehandlung entstehen ausschalten. Nach CHANG wird eine Bodenprobe in eine konventionelle

Dreiaxialzelle eingebaut und gesättigt. Anschließend wird sie isotrop mit einer Spannung von 0,4 - 0,6 mal (je nach Bodenart) der wirksamen in-situ-Vertikalspannung rekonsolidiert. Damit soll die Probenstörung repariert werden. Die Konsolidierungsspannung soll etwas kleiner sein als die in-situ-Horizontalspannung, was bedeutet, daß man mit dieser Methode nur leicht überkonsolidierte Böden ($K_0 < 1$) untersuchen kann. Der Seitendruck wird dann konstant gehalten, während die Vertikalspannung stufenweise erhöht wird. Dabei wird die Änderung des Porenvolumens einmal über das ausgepreßte Porenwasser und einmal aus der Zusammendrückung der Probe, multipliziert mit der Probenfläche, errechnet. Stimmen die beiden Werte überein, so hat keine Horizontalverformung stattgefunden, und das Verhältnis der zu diesem Konsolidationszustand gehörigen Horizontal- und Vertikalspannungen soll der Ruhedruckbeiwert K_0 sein. Die auf diese Weise ermittelten K_0 -Werte stimmen jedoch häufig nicht mit echten, unter $\epsilon_h = 0$ - Bedingungen erhaltenen Werten überein.

ANDRAWES et al. (1973) führten zur Bestimmung des Ruhedruckbeiwertes K_0 zwei dreiaxiale Kompressionsversuche mit konstantem Verhältnis von Horizontal- und Vertikalspannung aus. Dabei wird die Volumenänderung und die Vertikalverformung gemessen. Das Spannungsverhältnis wird so gewählt, daß bei einer Probe das Verhältnis der Volumendehnung ϵ_{v_0} zur Vertikaldehnung ϵ_1 kleiner als eins ist, d.h. es findet eine Durchmesserergrößerung statt; bei der anderen ist $\epsilon_{v_0}/\epsilon_1$ größer als eins, d.h. der Probendurchmesser wird vermindert. Die Volumenänderung ϵ_{v_0} über der Vertikalstauchung ϵ_1 für beide Proben aufgetragen ergibt Geraden mit unterschiedlicher Steigung; eine größer 45° und eine kleiner 45° (bei gleichem Maßstab). Für die Geraden mit der Steigung von 45° gilt, daß $\epsilon_{v_0} = \epsilon_1$ ist, d.h. keine Horizontalverformung. Das Spannungsverhältnis, das zu diese Geraden gehört, kann aus den beiden gemessenen Geraden interpoliert werden. Aus der Tatsache, daß bei diesem Verfahren stets ein festes Spannungsverhältnis erforderlich ist, kann man ersehen, daß diese Methode nur für normal-konsolidiertes Material geeignet ist, denn nur für solches ist der Ruhedruckbeiwert konstant.

Im Vergleich zur Bestimmung des horizontalen Ruhedruckes durch

Simulation der Naturvorgänge (vgl. Abschn. 3.1.3) bringen die beiden letzten Verfahren keine Vorteile. Der technische Aufwand hierfür ist nahezu der gleiche, da ebenfalls eine exakte Volumenmessung erforderlich ist. Lediglich die Steuereinrichtung kann entfallen. Statt dessen müssen aber Annahmen über das Verformungsverhalten des Bodens gemacht werden, um auf den Ruhedruckbeiwert mittelbar schließen zu können. Vor allem ist es mit diesen indirekten Methoden nicht möglich zu unterscheiden, ob es sich bei dem ermittelten Wert um den Ruhedruckbeiwert für Normkonsolidation, für Überkonsolidation bei Entlastung oder für Überkonsolidation bei Wiederbelastung handelt.

3.3 In-situ Versuche

Bei den in-situ Versuchen ist es das Ziel, die wirksamen Horizontalspannungen σ_h' direkt zu messen; die wirksamen Vertikalspannungen σ_v' werden aus der Wichte des überlagernden Bodens und den Wasserdrücken errechnet. Im folgenden wird unter 3.3 nur die in-situ-Ermittlung von σ_h' beschrieben; die Ermittlung von σ_v' wurde bereits im Zusammenhang mit den Laborversuchen unter 3.1.1 behandelt.

Definitionsgemäß ist der Ruhedruckbeiwert K_0 das Verhältnis von wirksamer Horizontal- zu wirksamer Vertikalspannung bei Nullverformung in horizontaler Richtung. Bei Nullverformung kann man aber bekanntlich keine Drücke bzw. Spannungen messen, und zudem können keine Meßinstrumente in den gewachsenen Untergrund eingebracht werden, ohne daß irgendwelche Verformungen auftreten. Das Prinzip aller im folgenden kurz beschriebenen Versuche ist es deshalb, dem Boden bestimmte Spannungen aufzuzwingen und die Verformungen zu beobachten. Die so erhaltene Spannungs- Verformungsbeziehung des Bodens zeigt einen mehr oder weniger deutlichen Knick, wenn die Eigenspannung überschritten wird, oder man muß die Meßkurve rückwärts extrapolieren, um am Punkt der Null-Dehnung auf die Eigenspannung schließen zu können. Unterschiede zwischen den Versuchen bestehen lediglich in der Art der Einbringung der Meßeinrichtung in den Boden und in der Spannungs- bzw. Verformungsmessung.

3.3.1 Erddruckzelle

Die Erddruckzelle besteht aus zwei dünnen, verschweißten, spatenförmigen Platten, zwischen denen eine Flüssigkeit eingeschlossen ist. Sie wird in den Boden eingedrückt und auf die Flüssigkeit wird Druck aufgegeben (ähnlich wie bei den Glötzl-Gebern), sodaß die Platten gegen den Boden gedrückt werden. Nach diesem oder ähnlichem Prinzip arbeiten die Erddruckzellen von TAVENAS et al. (1975) und TEDD et al. (1981). Bei den Geräten von MASSARSCH (1975) und MARCHETTI (1980) sind die Erddruckzellen in die Platten eingebaut. Das Anwendungsgebiet der Erddruckzellen ist auf weiche oder locker gelagerte Böden beschränkt, da in steife oder feste Böden der 'Spaten' nicht eingedrückt werden kann.

3.3.2 Hydraulic Fracturing

Messungen mit dieser Methode führten BJERRUM et al. (1972) ein. Eine Piezometersonde wird in den Boden eingerammt und anschließend Wasser unter steigendem Druck in den Boden eingepreßt. Gemessen wird der Druck und die Durchflußmenge. Bei einem plötzlichen Anstieg der Durchflußmenge hat sich ein Spalt im Boden senkrecht zur kleineren Hauptspannungsrichtung geöffnet. Der Druck wird danach in kleinen Schritten wieder vermindert.

Der Druck, bei dem sich der Spalt wieder schließt, d.h. wo die Durchflußmenge wieder auf den niedrigen Wert zurückgeht, ist gleich der totalen Spannung am Spalt. Die Anwendung dieser Methode ist begrenzt auf Böden mit geringer Durchlässigkeit, und es dürfen keine Spalten oder Hohlräume im Boden vorhanden sein. Auch für stark überkonsolidierte Böden mit $K_0 > 1$ ist diese Methode nicht geeignet, da bei größerer horizontaler als vertikaler Spannung ein horizontaler Spalt entsteht und man nur das Überlagerungsgewicht messen würde.

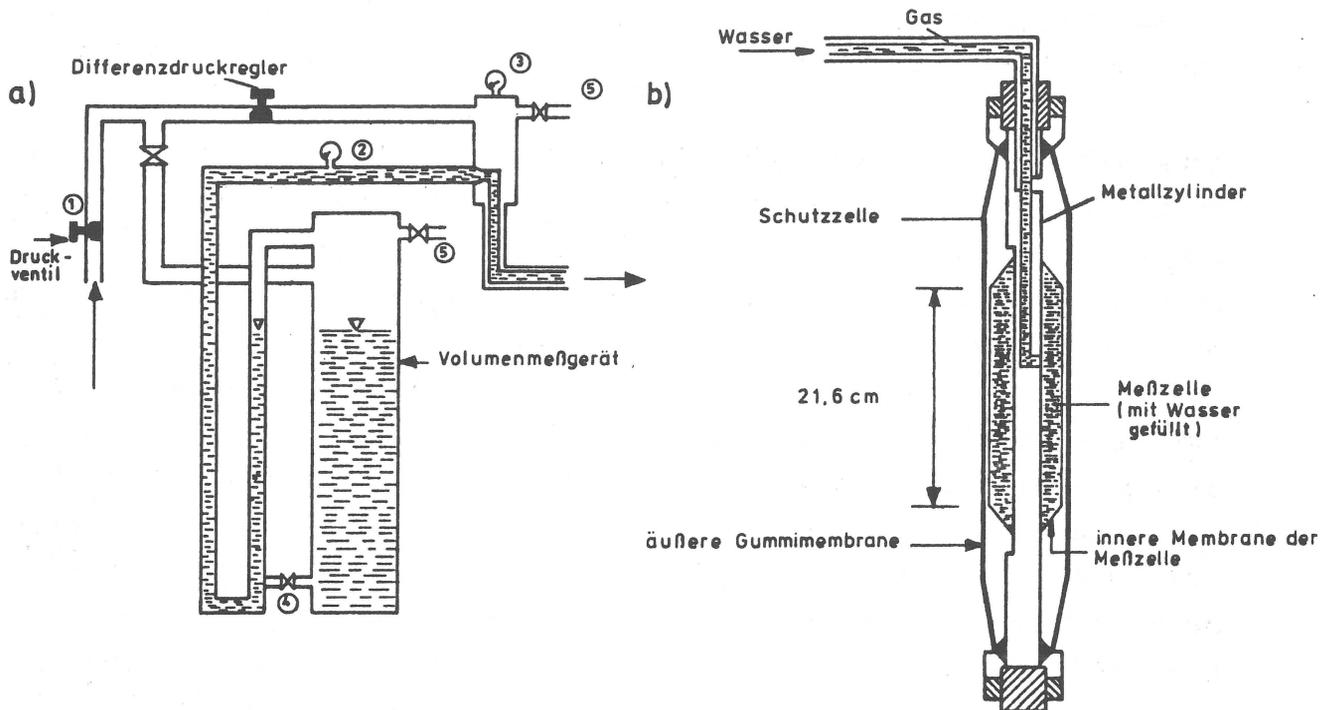


Bild 3.5 Pressiometer (schematisch)
a) Druck-Volumen-Meßgerät
b) Sonde

3.3.3 Pressiometerversuche

Die ersten Pressiometer wurden von KÖGLER (1933) eingesetzt. MENARD (1957) hat die Idee aufgegriffen und das Gerät weiterentwickelt. Es besteht aus einer zylindrischen Sonde, die wiederum aus einer 21,6 cm langen Meßzelle und je einer ca. 10 cm langen Schutzzone auf jeder Seite besteht (s. Bild 3.5). Die Sonde ist mit einer Druckversorgung und mit einer Volumenmeßeinrichtung verbunden. Sie wird in ein vorgebohrtes Bohrloch eingebracht. Durch Steigern des Druckes wird die Bohrlochwand aufgeweitet. Die Volumenänderung durch die Drucksteigerung wird an der Volumenmeßeinrichtung abgelesen. Als Ergebnis erhält man eine Druck-Verformungsbeziehung. Die Anwendung dieser Methode zur Bestimmung der horizontalen in-situ Spannung ist bei weichen

Böden fragwürdig, wie TAVENAS et al. (1975) gezeigt haben. Die Bohrlochwandungen werden durch den Bohrvorgang zu sehr gestört.

BAGUELIN et al. (1972) haben aus diesem Grund ein selbstbohrendes Pressiometer entwickelt. Vor der eigentlichen Sonde ist ein Bohrkopf angebracht. Der Boden wird mit rotierenden Messern zerkleinert. Über eine konzentrisch angeordnete Leitung wird der Bohrschlamm durch die Sonde an die Oberfläche gefördert. Durch dieses Prinzip soll erreicht werden, daß der Bohrl Lochdurchmesser nicht größer als der Sondendurchmesser wird und die Bohrlochwand sich somit nicht entspannen kann und nur wenig gestört wird. Nach einem ähnlichen Prinzip arbeitet das Camcometer (WROTH et al. 1973). Der Druck wird bei neueren Geräten mit 2 oder auch 3 Druckzellen, die auf dem Umfang der Sonde verteilt angeordnet sind, nach dem Prinzip des Glötzl-Gebers, die Verformung direkt mit Wegaufnehmern gemessen. Zusätzlich wird der Porenwasserdruck durch eine Porenwasserdruckzelle gemessen. Ein Vorteil dieser Geräte besteht darin, daß die Spannungs-Verformungsbeziehungen in verschiedenen Richtungen ermittelt werden können. Die Anwendbarkeit dieses Verfahrens ist auf Böden ohne harte Einlagerungen beschränkt. Schon geringmächtige harte Schichten oder Steine können das Bohren verhindern, bzw. die Sonde aus der vertikalen Richtung ablenken.

B. EIGENE FORSCHUNSERGEBNISSE

4 LABORUNTERSUCHUNGEN

4.1 Ziel der Untersuchungen

Feldversuche mit der Seitendrucksonde, wie sie im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden (s. Abschnitt 6), liefern den Verlauf der Horizontalspannungen und, wenn die Vertikalspannungen bekannt sind, auch den Verlauf der Ruhedruckbeiwerte über die Tiefe. Daraus kann man die geologische Vorbelastung ermitteln, wenn die Abhängigkeit zwischen Ruhedruckbeiwert und Spannungsgeschichte bekannt ist. Man kann den Ruhedruckbeiwert in Abhängigkeit von der Tiefe ebenfalls ermitteln, wenn die entsprechenden Werte des Überkonsolidierungsverhältnisses bekannt sind (z.B. aus Labor- oder geologischen Untersuchungen), und die gerade erwähnte Abhängigkeit zwischen Ruhedruckbeiwert und Spannungsgeschichte ebenfalls bekannt ist.

Um diese Abhängigkeit nutzbar machen zu können, wird wie folgt verfahren: Die Spannungsgeschichte eines Bodenteilchens ist, wie bereits in Abschnitt 2 erläutert, gekennzeichnet durch die Erstbelastung z.B. bei Sedimentation, einer Entlastung z.B. infolge Erosion oder Grundwasseranstieg und eventuell einer Wiederbelastung, (wobei stets die horizontale Verformung behindert gewesen sei). Ziel der Laboruntersuchungen war es, durch eine Simulation dieser Naturvorgänge, nämlich Sedimentation, Erosion und Wiederbelastung, zu ermitteln, wie groß die zu einer bestimmten Vertikalspannung gehörige Horizontalspannung bzw. der Ruhedruck in Abhängigkeit von der durchlaufenen Spannungsgeschichte ist, d.h. wie der Spannungspfad in Abhängigkeit von der Spannungsgeschichte verläuft.

Der Spannungspfad für Erstbelastung kann hinreichend genau durch das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung $\sigma_h' / \sigma_v' = K_{0(nc)} = \text{konst.}$ beschrieben werden. Dabei ist $K_{0(nc)} = 1 - \sin \varphi'$ und somit nur vom Winkel der inneren Reibung abhängig. Zahlrei-

che Untersuchungen haben diese auf JAKY (1944) zurückgehende Beziehung bestätigt (s. Abschn. 2.4). Durch Laboruntersuchungen sollte zunächst zur Kontrolle nochmals $K_{0(nc)}$ direkt bestimmt und mit der Formel von JAKY verglichen werden.

Bei Entlastung ist das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung nicht mehr konstant. Es ist vom Überkonsolidierungsgrad abhängig. Der Spannungspfad verläuft nicht mehr geradlinig. Er läßt sich -wie unter 2.4.2 gezeigt- durch eine Potenzfunktion der allgemeinen Form $(K_{0(oc)}^E = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda$ beschreiben, wobei der Exponent λ in der Literatur sehr unterschiedlich angegeben wird, teils in Abhängigkeit vom Winkel der inneren Reibung φ' , teils in Abhängigkeit von der Plastizität I_P und teils als Konstante. Wie groß der Exponent λ ist und wie gut er mit den aus der Literatur bekannten Werten übereinstimmt sollten die weiteren Laboruntersuchungen ergeben.

Darüber, wie der Spannungspfad bei Wiederbelastung verläuft, gibt es in der Literatur nur sehr wenige Angaben. Es gibt zwar einige wenige Versuche, bei denen ein geschlossener Lastzyklus gefahren wurde, den Spannungspfad mathematisch in Abhängigkeit von bodenmechanischen Kenngrößen zu beschreiben, hat bisher nur MAYNE (1982) versucht (s. Abschnitt 2.4.3). Deshalb war es eines der wichtigsten Ziele dieser Laboruntersuchungen den Spannungspfad für Wiederbelastung zu ermitteln und dafür mathematische Beziehungen in Abhängigkeit von bodenmechanischen Parametern zu formulieren, um u. a. eine Bewertungsgrundlage für den Boden aus dem Frankfurter Untergrund zu bekommen.

Grundsatzuntersuchungen dieser Art können nur mit Proben durchgeführt werden, die homogen und deren Randbedingungen bekannt sind. In-situ entnommene Bodenproben erfüllen diese Bedingungen nicht. Es müssen deshalb zunächst Bodenproben künstlich hergestellt werden. Dazu wird Bodenmaterial homogenisiert und in einer dafür geeigneten Vorrichtung unter einer bestimmten Spannung konsolidiert. Aus dieser Bodenprobe können dann kleinere homogene Einheiten entnommen werden, von denen die maximale Vor-

belastung bekannt ist. Im Rahmen dieser Arbeit wurden derartige Proben sowohl aus mittel- als auch aus ausgeprägt plastischem Ton hergestellt und untersucht.

4.2 Versuchseinrichtung zur Simulation der Naturvorgänge

4.2.1 Konzeption

Von einer Versuchseinrichtung, mit der Vorgänge in der Natur, wie Belastung infolge Sedimentation, Entlastung durch Erosion und Wiederbelastung durch Überlagerungen, simuliert werden können, müssen folgende Anforderungen erfüllt werden: Sie muß in der Lage sein, eine horizontale Verformung einer in vertikaler Richtung be- und entlasteten Bodenprobe zu verhindern, und es muß die Möglichkeit bestehen, die Horizontalspannung zu messen und diese unabhängig von der Vertikalspannung zu verändern. D.h. man muß beliebige Spannungspfade bei verhinderter Seitendehnung fahren können. Grundsätzlich ist dies sowohl mit Oedometern mit Möglichkeit zur Messung der Horizontalspannung als auch mit Dreiaxialgeräten mit Querdehnungsmeßeinrichtung möglich. Aber aufgrund der in Abschnitt 3.1.3.1 aufgezeigten Schwierigkeiten und Unzulänglichkeiten bei den Versuchen mit modifizierten Oedometern (insbesondere wegen der nicht erfaßbaren Randeinflüsse) wurde für diese Forschung die Dreiaxialversuchstechnik bevorzugt.

Gegenüber einer Standard-Dreiaxialversuchsanlage sind für eine derartige sog. Dreiaxiale K_0 -Zelle drei Elemente zusätzlich nötig. Erstens muß, wie oben bereits erwähnt, eine möglichst genau arbeitende Querdehnungsmeßeinrichtung installiert werden, weil ständig eine Kontrolle des Probendurchmessers erfolgen muß, um diesen durch Änderung des Zelldruckes konstant zu halten. Zweitens ist es unumgänglich, den Versuchsablauf durch einen Prozeßrechner zu steuern und die Daten automatisch zu erfassen, da bei den verwendeten bindigen Böden die Versuchsdauer mit nur einer Probe Wochen beträgt. Drittens muß die Dreiaxialzelle dafür ausgerüstet sein, Horizontal- und Vertikalspannungen unab-

hängig voneinander steuern zu können und Spannungsverhältnisse σ_h' / σ_v' größer eins zu ermöglichen, z.B. durch Anwendung eines Belastungskolbens, der den gleichen Durchmesser wie die Bodenprobe hat. Dadurch wird es aber auch unbedingt erforderlich, die Vertikalspannung innerhalb der Zelle zu messen, denn durch den größeren Umfang des Kolbens wird die Kolbenreibung beträchtlich erhöht.

Wie diese drei Bedingungen im einzelnen realisiert wurden, wird nachfolgend kurz beschrieben.

4. 2. 2 Rechnergestütztes Prozeßsteuerungssystem

Das für die Dreiaxialen K_0 -Versuche entwickelte Prozeßsteuerungssystem ist in Bild 4.1 schematisch dargestellt.

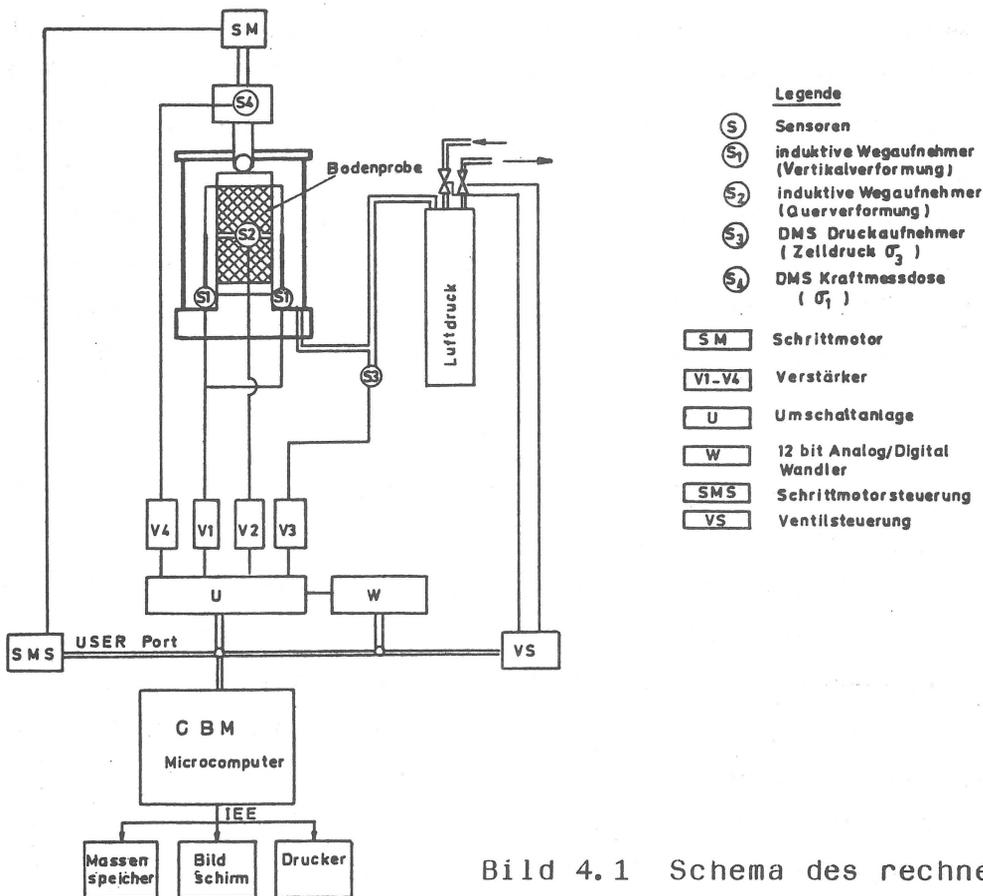


Bild 4.1 Schema des rechnergestützten Prozeßsteuersystems

Seine Hauptbestandteile sind die Meßsensoren S1-S4, deren elektrische Signale von den Meßverstärkern V1-V4 einzeln verstärkt werden und über die Umschaltanlage U und den Analog-Digital-Wandler W zum Rechner, einem Commodore CBM 8032, gelangen. Dort werden sie zunächst daraufhin überprüft, ob eine der Abbruchbedingungen erreicht ist. Dies ist notwendig, damit keine unzulässig großen Verformungen, die die Meßeinrichtung beschädigen würden, bzw. keine Überbelastungen auftreten. Der Ist-Wert der Querverformung wird dann mit dem Soll-Wert verglichen. Wenn die Abweichung des Ist-Wertes vom Soll-Wert größer als eine vorgegebene Toleranz ist, wird über die Ventilsteuerung VS in den Prozeß eingegriffen. Ist die Querdehnung zu groß, wird der Zelldruck erhöht, ist sie zu klein, wird er verringert. Die Öffnungszeit der Ventile kann dabei nicht beliebig gewählt werden. Sie hängt zum einen davon ab, wie groß die Druckerhöhung, bzw. -verminderung sein muß, um die eingetretene Querverformung rückgängig zu machen, und zum anderen, wie groß die Differenz zwischen dem Versorgungsdruck in der Druckflasche und dem Zelldruck bei Druckerhöhung, bzw. zwischen Zelldruck und Atmosphärendruck bei Druckverminderung ist. Die erforderliche Größe der Druckänderung wiederum hängt davon ab, wie groß die Querverformung ist und vor allem, wie das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Materials ist. Diese Zusammenhänge wurden in zahlreichen Vorversuchen untersucht, sodaß in Abhängigkeit vom Spannungszustand und von der aufgetretenen Querverformung die nötige Öffnungszeit der Ventile errechnet werden konnte.

4.2.3 Messung der Querdehnung

In Abschnitt 3.1.3.2 wurden bereits die drei prinzipiell verschiedenen Querdehnungsmeßmethoden vorgestellt und deren Vor- und Nachteile diskutiert. Die dritte Methode, bei der die Verformung unmittelbar an der Probe punktförmig abgegriffen wird, erschien für diese Untersuchungen und für dieses Material am geeignetsten. Ausgehend von dem Meßprinzip, das BISHOP (1958) vorgestellt hat (s. Bild 3.3) wurde eine Meßeinrichtung für die Querdehnungsmessung entwickelt (s. Bild 4.2).

Sie weist einige wesentliche Änderungen gegenüber der von BISHOP (1958) auf. Anstatt über ein Gelenk und eine Feder werden die beiden halbkreisförmigen Leichtmetallringe über eine Blattfeder miteinander verbunden. Diese erfüllt zwei Funktionen: Sie spannt die zwei Meßspitzen leicht gegen die Probe vor, und sie ermöglicht eine Winkelverdrehung. Gegenüber einem Gelenk hat sie den großen Vorteil, daß bei einer Winkelverdrehung infolge Durchmesseränderung praktisch kein Reibungswiderstand überwunden werden muß und kein Lagerspiel vorhanden ist. Als Widerlager für die Meßspitzen werden in die Bodenprobe zwei kreisförmige, flache Metallscheiben (Widerlagerscheiben) eingedrückt, um eine Messung an immer denselben Punkten sicherzustellen. Um Einflüsse durch die Verformung der Gummimembrane auszuschalten, wird diese durchtrennt und gegen die Widerlagerscheiben mit einem O-Ring abgedichtet. In die Widerlagerscheiben ist eine kegelförmige Vertiefung eingebohrt, in der die nadelförmige Meßspitze fixiert ist. Zur Verformungsmessung wird ein berührungsloser Wegaufnehmer benutzt. Gegenüber einem Wegaufnehmer mit Tauchanker hat er den Vorteil, daß er beim Einbau leichter zu handhaben ist, und daß keine Fehlmessungen infolge Verdrehung der Tauchankerachse gegenüber der Spulenachse auftreten können. Die gesamte Einrichtung ist federnd aufgehängt, sodaß sie die Probenverformung ohne Zwängungen mitmachen kann.

Der Wegaufnehmer mit dem Verstärker und Analog-Digital-Wandler ist so ausgelegt, daß eine Auflösung von $36 \cdot 10^{-9}$ m pro Skalenteil erreicht wird. Damit kann bereits eine Durchmesseränderung von $1 \cdot 10^{-3}$ % registriert werden; das ist eine Verbesserung der Genauigkeit gegenüber der Meßeinrichtung von BISHOP (1958) um etwa das 7.5-fache.

Die Empfindlichkeit der Metallteile an der Meßeinrichtung gegenüber Temperaturschwankungen und die hohe Auflösung machen es unbedingt erforderlich, daß die Versuche in einem klimatisierten Raum durchgeführt werden. Für diese Forschungsarbeit stand ein Raum zur Verfügung, dessen Temperatur auf $\pm 1^\circ \text{C}$ konstant gehalten werden konnte.

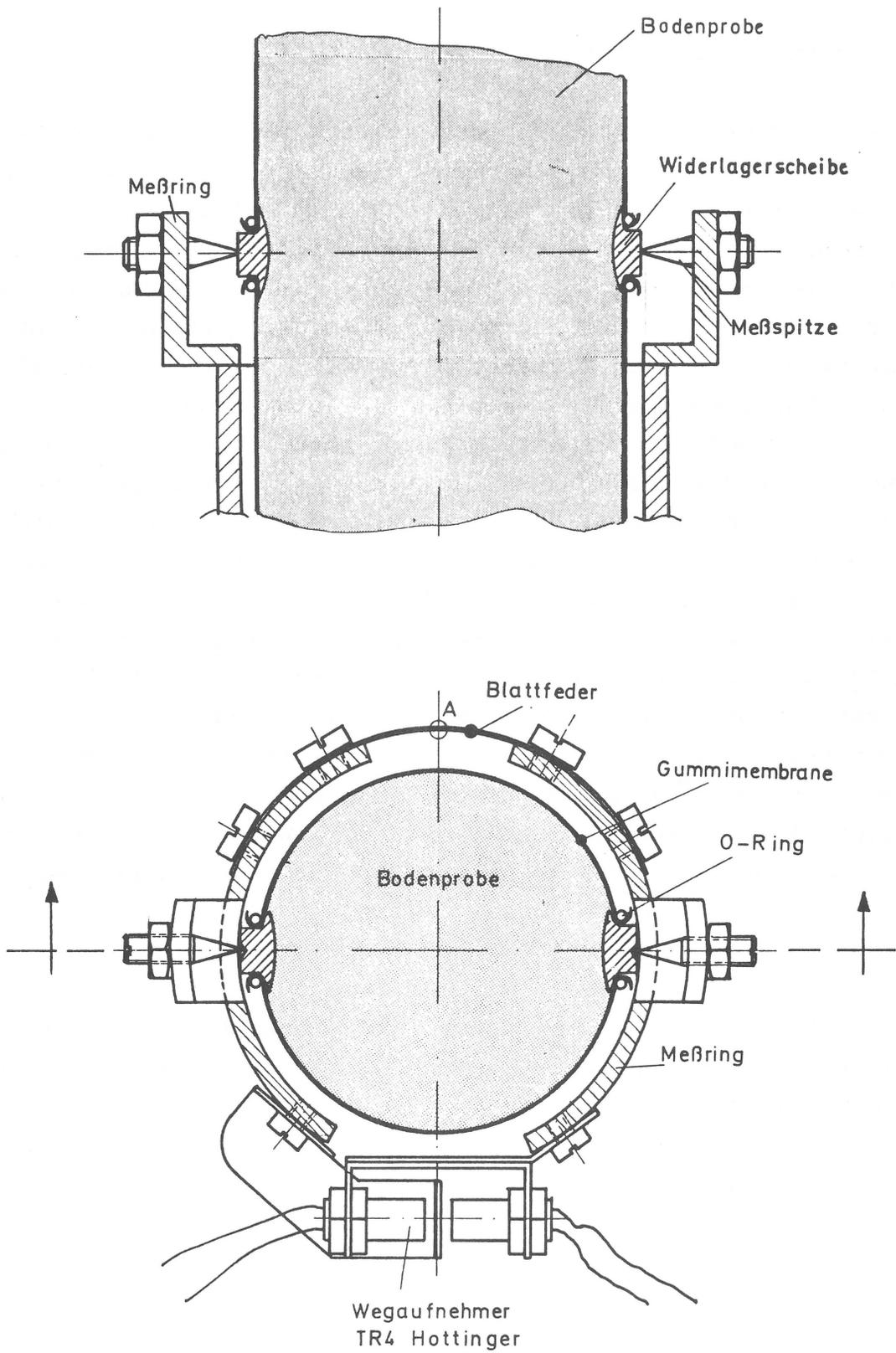


Bild 4.2 Querdehnungsmeßeinrichtung

4.2.4 Messung der Vertikalspannung

Bedingt durch den großen Durchmesser des Belastungskolbens (\varnothing 36 mm = Probendurchmesser) kann die Reibung, die beim Durchgang des Kolbens durch die Zelle entsteht, beträchtlich sein und darf nicht vernachlässigt werden. Vor allen Dingen ist sie aber nicht gleichmäßig, da sie vom Zelldruck, vom verwendeten Gleitmittel und dessen aufgetragener Schichtdicke u.v.a.m. abhängt. Zudem besteht ein großer Unterschied zwischen Haft- und Gleitreibung. Infolgedessen ist es nicht möglich, eine Kennlinie für den Reibungsverlust zu ermitteln. Um aber trotzdem eine möglichst genaue Messung der Vertikalspannung zu ermöglichen, muß diese innerhalb der Zelle gemessen werden. Das Problem, das dabei auftaucht ist, daß die Meßsysteme, die auf dem Markt erhältlich sind, stark druckabhängig sind. Aus diesem Grunde wurde ein Meßsystem entwickelt, das zwar auch nicht völlig druckunabhängig ist, dessen Abhängigkeit vom Seitendruck jedoch einfach bestimmt und dadurch in Form von Kalibrierungsfaktoren rechnerisch bei der Ermittlung der Vertikalspannung berücksichtigt werden kann. Es besteht aus einer Hülse mit einer sehr dünnen Wandung, die als Probensockel dient. Die Wandung ist mit Dehnmeßstreifen beklebt, die bei einer Dehnung (Stauchung) ein proportionales elektrisches Signal erzeugen, das dann mit Kalibrierungsfaktoren in eine Kraft umgerechnet werden kann.

In Bild 4.3 ist ein Schnitt durch die gesamte Dreiaxiale K_0 -Zelle mit den Meßeinrichtungen für die Vertikal- und die Querverformung dargestellt.

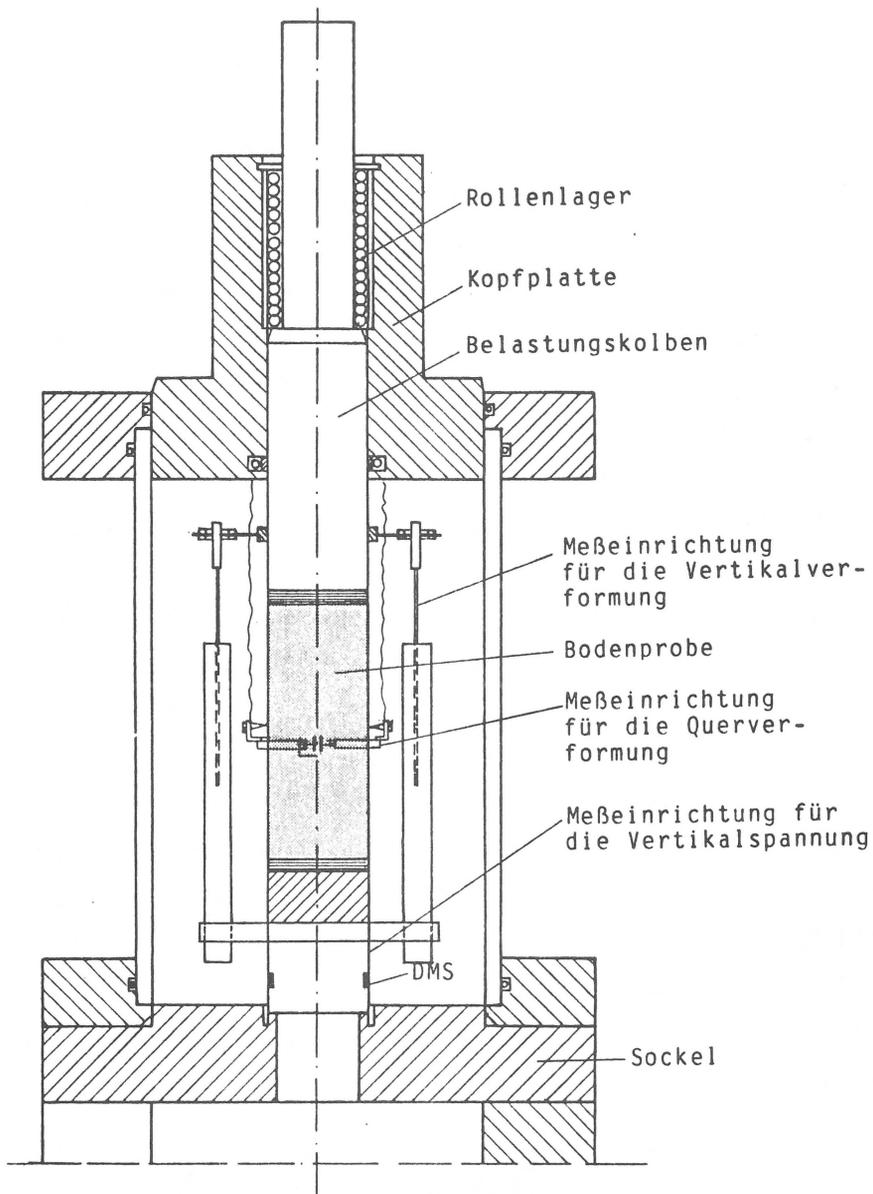


Bild 4.3 Schnitt durch die Dreiaxiale K_0 -Zelle

4.3 Probenherstellung

4.3.1 Verwendetes Material

Es wurden insgesamt 5 Bodenproben aus zwei Tonböden unterschiedlicher Plastizität hergestellt. Der erste Boden für die Proben K1-K4 stammt aus dem Untergrund des sog. Mollerbaus aus der Innenstadt von Darmstadt. In Bild 4.4 ist dessen Kornverteilung dargestellt (durchgezogene Linie). Der Wassergehalt an

der Fließgrenze beträgt $w_L = 0,370$; an der Ausrollgrenze ist er $w_P = 0,164$. Daraus errechnet sich eine Plastizität von $I_P = 0,206$. Er liegt oberhalb der A-Linie nach CASAGRANDE. Nach DIN 18 196 handelt es sich um einen mittelplastischen Ton (TM). Die Korndichte wurde zu $\gamma_s = 2,715 \text{ t/m}^3$ ermittelt. Zur Bestimmung des Winkels der inneren Reibung φ' für den normalkonsolidierten Zustand wurde eine Serie Dreiaxialer CD-Versuche durchgeführt. Die Konsolidierungsspannungen wurden größer als die maximale Vorbelastung gewählt. Es ergab sich ein Reibungswinkel von $\varphi' = 21^\circ$. Dieses Material wurde verwendet, weil es gegenüber dem fetten 'Frankfurter Ton' wesentlich schneller konsolidiert.

Der zweite Boden für die Probe K5 stammt aus dem Los 13 der S-Bahn-Baustellen in der Frankfurter Innenstadt aus ca. 12 m Tiefe. Es ist sogenannter Frankfurter Ton. Er weist einen Wassergehalt an der Fließgrenze von $w_L = 0,565$ und an der Ausrollgrenze von $w_P = 0,244$ auf. Dies ergibt eine Plastizität von $I_P = 0,321$. Die Kornverteilungskurve ist in Bild 4.4 dargestellt (strichlierte Linie). Er liegt ebenfalls oberhalb der A-Linie nach CASAGRANDE. Nach DIN 18 196 ist er als ausgeprägt plastischer Ton (TA) einzustufen. Die Korndichte wurde zu $\gamma_s = 2,715 \text{ t/m}^3$ ermittelt. Nach früher am Institut ausgeführten Versuchen liegt der Reibungswinkel für dieses Material bei $\varphi' = 18^\circ$.

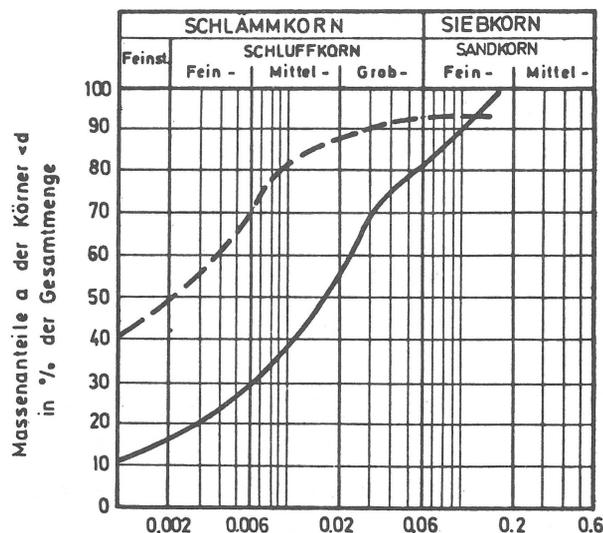


Bild 4.4 Kornverteilungskurven der verwendeten Materialien

4.3.2 Aufbereitung und Einbau des Bodens

Die Aufbereitung des Bodens, d.h. seine Homogenisierung, erfolgte in einem ca. 30 l fassenden Topf mit automatischem Rührer, wie er auch in der Backindustrie verwendet wird. Dem Boden wurde soviel Wasser zugegeben, daß der Wassergehalt etwa das 1,6-fache des Wassergehaltes an der Fließgrenze betrug. Erst diese hohen Wassergehalte $w = 0,60$ beim mittelplastischen und $w = 0,895$ beim ausgeprägt plastischen Ton- erlaubten eine gute Verarbeitung. Das Wasser-Boden-Gemisch wurde mehrere Stunden lang gerührt, bis ein homogener Brei entstanden war. Dieser Brei wurde dann mit einer speziell dafür konstruierten Vorrichtung in einen Oedometertopf mit einem Durchmesser von 20 cm und einer maximalen Einbaunöhe von 21 cm (s.a. Abschnitt 4.3.3) eingefüllt.

Die Einfüllvorrichtung besteht aus einem Einfülltrichter und drei zylinderförmigen Plexiglaszellen, die auf den Oedometertopf aufgesetzt werden (s. Bild 4.5). Zwischen der ersten und der zweiten Zelle ist ein Sieb mit einem Lochdurchmesser von 4 mm angebracht. Zwischen der zweiten und dritten Zelle befindet sich ein Anschluß für die Vakuumpumpe. Der Boden wird in den Einfülltrichter gefüllt, wobei der Absperrhahn unternhalb des Trichters geschlossen ist. In den Zellen und im Oedometertopf wird dann ein Vakuum erzeugt. Der Absperrhahn unternhalb des Trichters wird geöffnet und der Brei fällt durch das Sieb in den Oedometertopf. Das Sieb bewirkt, daß der Brei aufgewirbelt wird und die eventuell noch vorhandenen Luft einschlüsse durch den Unterdruck abgesaugt werden. Die drei übereinander angebrachten Zellen haben den Zweck, die Fallhöhe zu vergrößern, damit das Vakuum länger einwirken kann. Auf diese Weise erhält man vollständig entlüftetes Bodenmaterial.

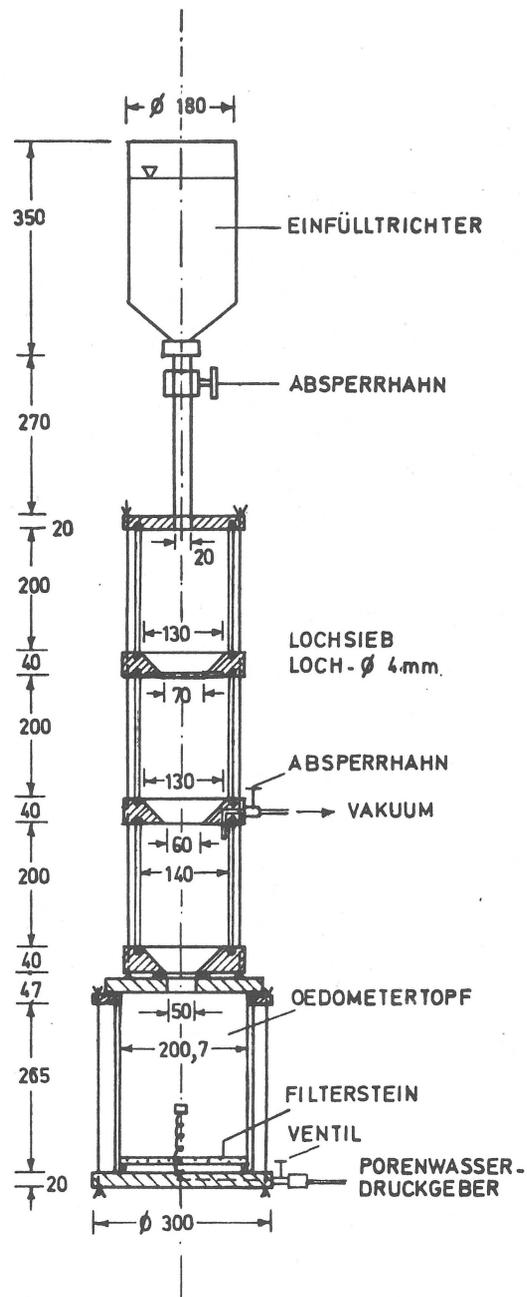


Bild 4.5 Skizze der Einfüllvorrichtung mit Oedometertopf

4.3.3 Konsolidation

Die Konsolidation des aufbereiteten Materials erfolgte in 6-7 Laststufen bis zum Erreichen der maximalen Konsolidationsspannung $\max \sigma_{v0}$. Zur Kontrolle des Porenwasserdruckes war in der

Mitte des Oedometertopfes ein kleiner Filterstein (\varnothing 1 cm, Höhe 1 cm) angebracht, der mit einem Porenwasserdruckgeber gekoppelt war. Die Belastung wurde über ein Hebelsystem mit Totlasten, wie es bei Standard-Oedometerversuchen üblich ist, aufgebracht. Erst nachdem der Porenwasserdruck in Probenmitte abgebaut war, wurde die nächste Laststufe aufgebracht. Die Entlastung erfolgte in 2 Stufen, wobei die Probe Wasser ansaugen konnte. Die Vertikalverformung wurde mit 4 Meßbühren an 4 Stellen der Druckplatte gemessen. Die 4 Meßstellen waren nötig, um ein Verkanten der Druckplatte sofort erkennen zu können. Parallel dazu wurde das ausgepreßte Porenwasser aufgefangen und gemessen, sodaß stets eine Kontrolle vorhanden war.

4.3.4 Ergebnisse der Konsolidation

Es wurden insgesamt 5 Konsolidationen durchgeführt; 4 mit dem mittelplastischen Ton (Versuche K1-K4) und einer mit dem ausgeprägt plastischen Ton (Versuch K5).

Die maximale Konsolidationsspannung ($\max \sigma'_{v0}$) betrug bei den Versuchen K1, K4 und K5 500 kPa. Die Wassergehalte beim Einbau lagen bei 89,5% (s. Tabelle 4.1). In Bild 4.6a ist die Spannungs-Wassergehalts-Beziehung in linearem, in Bild 4.6b in halb-logarithmischem Maßstab dargestellt. Man kann erkennen, daß mit Ausnahme von Versuch K3 die Werte der Versuche K1-K4 auf einer Linie liegen. Bei Versuch K3 war offensichtlich bei den Konsolidationsspannungen kleiner als 210 kPa die Druckplatte verkantet, sodaß die aufgebrachte Last nicht auf den Boden wirken konnte. Bei den großen Konsolidationsspannungen liegen die Werte wiederum auf einer Linie mit den Versuchen K1, K2 und K4.

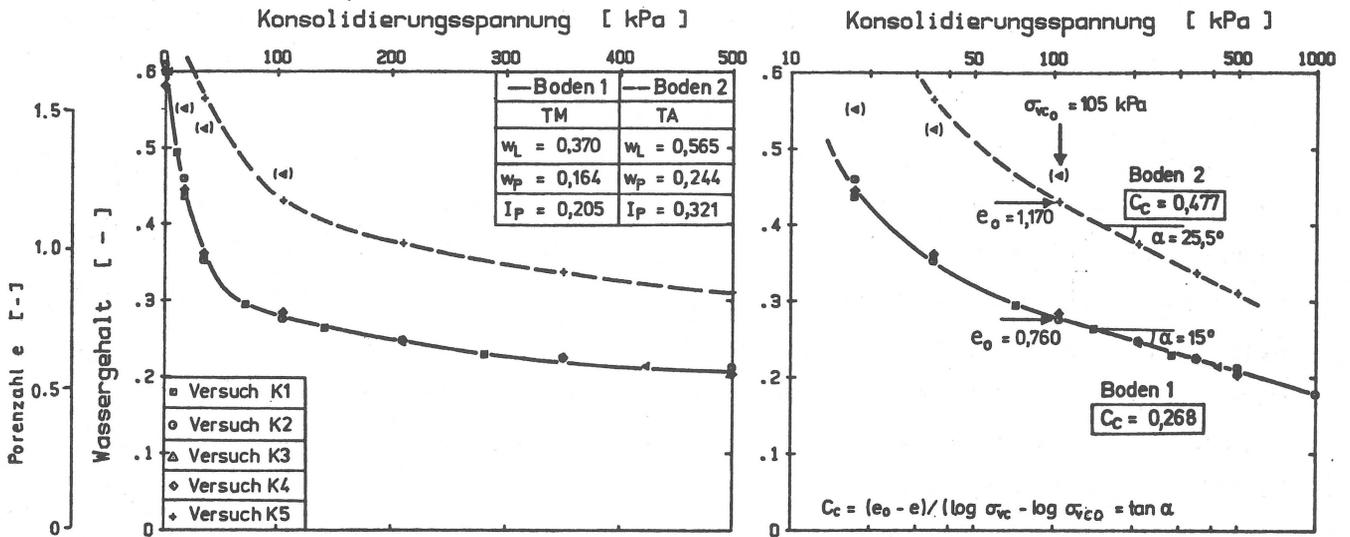


Bild 4.6 Spannungs-Wassergehalts-Diagramm
 a) in linearem Maßstab
 b) in halblogarithmischem Maßstab

Vers. Nr.	Bodenart Kurzbez. n. DIN 18 196	max. Konsolidier. Spannung max σ_{v0} [kPa]	Wassergehalt beim Einbau [-]	Wassergehalt bei max σ_{v0} [-]	Wassergehalt beim Ausbau [-]
K 1	TM	500	0,5997	0,2055	0,2094
K 2	TM	1 000	0,6098	0,1783	0,1785
K 3	TM	425	0,6011	0,2141	0,2196
K 4	TM	500	0,5811	0,2033	0,2221
K 5	TA	500	0,8951	0,3104	0,3684

Tabelle 4.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der Versuche K 1 - K 5

In der halblogarithmischen Auftragung ergibt die Beziehung zwischen der Konsolidationsspannung und dem Wassergehalt ab einer Spannung von ca. 100 kPa eine Gerade. Ihr Verlauf läßt sich

durch den Ansatz von TERZAGHI (1925)

$$e_0 - e = C_c \cdot \log (1 + \Delta \sigma_{vc} / \sigma_{vc0}) \quad (41)$$

mit $e_0 = w_0 \cdot \gamma_s$ und $(42a)$

$$e = w \cdot \gamma_s \quad (42b)$$

analytisch beschreiben. e_0 bzw. w_0 und σ_{vc0} sind darin die Koordinaten, von denen an die Linearität gilt. Der Proportionalitätsfaktor C_c wird als Kompressionsbeiwert bezeichnet. Für den mittelplastischen Ton (TM) errechnet sich ein Kompressionsbeiwert von $C_c = 0,268$, für den ausgeprägt plastischen Ton (TA) ist $C_c = 0,477$.

4.4 Simulation der Naturvorgänge im Dreiaxialen K_0 - Versuch

4.4.1 Durchgeführte Untersuchungen

Es wurden insgesamt 15 dränierte Dreiaxiale K_0 -Versuche durchgeführt (V1, V3, V6, V7 und V9 bis V19). Für die Versuche V18 und V19 wurden die Proben (\emptyset 36 mm) aus dem Boden 2 (TA) der Oedometerproben K5, für alle anderen aus dem Boden 1 (TM) der Oedometerproben K1 bis K4, hergestellt. Die Versuche V15, V17, V18 und V19 waren weggesteuert, die übrigen lastgesteuert. Es war beabsichtigt, bei allen Versuchen einen geschlossenen Lastzyklus von der Rekonsolidation über die maximale Vorbelastung im Oedometer ($\max \sigma'_{v0}$) hinaus, die Entlastung auf unterschiedliche Überkonsolidierungsgrade und Wiederbelastungen zu durchfahren. Technische Defekte in der Druckluftversorgung und Stromausfälle, durch die die automatische Steuerung ausfiel, gestatteten dies nur bei den Versuchen V9 und V11 bis V19.

In Bild 4.7 sind die Pfade der Vertikalspannungen der kraftgesteuerten Versuche graphisch dargestellt. In Tabelle 4.2 sind

für alle Versuche die im Oedometer erzielten maximalen Vorbela-
stungen und die im Dreiaxialen K_0 -Versuch durchlaufenen Konsoli-
dationsstufen zusammengestellt.

Die Proben der Versuche V2, V3, V6 und V7 wurden in Stufen von
250 kPa bis zu einer Vertikalspannung von 1500 kPa belastet. Die
Proben V3 und V6 wurden anschließend auf 250 kPa entlastet.
Während die Proben V2 und V3 eine maximale Vorbelastung
($\max \sigma'_{v0}$) von 1000 kPa aufwiesen, betrug sie bei den Proben V6
und V7 500 kPa. Die Proben für die Versuche V9 und V10 waren
ebenfalls mit 500 kPa vorbelastet. Sie wurden in Stufen von 100
kPa bis 1000 kPa belastet und auf 200 kPa entlastet. Während
Versuch V9 auf 1500 kPa wiederbelastet und anschließend entla-
stet werden konnte, fiel bei Versuch V10 der Strom aus, sodaß
der Versuch abgebrochen werden mußte.

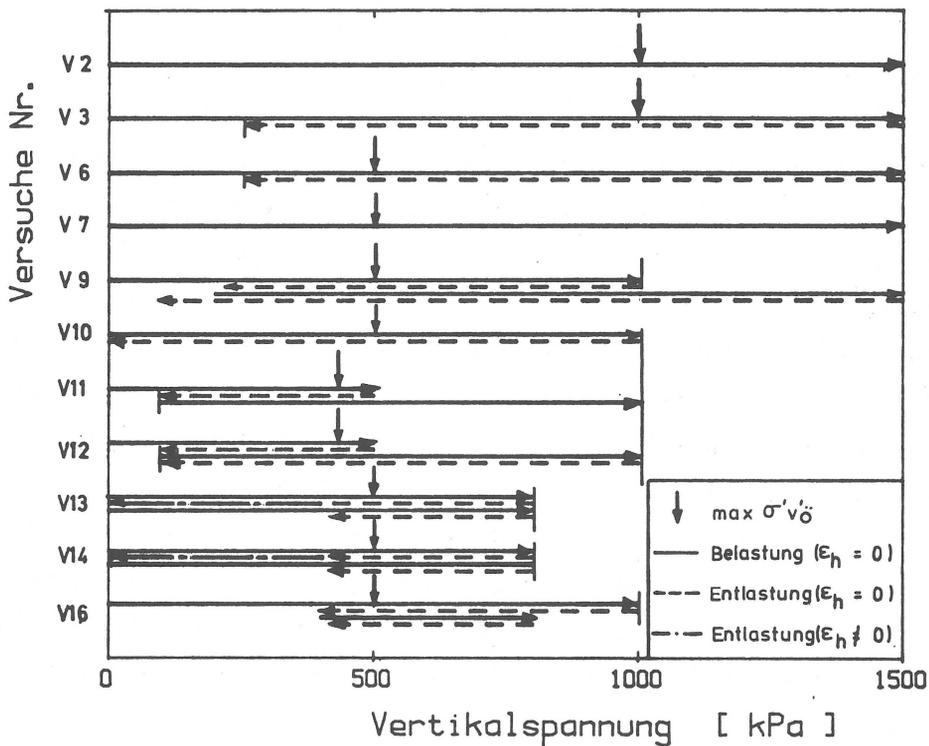


Bild 4.7 Untersuchte Pfade der Vertikalspannung bei kraft-
gesteuerten Versuchen

Versuch Nr.	Kraft(k)- bzw. weg(w)- gesteuert	max.Vorbelastung im Ödometer max σ_{v0} [kPa]	rekonsolidiert bis [kPa]	entlastet bis [kPa]	wiederbelastet bis [kPa]	entlastet bis [kPa]
V 2	k	1 000	1 500	-	-	-
V 3	k	1 000	1 500	250	-	-
V 6	k	500	1 500	250	-	-
V 7	k	500	1 500	-	-	-
V 9	k	500	1 000	200	1 500	-
V 10	k	500	1 000	200	-	-
V 11	k	425	500	100	1 000	-
V 12	k	425	500	100	1 000	100
V 13	k	500	800	400*	800	400
V 14	k	500	800	400*	800	400
V 16	k	500	1 000	400	800	400
V 15	w	500	1 000	100	-	-
V 17	w	500	1 000	100	-	-
V 18	w	500	600	100	700	100
V 19	w	500	600	100	800	100

* $\epsilon_h \neq 0$

Tabelle 4.2

Bei den Versuchen V11 und V12 wurden Proben mit einer maximalen Vorbelastung im Odometer von 425 kPa bis zu einer Vertikalspannung von 500 kPa belastet und anschließend auf 100 kPa entlastet. Die Proben wurden danach wieder bis 1000 kPa in Stufen von 100 kPa belastet und Probe V12 anschließend entlastet.

Bei den Versuchen V13 und V14 wurden die Proben mit einer Vorbelastung im Oedometer von 500 kPa bis 800 kPa belastet, auf 400 kPa entlastet, wobei stets die Ruhedruckbedingung $\epsilon_h = 0$ eingehalten wurde. Die Bodenproben hatten somit ein Überkonsolidierungsverhältnis von $OCR = 2$. Anschließend wurde allseitig vollständig entlastet und somit das sog. "perfect sampling" simuliert. Unter dem Begriff "perfect sampling" versteht man die vollständige Entlastung einer Bodenprobe vom In-situ-Spannungszustand unter undrainierten Bedingungen. Da der In-situ-Spannungszustand i.d.R anisotrop, der Spannungszustand in der Bodenprobe nach der Entlastung aber isotrop ist, wird die Bodenprobe

infolge der Entlastung durch Scherspannungen beansprucht, wodurch eine Gestaltsänderung der Probe, d.h. eine Probenstörung, stattfindet. Kommen zusätzlich mechanische Störungen, wie sie bei der Probenentnahme und -bearbeitung unvermeidbar sind, hinzu, so handelt es sich nicht mehr um "perfect sampling". Man spricht dann von der Entnahme von ungestörten Bodenproben. Die Ruhedruckbedingung $\varepsilon_h = 0$ wurde dabei nicht eingehalten. Die Proben wurden dann wieder bis auf 800 kPa belastet und auf 400 kPa entlastet.

Bei Versuch V16 wurde die Bodenprobe mit einer maximalen Vorbelastung im Oedometer von 500 kPa bis 1000 kPa belastet, auf 400 kPa entlastet und dann nur noch bis 800 kPa belastet und wiederum auf 400 kPa entlastet.

Die Bodenproben für die weggesteuerten Versuche V15, V17, V18 und V19 waren mit 500 kPa vorbelastet. Die Versuche V15 und V17 wurden bis zu einer Vertikalspannung von 1000 kPa belastet und anschließend auf 100 kPa entlastet. Die Versuche V18 und V19 wurden bis zu einer Vertikalspannung von 600 kPa belastet, auf 100 kPa entlastet, wiederum belastet bis 700 kPa bei Versuch V18, bzw. 800 kPa bei Versuch V19 und anschließend entlastet. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug dabei $8.6 \cdot 10^{-3}$ mm/h. Dies entspricht etwa der halben Verformungsgeschwindigkeit, die bei den lastgesteuerten Versuchen für die höchste Laststufe (900-1000 kPa) auftrat. Dadurch ist gewährleistet, daß kein beachtenswerter Porenwasserüberdruck entsteht.

4.4.2 Spannungs-Verformungs-Verhalten

Die Spannungs-Verformungs-Verläufe der untersuchten Bodenproben sind in den Bildern 4.8a bis 4.8n in halblogarithmischem Maßstab dargestellt. Gleichartige Versuche, d.h. Versuche mit gleichem Spannungspfad, sind jeweils in einem Diagramm zusammengefaßt. In die Diagramme sind auch die Erstverdichtungslinien eingezeichnet, die der Boden bei der Probenherstellung im Oedometer zeigte (s. Bild 4.6). Ferner sind die maximalen Vertikalspannungen ($\max \sigma'_{v0}$), mit der die Proben bei der Herstellung belastet wurden, gekennzeichnet.

Aus den Bildern kann man deutlich erkennen, daß die Spannungs-Verformungs-Kurven bei der Rekonsolidation, selbst bei Vertikalspannungen, die dem zweifachen der maximalen Vorbelastung im Oedometer entsprechen, flacher verlaufen als bei der Erstverdichtung. Ein Maß für die Steilheit der Last-Verformungs-Kurven ist der Kompressionsbeiwert C_c ($C_c = \arctan \alpha$, s. Bild 4.6) bzw., wenn - wie in den Bildern 4a-h - der Wassergehalt über der Vertikalspannung aufgetragen ist, $C_c/\gamma_s = \arctan \alpha$. Während sich bei der Erstverdichtung im Oedometer für Bodenart 1 (TM) ein Kompressionsbeiwert C_c von 0,268 ergab, liegen die Werte bei der Rekonsolidation bei etwa 0,20. Für Boden 2 (TA) fällt der Kompressionsbeiwert C_c von 0,477 bei der Erstverdichtung auf etwa $C_c = 0,41$ bei der Rekonsolidation.

Ein deutlich größerer Abfall des Kompressionsbeiwertes ist bei den Versuchen V13 und V14 (Boden 1) festzustellen. Der Grund hierfür ist in Übereinstimmung mit LADD et al. (1976), OKUMURA (1971) und DAVIS et al. (1966) in der größeren Störung dieser Proben zu suchen.

Definiert man nämlich als Maß für die Probenstörung die Wasser-gehaltsänderung, die zwischen dem Ausbau des Bodens aus dem Oedometer und dem Einbau der aus diesem Boden hergestellten Proben in die Dreiaxiale K_0 -Zelle auftritt,

$$\Delta w = \frac{w_{AÖ} - w_{ED}}{w_{AÖ}} \cdot 100 \% \quad (43)$$

mit $w_{AÖ}$ dem Wassergehalt des Bodens beim Ausbau aus dem Oedometer und
 w_{ED} dem Wassergehalt des Bodens beim Einbau in die Dreiaxiale K_0 -Zelle,

so weisen diese Proben mit $\Delta w = 6 \%$ bzw. $\Delta w = 9 \%$ gegenüber $\Delta w = 2,0$ bis $2,5 \%$ der übrigen Proben, einen relativ großen Wassergehaltsverlust auf. Die Proben V13 und V14 waren also stärker gestört. Neben einer Abminderung des Kompressionsbeiwertes C_c bewirkt die Probenstörung, daß der Knick in der Spannungs-Verformungskurve beim Überschreiten der im Oedometer erzielten maximalen Vorbelastung weniger ausgeprägt ist (s. Bilder 4.8a bis 4.8h). Eine Bestimmung der maximalen geologischen Vorbelastung nach den Methoden von CASAGRANDE (1936), VAN ZELST (1948), OHDE (1949), BURMISTER (1952) oder SCHMERTMANN (1953) ist infolgedessen nicht möglich (s. Abschn.3.1.2). Man ermittelt mit diesen Methoden eine zu niedrige maximale geologische Vorbelastung, wie LADD et al.(1976) gezeigt haben. Dies kann auch mit den Bildern 4.8a-4.8h, speziell Bild 4.8e (Versuche V13 und V14, mit der größten Probenstörung) deutlich gezeigt werden.

Die Entlastungskurven stellen sich in halblogarithmischem Maßstab annähernd als Geraden dar. Die Steigung dieser Geraden wird nach TERZAGHI (1925) als Schwellbeiwert C_s bezeichnet. Für die Proben aus Boden 1 (TM) (Versuche V2-V17) liegt er einheitlich bei $C_s = 0,015$. Die Proben aus Boden 2 (TA) (Versuche V18 und V19) weisen einen Schwellbeiwert von $C_s = 0,038$ auf.

Bei Wiederbelastung verhalten sich die Proben steifer als bei Erstbelastung (s. Bilder 4.8 c, d, e, f und h). Erst wenn die Wiederbelastung die Spannung erreicht hat, von der aus entlastet wurde, kommt es zu größeren Verformungen und die Spannungs-Verformungslinie hat dieselbe Neigung wie bei der Rekonsolidation. Allerdings ist der Wassergehalt bei der Vertikalspannung, von der aus entlastet wurde, nach Ent- und Wiederbelastung niedriger als bei der Rekonsolidation, d.h. vor der Entlastung. So weist z.B. die Probe von Versuch 19 (s. Bild 4.8h) vor der Entlastung bei einer Vertikalspannung von 600 kPa eine Wasserge-

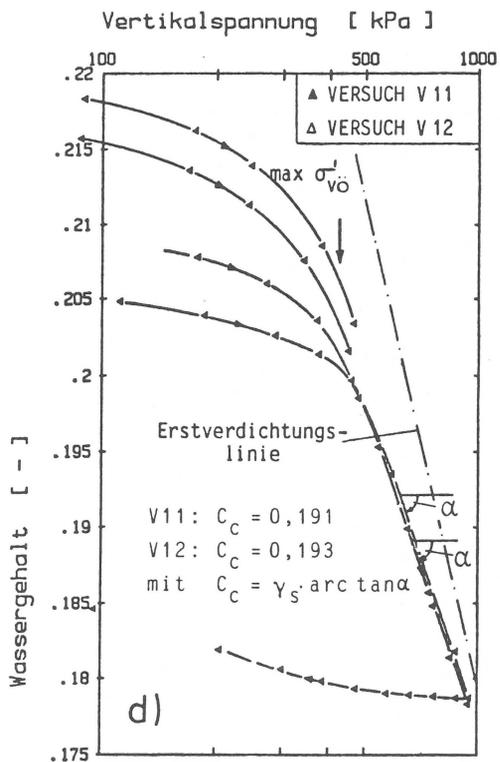
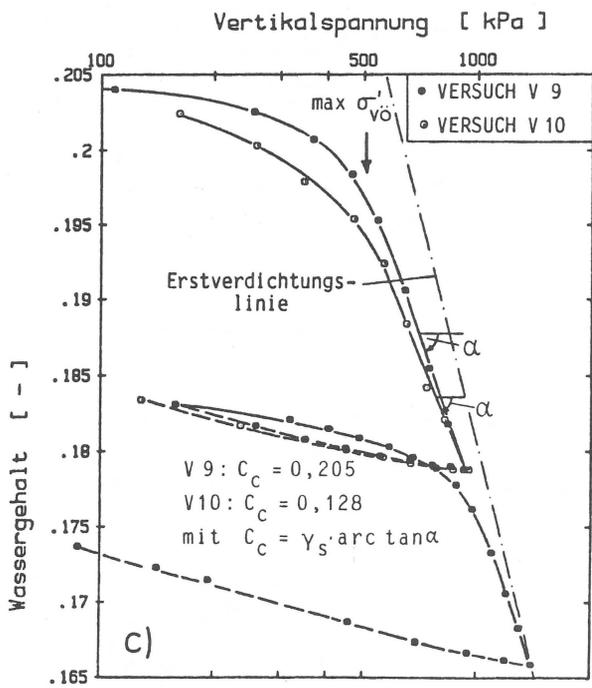
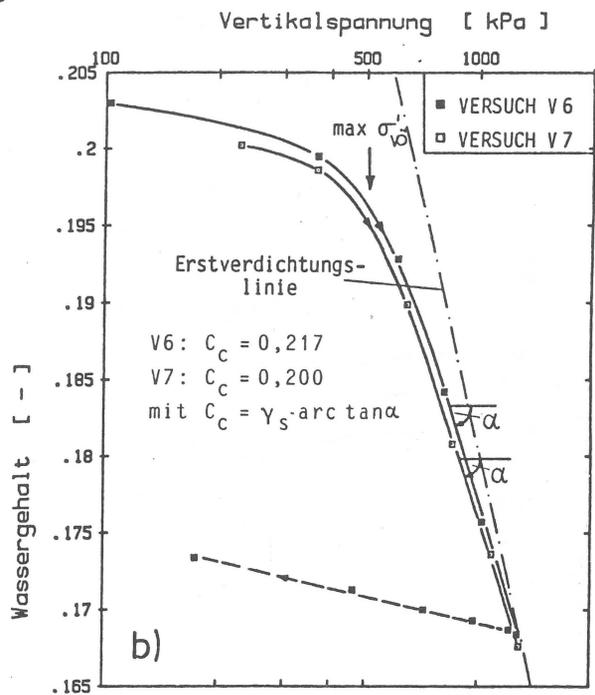
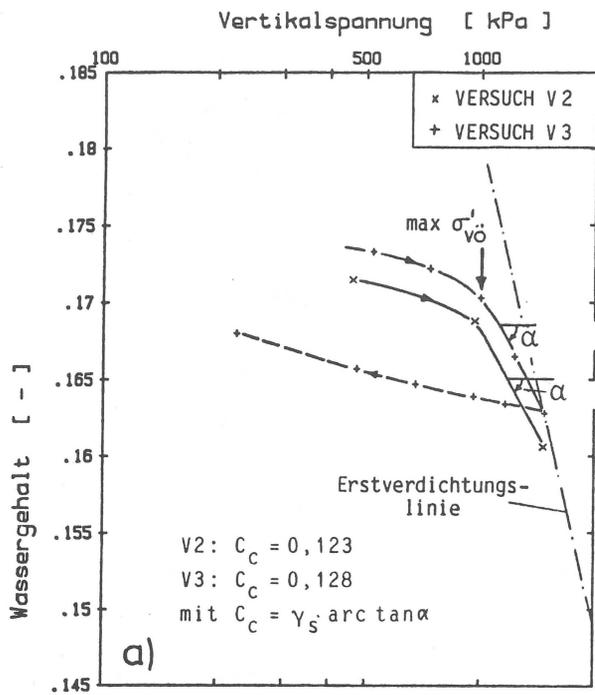


Bild 4.8 a-d Spannungs-Wassergehalts-Diagramm
 Versuche V2, V3, V6, V7, V9, V10, V11, V12

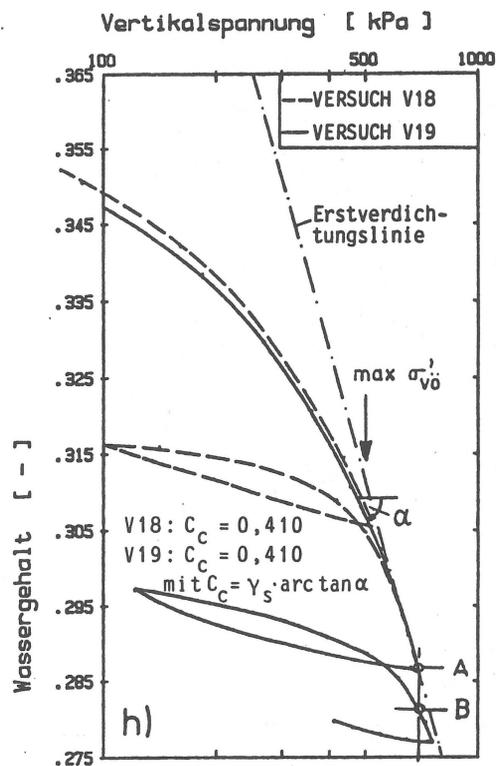
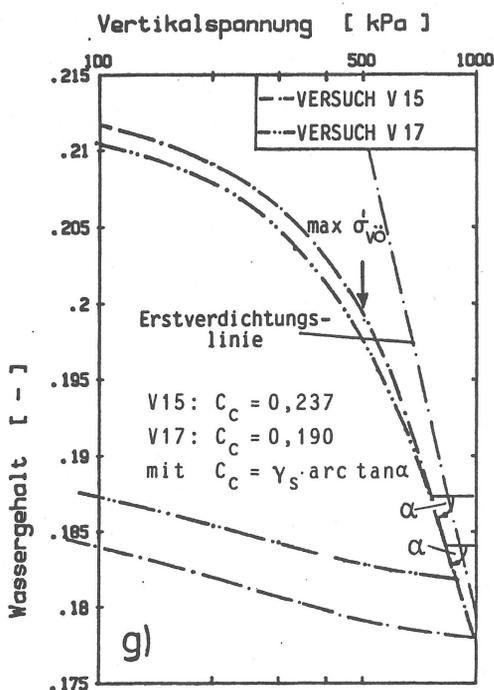
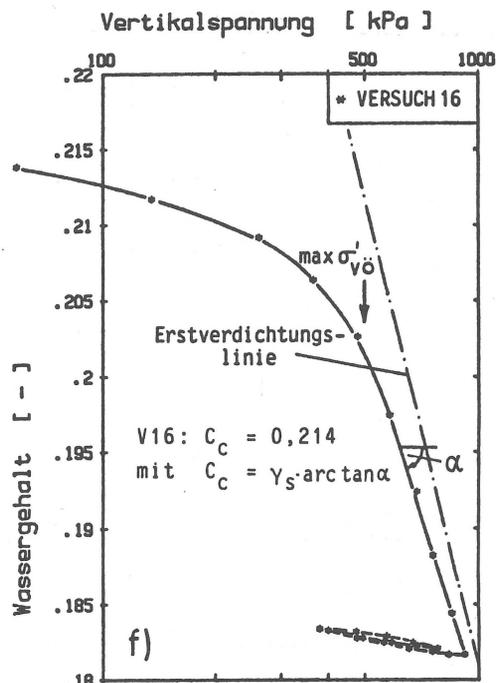
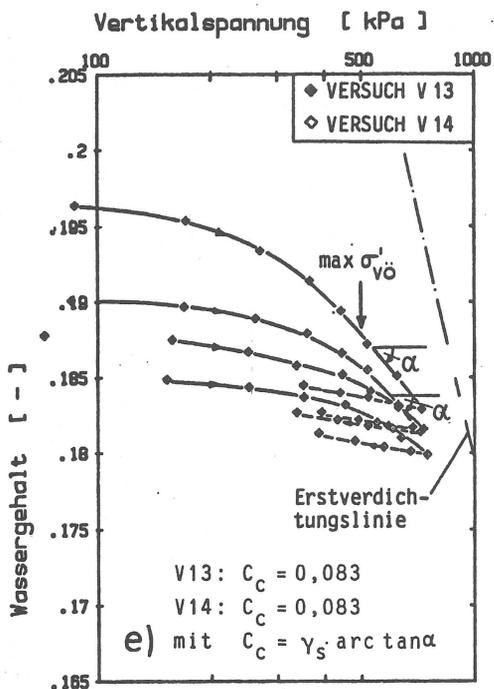


Bild 4.8 e-h Spannungs-Wassergehalts-Diagramm
 Versuche V13, V14, V16, V15, V17, V18, V19

nalt von 0,2865 auf (s. Punkt A in Bild 4.8h). Nach Ent- und Wiederbelastung auf wiederum 600 kPa beträgt der Wassergehalt nur noch 0,2815 (s. Punkt B auf Bild 4.8h).

4.4.3 Spannungspfade und Ruhedruckbeiwerte K_0

In den Bildern 4.9a bis 4.9h sind die Spannungspfade und die Ruhedruckbeiwerte K_0 bei der Rekonsolidation, Entlastung und Wiederbelastung dargestellt. Im unteren Teil der Bilder ist die Horizontalspannung, im oberen Teil das Verhältnis des gemessenen Ruhedruckbeiwertes K_0 zum Ruhedruckbeiwert bei Normalkonsolidation $K_{0(nc)}$ über der Vertikalspannung aufgetragen. Zur Verdeutlichung sind die Kurven mit dem Buchstaben "R" für Rekonsolidation, "E" für Entlastung und "W" für Wiederbelastung gekennzeichnet.

4.4.3.1 Spannungspfad und Ruhedruckbeiwert bei Rekonsolidation

Die Bilder 4.9a bis 4.9h lassen erkennen, daß der Spannungspfad bei der Rekonsolidation unter Ruhedruckbedingung wegen der anfänglich vorhandenen Überkonsolidierung nicht von Null aus geradlinig mit der Steigung $\tan\alpha = K_{0(nc)}$, dem Ruhedruckbeiwert für normalkonsolidierten Zustand, verläuft. Vielmehr kann man bei allen Versuchen feststellen, daß bis zu einer Vertikalspannung von etwa 100 bis 150 kPa, was bei einer maximalen Vorbelastung im Oedometer von 500 kPa einem Überkonsolidierungsverhältnis von $OCR = 5$ entspricht, die Horizontalspannung in etwa gleich stark anwächst wie die Vertikalspannung. (Es wäre auch denkbar gewesen, daß der Ruhedruckbeiwert wegen der größeren vertikalen "Vorspannung" unter dem für Normalkonsolidierung liegt.) Der meßbare Ruhedruckbeiwert liegt bei 1. Speziell bei den weggesteuerten Versuchen (V15 und V17, Bild 4.9g und V18 und V19, Bild 4.9h), bei denen der Spannungspfad kontinuierlich von Null an gemessen wurde, kann man dies besonders gut erkennen. Dieser bei der Rekonsolidation vom Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation $K_{0(nc)}$ abweichende Ruhedruckbeiwert wird zur besseren Unterscheidung mit K_0^R bezeichnet.

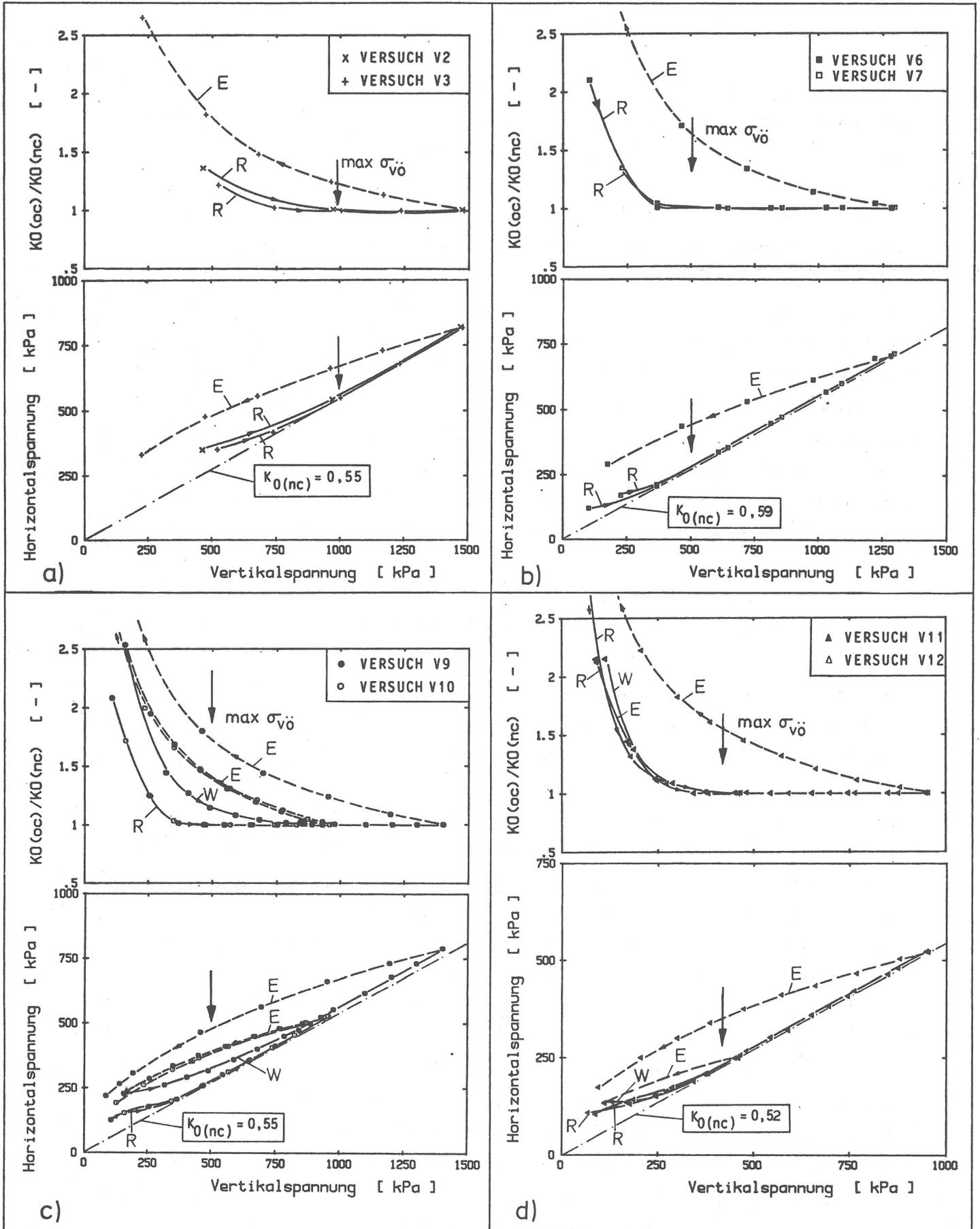


Bild 4.9 a-d Spannungspfade und Ruhedruckbeiwerte
 Versuche V2, V3, V6, V7, V9, V10, V11, V12

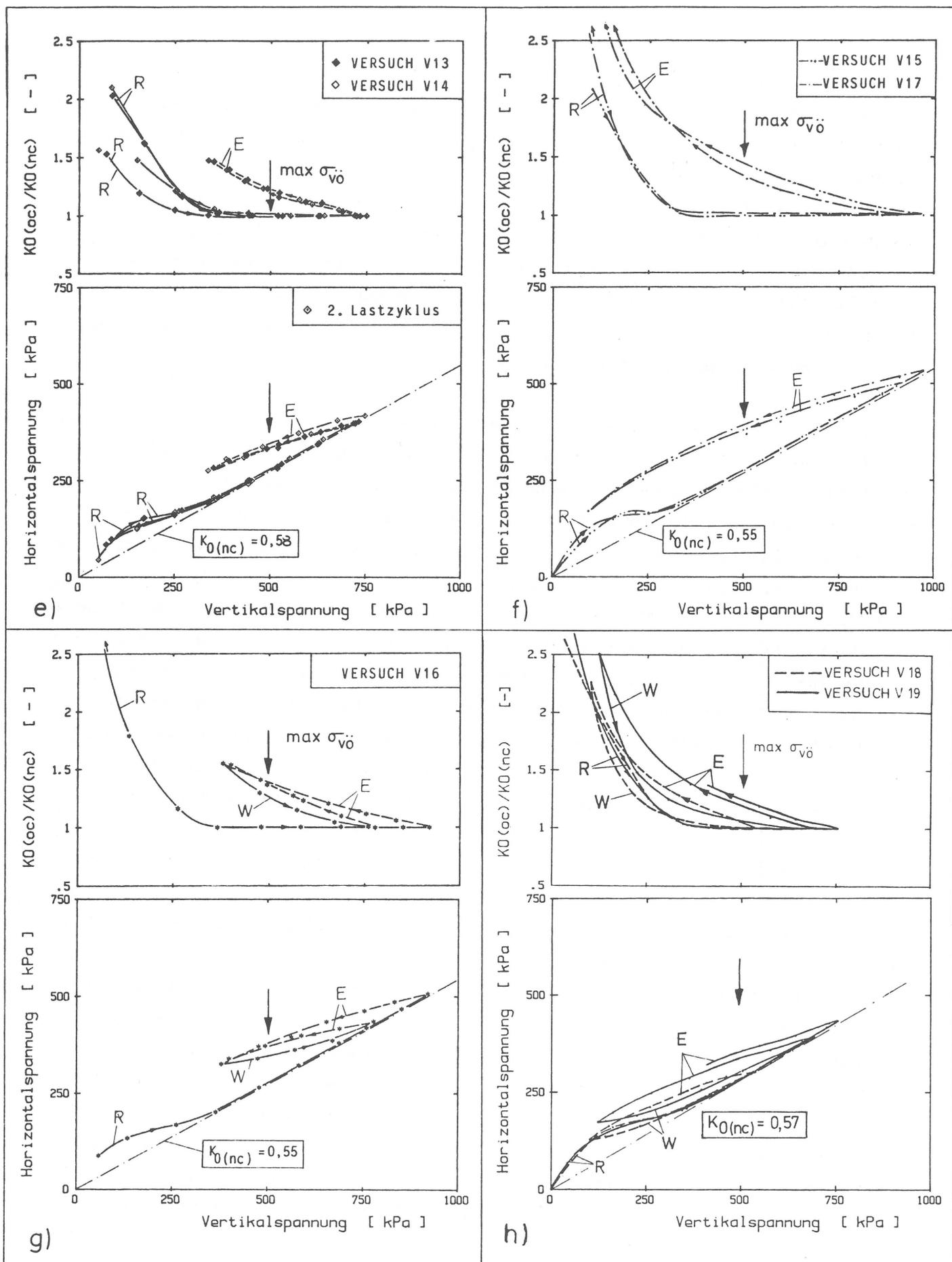


Bild 4.9 e-h Spannungspfade und Ruhedruckbeiwerte

Versuche V13, V14, V16, V15, V17, V18, V19

Betrachtet man die in der Literatur veröffentlichten Spannungspfade genauer, so stellt man fest, daß der Spannungspfad für den Bereich kleiner Vertikalspannungen entweder nicht untersucht und nur extrapoliert wurde (s. z.B. CAMPANELLA et al. 1972, ABDELHAMID et al. 1976), oder aber es wurden ähnliche Spannungspfade gemessen, aber man hat diesem Phänomen keine Aufmerksamkeit geschenkt und die Meßpunkte durch eine Gerade angenähert (siehe z.B. JÄNKE et al. 1955, LADD 1965, SHERIF et al. 1970, BROOKER et al. 1965). Lediglich BELLOTTI et al. (1975) hat einen ähnlichen Spannungspfad beschrieben.

Die Ursache für die unterschiedlichen Spannungspfade bei Rekonsolidation und bei Erstbelastung liegt bekanntlich in den unterschiedlichen Ausgangsspannungszuständen. Bei der Erstkonsolidation (bei der Sedimentation) sind im Boden die horizontalen und vertikalen wirksamen Spannungen Null. Die Belastung erfolgt von Null aus. Dagegen weist die Bodenprobe, die rekonsolidiert wird, infolge ihrer Vorgeschichte bereits einen isotropen wirksamen Spannungszustand auf. Wenn nämlich die Probe im Oedometertopf hergestellt wird, wird sie horizontal und vertikal belastet. Bei der darauffolgenden Entnahme aus dem Oedometertopf unter undrainierten Verhältnissen werden die auf die Probe von außen wirkenden totalen Spannungen weggenommen. In der Probe entsteht dadurch ein Porenwasserunterdruck, der sog. Kapillardruck, und dieser bewirkt aus Gleichgewichtsgründen eine gleich große isotrope wirksame Spannung. Unter der Voraussetzung des sog. "perfect sampling" (s. Abschn. 4.4.1) erreicht diese eine Größe gemäß Gleichung (39). Durch die Probenbearbeitung und den Probenbau in das Dreiaxiale K_0 -Gerät wird sie jedoch je nach dem Grad der Probenstörung verringert. Im verwendeten Dreiaxial- K_0 -Gerät wurde die Probe drainierten Bedingungen ausgesetzt und konnte Wasser aus den Filtersteinen ansaugen, wodurch der Kapillardruck abgebaut wird. Die normalerweise dadurch ausgelösten Verformungen werden zur Einhaltung der K_0 -Bedingungen verhindert. Dazu müssen entsprechende Horizontal- und Vertikalspannungen von außen auf die Probe aufgebracht werden. Wegen der isotropen Vorbelastung aus Kapillardruck sind offenbar auch die

aufzubringenden Horizontal- und Vertikalspannungen zunächst gleich groß, und zwar bis die Größe des Kapillardruckes erreicht ist. Dies erklärt, warum der Ruhedruck bis zu einer Vertikalspannung, die ca. 1/5 der im Oedometer erreichten maximalen Vorbelastung ($\max \sigma_{v0}'$) beträgt, etwa den Wert 1,0 hat. (Aus diesen Meßergebnissen ist zu schließen, daß der anisotrope Spannungszustand, der vor dem Ausbau aus dem Oedometer herrschte, von dem isotropen Spannungszustand durch Kapillardruck danach mehr oder weniger ausgelöscht wird.)

Wenn die Vertikalspannungen größer als 150 kPa werden, nähert sich der Spannungspfad asymptotisch der Linie für den normalkonsolidierten Zustand. Sie wird bei einem Überkonsolidierungsverhältnis OCR von 1,5, also bei etwa 2/3 der maximalen Vorbelastung im Oedometer erreicht.

Bei größeren Vertikalspannungen ist der Ruhedruckbeiwert unabhängig von der vertikalen Spannung, d.h. der Spannungspfad geht in eine Gerade mit der Steigung $\tan \alpha = K_{0(nc)}$ über. Bei den Proben aus Boden 1 (TM) ergeben sich Ruhedruckbeiwerte für den normalkonsolidierten Zustand, die zwischen $K_{0(nc)} = 0,52$ bei den Versuchen V11 und V12 (s. Bild 4.9d) und $K_{0(nc)} = 0,59$ bei den Versuchen V6 und V7 liegen. Bei den übrigen Versuchen ist $K_{0(nc)} = 0,55$. Für die weiteren Berechnungen wird deshalb $K_{0(nc)} = 0,55$ zugrunde gelegt. Für den Boden 2 (TA) ist $K_{0(nc)} = 0,57$. Durch den Winkel der inneren Reibung ausgedrückt, erhält man für Boden 1 mit $\varphi' = 21^\circ$ die Beziehung

$$K_{0(nc)} = 0,91 - \sin \varphi' = 0,86(1 - \sin \varphi'),$$

für Boden 2 mit $\varphi' = 18^\circ$ ergibt sich

$$K_{0(nc)} = 0,88 - \sin \varphi' = 0,82(1 - \sin \varphi'),$$

also etwas niedrigere Werte als nach der Formel von JAKY.

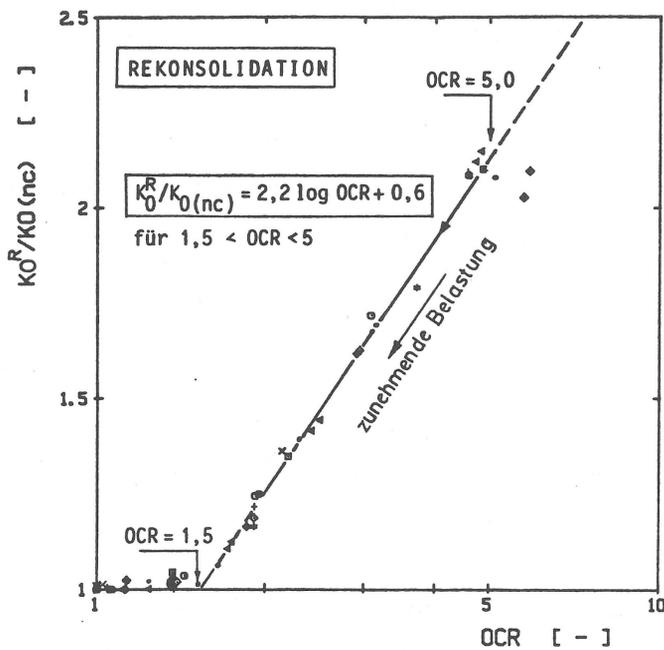


Bild 4.10 Beziehung zwischen $K_0^R/K_{0(nc)}$ und OCR bei Rekonsolidation

In Bild 4.10 ist für alle Versuche der bei der Rekonsolidation gemessene Ruhedruckbeiwert K_0 , bezogen auf den Wert für den normalkonsolidierten Zustand ($K_{0(nc)}$), über dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR aufgetragen. Das Überkonsolidierungsverhältnis OCR ist dabei in logarithmischem Maßstab dargestellt.

Deutlich kann man erkennen, daß die Werte für $1,5 < OCR < 5$ bei halblogarithmischer Darstellung nahezu auf einer Geraden liegen. Die Gerade kann durch den mathematischen Ausdruck

$$K_0^R/K_{0(nc)} = 2,2 \log OCR + 0,6 \quad (44)$$

beschrieben werden. Das bedeutet, daß der Ruhedruckbeiwert mit dem Logarithmus des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR wächst. Die Werte von Versuch V13 und V14 fallen bei den OCR-Werten um 5,0 etwas aus dem Rahmen, was wiederum auf die größere Störung dieser Proben zurückzuführen ist.

Für OCR-Werte $< 1,5$ ist das Verhältnis $K_0^R/K_{0(nc)}$ nahezu konstant 1 was bedeutet, daß es nur geringe Schwankungen der $K_{0(nc)}$ -Werte gibt.

4.4.3.2 Spannungspfad und Ruhedruckbeiwerte bei Entlastung

Bei Entlastung nimmt die Vertikalspannung stärker ab als die Horizontalspannung. Der Ruhedruckbeiwert nimmt zu. In Bild 4.11 sind die Ruhedruckbeiwerte bei Entlastung $K_{0(oc)}^E$, bezogen auf den Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Zustand $K_{0(nc)}$, über dem jeweiligen Überkonsolidierungsverhältnis OCR in doppelt-logarithmischem Maßstab aufgetragen. Alle Punkte liegen nahezu auf einer Geraden mit einer Steigung von $27,5^\circ$. Diese Gerade läßt sich durch die Gleichung

$$K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)} = OCR^\lambda \quad (29)$$

ausdrücken. Eine Regressionsrechnung ergab, daß $\lambda = 0,52 = \tan 27,5^\circ$ ist. Der Exponent $\lambda = 0,52$ gilt sowohl für Boden 1 als auch für Boden 2, sodaß keine Abhängigkeit zwischen dem Winkel der inneren Reibung und dem Exponenten λ hergestellt werden kann. Dabei sollte allerdings beachtet werden, daß die Winkel der inneren Reibung der beiden untersuchten Böden sich nur wenig unterscheiden, so daß keine Abhängigkeit zwischen Reibungswinkel und dem Exponenten λ erkennbar ist. Eine gute Übereinstimmung kann man zwischen Gleichung (36) ($K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)} = \sqrt{OCR} = OCR^{0,5}$) und den Versuchsergebnissen erkennen.

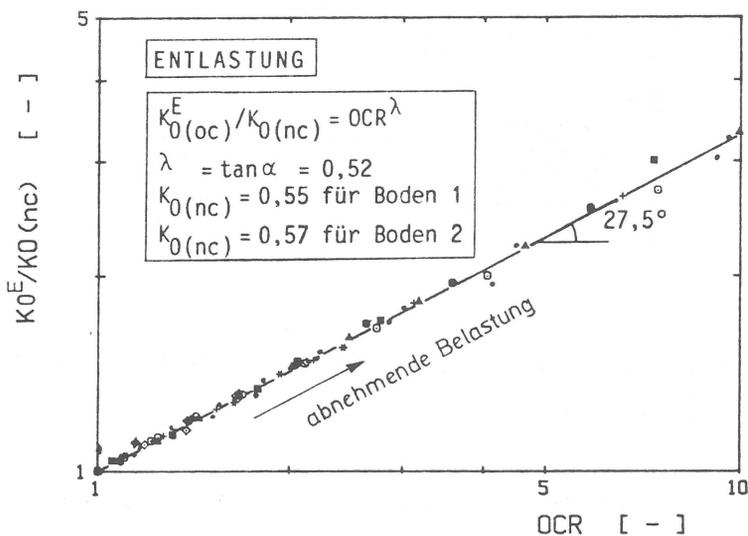


Bild 4.11 Beziehung zwischen $K_{0(oc)}^E / K_{0(nc)}$ und OCR bei Entlastung

4.4.3.3 Spannungspfad und Ruhedruckbeiwerte bei Wiederbelastung

Die Proben V9 , V11, V12, V16, V18 und V19 wurden wiederbelastet. Infolge der Entlastung von unterschiedlich großen maximalen Vertikalspannungen ($\max \sigma_v'$) aus auf unterschiedlich große minimale Vertikalspannungen ($\min \sigma_v'$) sind die maximalen Überkonsolidierungsverhältnisse ($\max \text{OCR}$) ebenfalls unterschiedlich. Der Ruhedruckbeiwert K_0^R fällt sehr rasch von dem Maximalwert $\max K_{0(\text{oc})}$ bei $\max \text{OCR}$ (s. Punkt C in Bild 2.1) ab und ist bereits bei einem OCR-Wert von 1.2 gleich dem Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Zustand $K_{0(\text{nc})}$. Trägt man wieder über dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR die gemessenen Ruhedruckbeiwerte $K_{0(\text{oc})}^w$, bezogen auf den Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Zustand $K_{0(\text{nc})}$, in logarithmischem Maßstab auf (s. Bild 4.12) und verbindet die einzelnen Punkte, so ergeben sich Geraden.

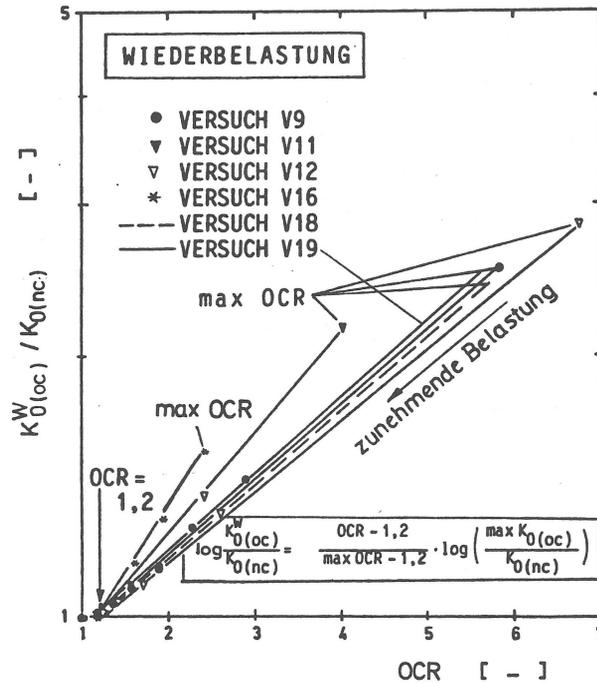


Bild 4.12 Beziehung zwischen $K_{0(\text{oc})}^w / K_{0(\text{nc})}$ und OCR bei Wiederbelastung

Mit den Größen $\max \text{OCR} = \max \sigma_v' / \min \sigma_v'$, dem maximalen Überkonsolidierungsverhältnis -wobei $\min \sigma_v'$ die Vertikalspannung ist, von der aus wiederbelastet wurde- und $\max K_{0(\text{oc})}$, dem Ruhedruck

beiwert bei max OCR lassen sich die Geraden durch die Gleichung

$$\log \left(\frac{K_{0(oc)}}{K_{0(nc)}} \right) = \frac{OCR - 1,2}{\max OCR - 1,2} \cdot \log \left(\frac{\max K_{0(oc)}}{K_{0(nc)}} \right) \quad (45)$$

oder

$$\frac{K_{0(oc)}}{K_{0(nc)}} = \left(\frac{\max K_{0(oc)}}{K_{0(nc)}} \right)^{\frac{OCR - 1,2}{\max OCR - 1,2}} \quad (45a)$$

mathematisch ausdrücken, und zwar relativ einfacher als mit Gl.35 von MAYNE (1982). Die Größen max OCR, max $K_{0(oc)}$ und $K_{0(nc)}$ sind darin Konstanten. Man kann aus Gleichung (45) erkennen, daß der Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}^w$ exponentiell vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR abhängt.

4.4.4 Spannungs/Zeit/Setzungs-Verhalten und Bestimmung der maximalen Vorbelastung

Das Spannungs/Zeit/Setzungs-Verhalten bei Rekonsolidation und Wiederbelastung soll exemplarisch an Versuch V9 gezeigt werden. Das besondere Interesse gilt dabei dem Vergleich des Zeit-Setzungsverhaltens bei Konsolidationsspannungen, die kleiner sind als die maximale Vorbelastung, mit dem bei größeren, d.h. der Frage, wie sich das Überschreiten der maximalen Vorbelastung im Zeit-Setzungsverhalten bemerkbar macht.

In Bild 4.13a sind die Zeit-Setzungs-Linien für die einzelnen Konsolidationsspannungen bei Rekonsolidation, in Bild 4.13b die bei Wiederbelastung dargestellt. Die Zeitachse ist dabei wie üblich logarithmisch geteilt. Bei der Rekonsolidation hatte die Probe eine maximale Vorbelastung von 500 kPa, entsprechend der bei der Konsolidation im Oedometertopf aufgebrauchten maximalen Vertikalspannung ($\max \bar{\sigma}_{v_0}^!$). Die Bodenprobe wurde in gleich großen Laststufen von etwa 100 kPa bis auf 929 kPa belastet und anschließend entlastet. Somit betrug die maximale Vorbelastung bei der Wiederbelastung 929 kPa.

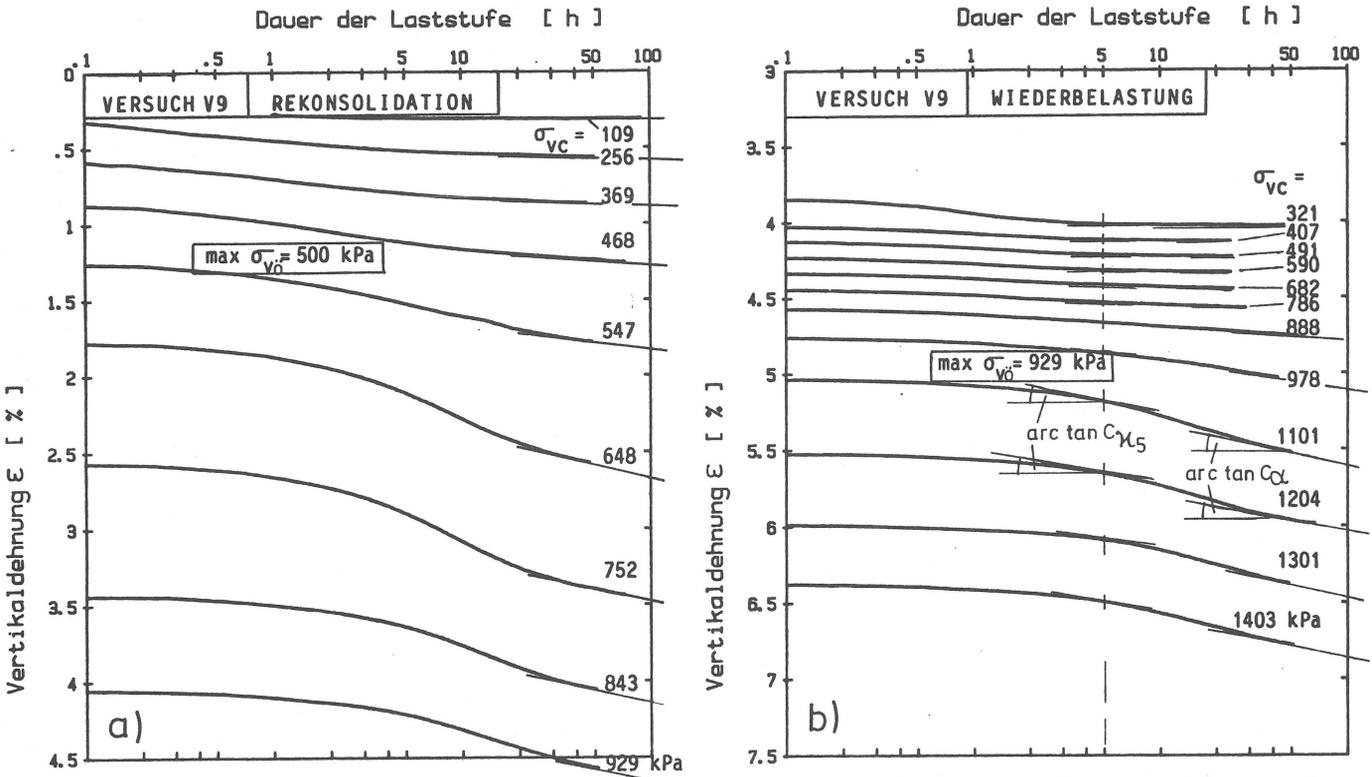


Bild 4.13 Zeit-Setzungs-Diagramm für Versuch V9
 a) bei Rekonsolidation
 b) bei Wiederbelastung

Sowohl in Bild 4.13a, als auch in Bild 4.13b ist deutlich zu erkennen, daß die Zeit-Setzungs-Kurven vor dem Erreichen der maximalen Vorbelastung flacher verlaufen als die, bei denen die Vertikalspannung größer als die maximale Vorbelastung ist. In Bild 4.13a (Rekonsolidation) sind dies die ersten vier, in Bild 4.13b (Wiederbelastung) die ersten sieben Kurven. Besonders im Zeitintervall von ca. 5 bis 20 Stunden Dauer der Laststufe ist die größte Änderung der Kurvenneigung beim Überschreiten der maximalen Vorbelastung zu erkennen. Dagegen ändert sich die Neigung der Sekundärsetzungslinie, die als Kriechbeiwert C_{α} bezeichnet wird (s. Bild 3.1), und mit der die maximale Vorbelastung bei dem Verfahren von MURAYAMA et al. (1958) bestimmt wird (s. Abschn.3.1.2), nur geringfügig, wie aus den Neigungen der

Tangenten an die Sekundärsetzungslinien in Bild 4.13 bzw. in Bild 4.15, in dem die Kriechbeiwerte C_α über der jeweiligen Vertikalspannung aufgetragen sind, zu sehen ist.

Deutlicher als nach MURAYAMA kommt das unterschiedliche Zeit-Setzungsverhalten vor und nach dem Überschreiten der maximalen Vorbelastung zum Ausdruck, wenn man die Neigungen der Tangenten an die Zeit-Setzungslinien nach bestimmten Zeiten, z.B. 5, 10 und 20 Stunden wie auf Bild 4.14 ermittelt und über der jeweiligen Konsolidationsspannung aufträgt (s. Bilder 4.15a und 4.15b), wobei die Spannungsachse logarithmisch unterteilt ist. Die Neigungen der Tangenten an die Zeit-Setzungslinie werden dabei kurz mit 'Zeit-Verformungsbeiwert' bezeichnet und mit $C_{\alpha i}$ abgekürzt und von C_α unterschieden. Der Index i gibt dabei die Zeit an, bei der die Tangente an die Zeit-Setzungslinie gelegt wird.

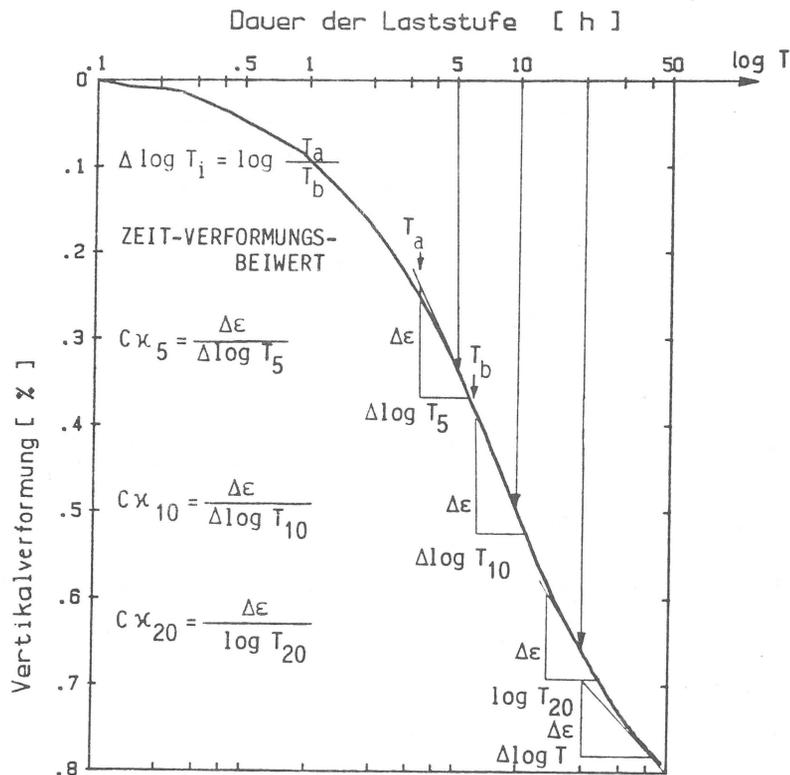


Bild 4.14 Ermittlung der Zeit-Verformungs-Beiwerte $C_{\alpha i}$ und des Kriechbeiwertes (schematisch)

Die Bilder 4.15a und 4.15b zeigen deutlich, daß die Zeit-Verformungs-Beiwerte C_{χ_i} bis kurz vor dem Erreichen der maximalen Vorbelastung nur geringfügig anwachsen. Verbindet man die einzelnen Punkte, so erhält man in dieser Art der Auftragung Geraden mit relativ flacher Neigung. Kurz vor der maximalen Vorbelastung $\max \sigma'_v$ nehmen die Zeit-Verformungs-Beiwerte stark zu, erreichen ein Maximum und fallen dann wieder etwas ab. Zu der in Bild 4.15a eingezeichneten maximalen Vorbelastung ist zu bemerken, daß dies der Wert ist, der sich aus der aufgelegten Last bei den Oedometerversuchen $\max \sigma'_{v0}$ errechnet, der tatsächliche Wert aber infolge Reibung und dergleichen etwas niedriger liegen dürfte. Dasselbe gilt für Bild 4.17.

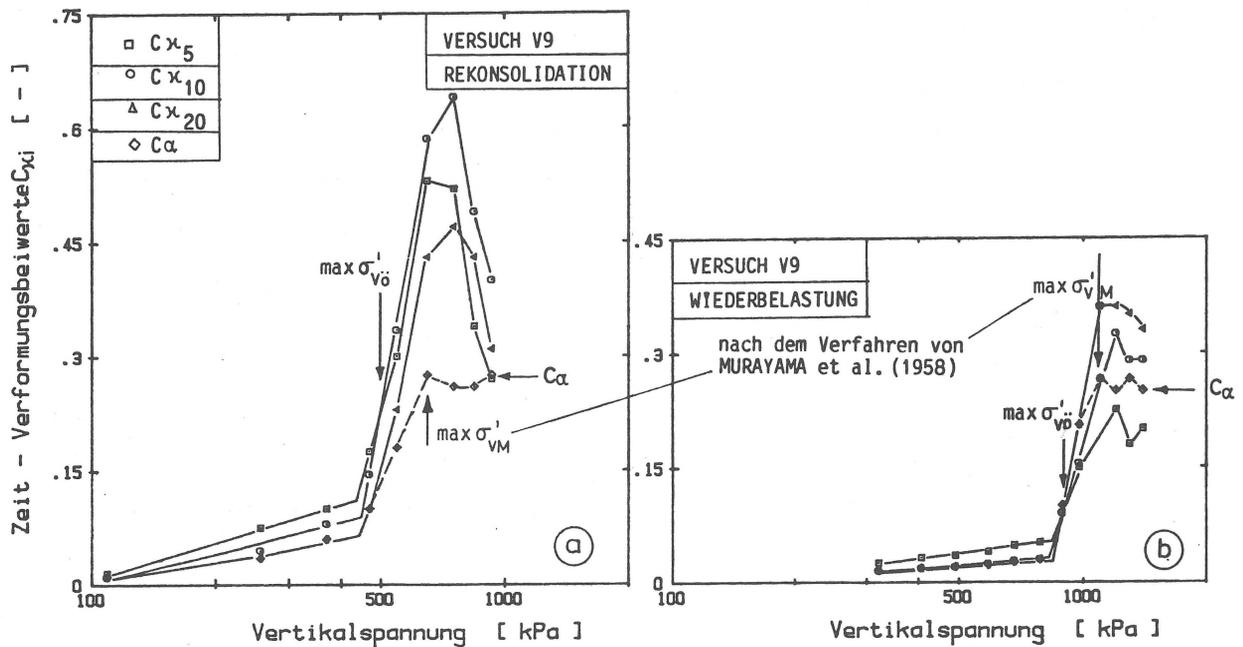


Bild 4.15 Beziehung zwischen den Zeit-Verformungs-Beiwerten und den Konsolidationsspannungen für Versuch V9
 a) bei Rekonsolidation
 b) bei Wiederbelastung

Einen ähnlichen Verlauf zeigen die Kriechbeiwerte C_α , das sind die Werte für die Sekundärsetzung, wo definitionsgemäß $C_\alpha = \text{const.}$ sein soll (gestrichelt dargestellt). Lediglich der Zuwachs nach dem Überschreiten der maximalen Vorbelastung ist ge-

ringer und die Beiwerte bleiben nach dem Erreichen des Maximums in etwa konstant. Dies zeigt deutlich, daß die maximale Vorbelastung, wenn sie nach dem Verfahren von MURAYAMA et al. (1958) ermittelt wird, überschätzt wird. Dieselbe Tendenz konnte bei allen Versuchen festgestellt werden. Nach dem Überschreiten von $\max \sigma_v'$ steigt der Kriechbeiwert C_α nämlich noch an. Erst ab einer Vertikalspannung, die größer als die maximale Vorbelastung ist, und die nach dem Verfahren von MURAYAMA et al. (1958) als $\max \sigma_v'$ interpretiert wird, ist er unabhängig von der Vertikalspannung.

Einen weiteren, ebenso deutlichen Unterschied im Zeit-Verformungs-Verhalten vor und nach dem Überschreiten der maximalen Vorbelastung stellt man fest, wenn man den Verlauf des Konsolidierungsgrades $U(t)$ (das ist die Setzung in einer Laststufe bis zur Zeit t , bezogen auf die Gesamtsetzung in dieser Laststufe) betrachtet. In Bild 4.16 ist der Konsolidierungsgrad U über dem Logarithmus der Zeit für alle Laststufen bei Rekonsolidation aufgetragen. Nimmt man z.B. die Zeit, bis 50% der Konsolidation t_{50} eingetreten ist, und trägt diese Zeit über dem Logarithmus der jeweiligen Konsolidationsspannung auf (s. Bild 4.17), so kann man wiederum zwei Bereiche unterscheiden.

Bei Konsolidationsspannungen, die kleiner als die maximale Vorbelastung sind, konsolidiert der Boden schneller als bei Konsolidationsspannungen, die darüber liegen. Erklären läßt sich dieses Verhalten anhand der Konsolidationstheorie. Man kann den Konsolidierungsgrad U als Funktion des sog. Zeitfaktors T

$$U = f(T) = f\left(\frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot d^2} \cdot t\right) \quad (46)$$

angegeben (mit k , dem Durchlässigkeitsbeiwert, E_s dem Steifemodul, d der Probenhöhe, γ_w der Wichte des Wassers und t der Konsolidationszeit). Die Wichte des Wassers γ_w ist konstant.

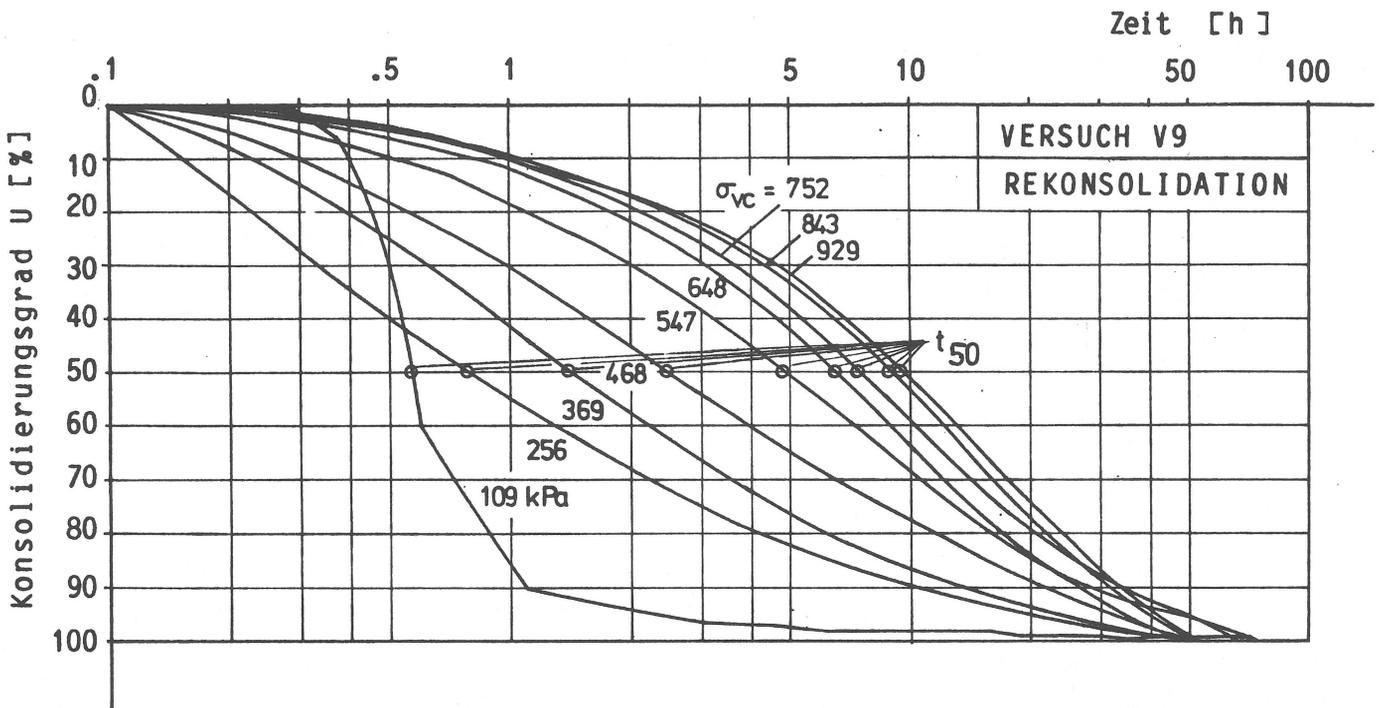


Bild 4.16 Zeit-Konsolidierungsgrad-Verlauf

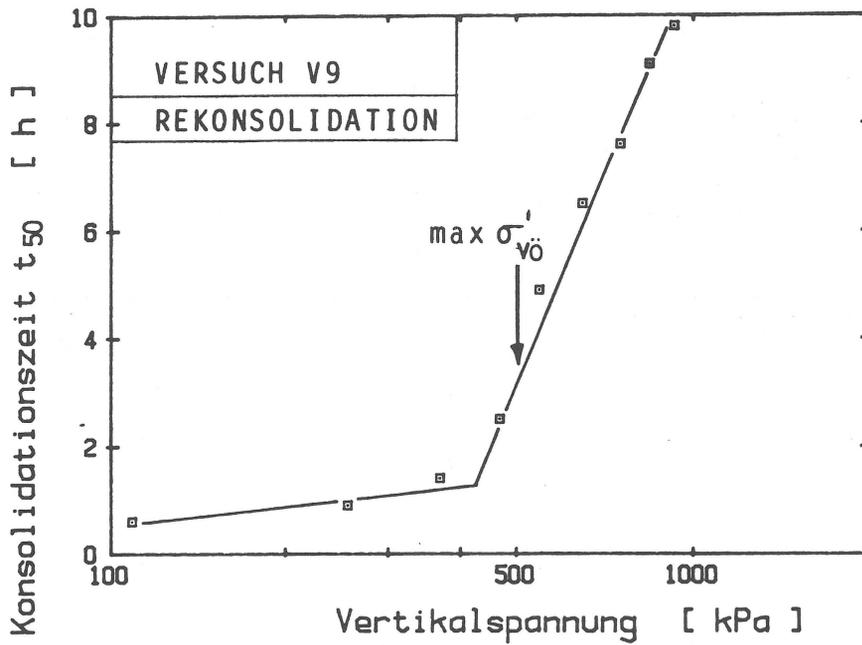


Bild 4.17 Konsolidierungszeit t_{50} - Vertikalspannungs-Diagramm

Die Probenhöhe d kann näherungsweise ebenfalls als konstant angenommen werden. Die Konsolidationszeit t ist demnach nur noch von der Durchlässigkeit k und dem Steifemodul E_s abhängig. Beide werden bei Überschreiten der Vorbelastung kleiner, so daß die Konsolidierungszeit t größer werden muß. Gegenüber der herkömmlichen Methode zur Bestimmung der maximalen Vorbelastung, bei der nur die Änderung der Verformung mit der Spannung, d.h. die Änderung des Steifemoduls betrachtet wird, kann bei Bezug auf den Konsolidierungsgrad die Tatsache ausgenutzt werden, daß sowohl der Steifemodul als auch die Durchlässigkeit sich bei Überschreiten der maximalen Vorbelastung ändern. Zwei Änderungen mit der gleichen Wirkung werden multiplikativ zusammengefaßt, und somit wird die Gesamtänderung deutlicher sichtbar.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß aus dem Zeit-Verformungs-Verhalten des Bodens durch geeignete Auftragungen zwei neue Methoden zur Bestimmung der maximalen Vorbelastung abgeleitet werden konnten. Die erste Methode beruht auf der Beobachtung, daß sich die Neigungen der Tangenten an die Zeit-Setzungs-Kurve (Zeit-Verformungs-Beiwerte $C_{\alpha i}$) beim Überschreiten der maximalen Vorbelastung stark ändern, stärker noch als die Kriechbeiwerte C_{α} , die bei dem Verfahren von MURAYAMA et al. als Indiz für das Überschreiten der maximalen Vorbelastung dienen. Gegenüber dem Verfahren von MURAYAMA et al. (1958) hat diese Methode auch den Vorteil, daß die Versuchsdauer wesentlich kürzer ist. Beim ersten Verfahren müssen bei jeder Laststufe Sekundärsetzungen über einen längeren Zeitraum beobachtet werden, was u.U. die Versuchszeit verdoppeln kann. Bei der zweiten Methode werden zwei Indikatoren für das Überschreiten der maximalen Vorbelastung zusammengefaßt; die Durchlässigkeit und der Steifemodul. Beide werden kleiner. Verknüpft sind die beiden Größen multiplikativ über die Konsolidierungszeit t und den Konsolidierungsgrad U . Bei konstantem Konsolidierungsgrad U ändert sich folglich die Konsolidierungszeit t beim Überschreiten der maximalen Vorbelastung deutlich.

4.5 Zusammenfassung und Diskussion der Ergebnisse der Dreiaxialen K_0 -Versuche

Die Dreiaxialen K_0 -Versuche haben im wesentlichen zwei Erkenntnisse gebracht. Sie haben zum einen gezeigt, daß aus dem Spannungs/Zeit/Setzungs-Verhalten die maximale Vorbelastung zuverlässiger bestimmt werden kann als aus dem Spannungs-Setzungs-Verhalten. In den Versuchen ist deutlich geworden, daß in der Spannungs-Setzungs-Kurve mit größer werdender Probenstörung die Krümmung des Übergangsbereiches von der Wieder- zur Erstbelastung kleiner und undeutlicher wird. Als Probenstörung darf dabei nicht nur die mechanische Störung, die infolge Bearbeitung der Probe entsteht, gesehen werden, sondern es muß auch die Verringerung der in-situ auf die Probe einwirkenden Spannungen z.B. durch die Probennahme dazu gerechnet werden. Durch den größeren Krümmungsradius und den flacheren Verlauf der Spannungs-Setzungs-Kurve wird die Stelle der maximalen Vorbelastung nicht mehr deutlich genug bestimmbar. Auch mit Hilfe von Verfahren, die z.B. den Punkt der größten Krümmung oder den Schnittpunkt der Tangenten an den Wieder- und Erstbelastungsast als Stelle der maximalen Vorbelastung deuten, wird die maximale Vorbelastung i.d.R. überschätzt.

Deutlicher kann man das Überschreiten der maximalen Vorbelastung an der Änderung des Zeit-Setzungs-Verhaltens mit größer werdender Konsolidationsspannung erkennen. Die Neigung der Tangente an die Zeit-Setzungs-Kurve zu einem bestimmten Zeitpunkt, der sog. Zeit-Verformungs-Beiwert C_{zei} , steigt mit dem Logarithmus der Konsolidationsspannung bis zum Erreichen der maximalen Vorbelastung linear leicht an. Ist die Konsolidationsspannung größer als die maximale Vorbelastung, so nimmt der Zeit-Verformungsbeiwert überproportional zu. In gleicher Weise ändert sich die Zeit, die benötigt wird, um einen bestimmten Konsolidierungsgrad U zu erreichen. Auf der Grundlage dieser beiden Feststellungen konnten zwei neue Verfahren zur Ermittlung der maximalen Vorbelastung entwickelt werden.

Ferner haben die Untersuchungen mit der Dreiaxialen K_0 - Zelle deutlich gezeigt, daß der Ruhedruckbeiwert K_0 und somit der Eigenspannungszustand vom Pfad der Vertikalspannung abhängig ist. Bei gleicher Vertikalspannung ergeben sich unterschiedliche Horizontalspannungen und damit Ruhedruckbeiwerte, je nachdem ob Erst-, Ent- oder Wiederbelastung vorliegt. Bei Erstbelastung ist der Ruhedruckbeiwert konstant und unabhängig von der Vertikalspannung

$$K_{0(nc)} = f(\varphi').$$

Für die beiden untersuchten Böden ergaben sich Werte von $K_{0(nc)} = 0,52$ bis $0,59$, i.M. $0,55$ für Boden 1, bzw. $K_{0(nc)} = 0,57$ für Boden 2. Allerdings werden konstante Werte im Versuch erst bei einer Spannung von ca. $2/3$ der maximalen Vorbelastung erreicht. Bei kleineren Spannungen ist der Ruhedruckbeiwert infolge der Probenstörung höher, was bei Untersuchungen auch natürlichen Böden als Folge der Probenahme nicht anders ist.

Bei Entlastung ist der Ruhedruckbeiwert vom Grad der Überkonsolidation abhängig ($K_{0(oc)}^E = f(\varphi', OCR)$). Der Spannungspfad bei Entlastung kann durch Gleichung (33)

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot OCR^\lambda$$

beschrieben werden. Der Exponent λ ergab sich bei allen Versuchen und für beide untersuchten Böden zu $\lambda = 0,52$. Eine Abhängigkeit des Exponenten λ von Bodenkennwerten z.B. φ' oder w_L , wie bei den Ansätzen von SCHMIDT (1966, Gl.28), ALPAN (1967, Gl.29) und MAYNE et al. (1982, Gl.33a), konnte nicht festgestellt werden. Dazu lagen die Bodenkennwerte der beiden untersuchten Böden zu dicht beisammen. Der Wert des Exponenten selbst liegt im Vergleich zu denen, die sich nach Gl.28 oder Gl.33a errechnen um ca. $0,1$ bis $0,15$ höher. Gegenüber dem Wert nach Gl.29 liegt er um $0,1$ bis $0,15$ niedriger.

Bei Wiederbelastung hängt der Ruhedruckbeiwert von dem maximal erreichten Grad der Überkonsolidation (max OCR), dem zu diesem Überkonsolidierungsgrad gehörigen Ruhedruckbeiwert (max $K_{0(oc)}$) (wobei dieser gleich $K_{0(nc)} \cdot \text{max OCR}^\lambda$ gesetzt werden kann) und dem aktuellen Überkonsolidierungsgrad OCR ab ($K_{0(oc)} = f(\psi', \text{OCR}, \text{max OCR})$). Aus den Versuchsergebnissen konnte Gl.45 für den Ruhedruckbeiwert bei Wiederbelastung $K_{0(oc)}^w$

$$\log K_{0(oc)}^w = \left[\frac{\text{OCR} - 1,2}{\text{max OCR} - 1,2} \cdot \log \left(\frac{\text{max } K_{0(oc)}}{K_{0(nc)}} \right) + \log K_{0(nc)} \right] \quad (45)$$

hergeleitet werden. Setzt man für $\text{max } K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot \text{max OCR}^\lambda$, so erhält man

$$\log K_{0(oc)}^w = \left[\frac{\text{OCR} - 1,2}{\text{max OCR} - 1,2} \cdot \lambda \cdot \log (\text{max OCR}) + \log K_{0(nc)} \right] \quad (45a)$$

Diese Gleichungen für die Ruhedruckbeiwerte bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung gestatten es, den Eigenspannungszustand im Untergrund rechnerisch zu ermitteln, sofern die Spannungsgeschichte, d.h. der Pfad der Vertikalspannung ($\text{max } \sigma'_v$, $\text{min } \sigma'_v$, σ'_v) und der Exponent λ für den Boden bekannt sind. Andererseits kann, wenn der Ruhedruckbeiwert z.B. aus in-situ-Messungen bereits bekannt ist, mit diesen Gleichungen die maximale geologische Vorbelastung rückgerechnet werden. Man braucht dazu allerdings eine Vorstellung über die Größe der minimalen Vorbelastung $\text{min } \sigma'_v$. Ob in-situ gemessene K_0 -Werte $K_{0(nc)}$, $K_{0(oc)}^E$, $K_{0(oc)}^w$ sind, muß ggf. durch Versuche an rekonsolidierten Proben festgestellt werden.

4.6 Konsequenzen aus den Dreiaxialen K_0 -Versuchen für den Eigenspannungszustand und dessen Ermittlung

Die Dreiaxialen K_0 -Versuche haben gezeigt, daß der Ruhedruckbeiwert K_0 und somit auch der Eigenspannungszustand vom Pfad der Vertikalspannungen, d.h. von der Spannungsgeschichte abhängen. Das bedeutet, daß zu einer aktuellen Vertikalspannung σ'_v unterschiedliche Horizontalspannungen σ'_h bzw. Ruhedruckbeiwerte K_0 gehören können, je nachdem, auf welchem Spannungspfad diese Vertikalspannung erreicht wurde. Dies hat vor allem Konsequenzen für die Verteilung der Ruhedruckbeiwerte bzw. der Horizontalspannungen über die Tiefe. Anhand eines Beispiels für Frankfurter Verhältnisse sollen diese Zusammenhänge verdeutlicht werden. Es wird von einer maximalen Überlagerung der heutigen Geländeoberfläche von 100 m ausgegangen, was bei Annahme einer wirksamen Wichte von $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ einer Überlagerungsspannung von 1000 kPa entspricht.

Es sollen folgende drei Pfade der Vertikalspannungen untersucht werden:

Spannungspfad 1: Die heutige Geländeoberfläche ist durch den Abtrag von 100 m Überlagerung zustande gekommen.

Spannungspfad 2: Außer den 100 m Überlagerung wurden weitere 10 m abgetragen, die aber durch quartäre Ablagerungen wieder aufgefüllt wurden.

Spannungspfad 3: Es wurden 80 m mehr abgetragen, die aber ebenfalls wieder aufgefüllt wurden.

Die Spannungspfade sind in den Bildern 4.18 und 4.19 schematisch dargestellt.

Grundlage für die Berechnung der Eigenspannungszustände bzw. Ruhedruckbeiwerte sind die aus den Dreiaxialen K_0 -Versuchen abge-

leiteten Gleichungen (s. Abschn. 4.4 bzw. 4.5). Der Ruhedruckbeiwert für den normalkonsolidierten Zustand wird dabei mit $K_{0(nc)} = 0,57$ angenommen, dem Wert, der für den aus sog. Frankfurter Ton künstlich hergestellten Boden ermittelt wurde. Der Exponent λ wird 0,52 gesetzt.

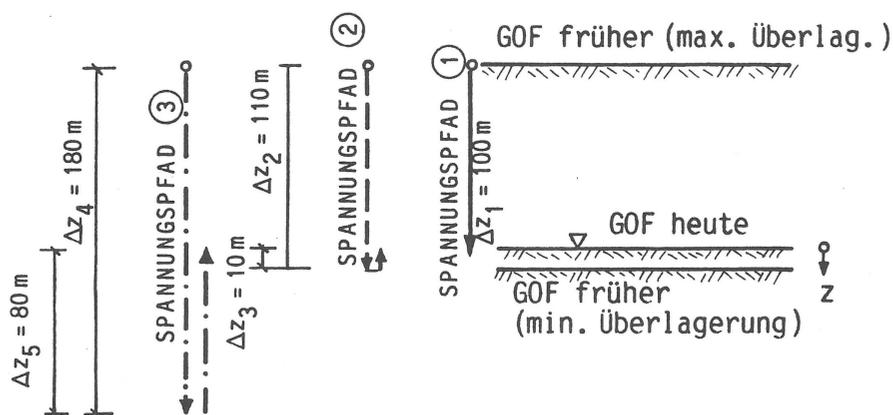


Bild 4.18 Spannungspfade (schematisch)

In Bild 4.19 ist dargestellt, wie sich der Eigenspannungszustand eines Bodenelementes aus 100 m Tiefe unter der heutigen Geländeoberfläche bei den unterschiedlichen Spannungspfaden ändert. Nach Abschluß der Sedimentation (Punkt A) ist der Eigenspannungszustand für alle Spannungspfade gleich ($A_1 = A_2 = A_3$). Durch die unterschiedlich großen Entlastungen sind die Eigenspannungszustände nach Abschluß der Entlastung verschieden (s. Punkte B1, B2 und B3). Sie bleiben verschieden, auch wenn durch Wiederbelastung dieselbe Vertikalspannung erreicht wird (vgl. Punkte C1, C2 und C3). Bei Spannungspfad 1 (reine Entlastung) ist die Horizontalspannung am größten, während sie um so kleiner wird, je größer die maximale Entlastung (max OCR) war. Das gleiche gilt für die Ruhedruckbeiwerte ($K_{0(oc)1}^w > K_{0(oc)2}^w > K_{0(oc)3}^w$).

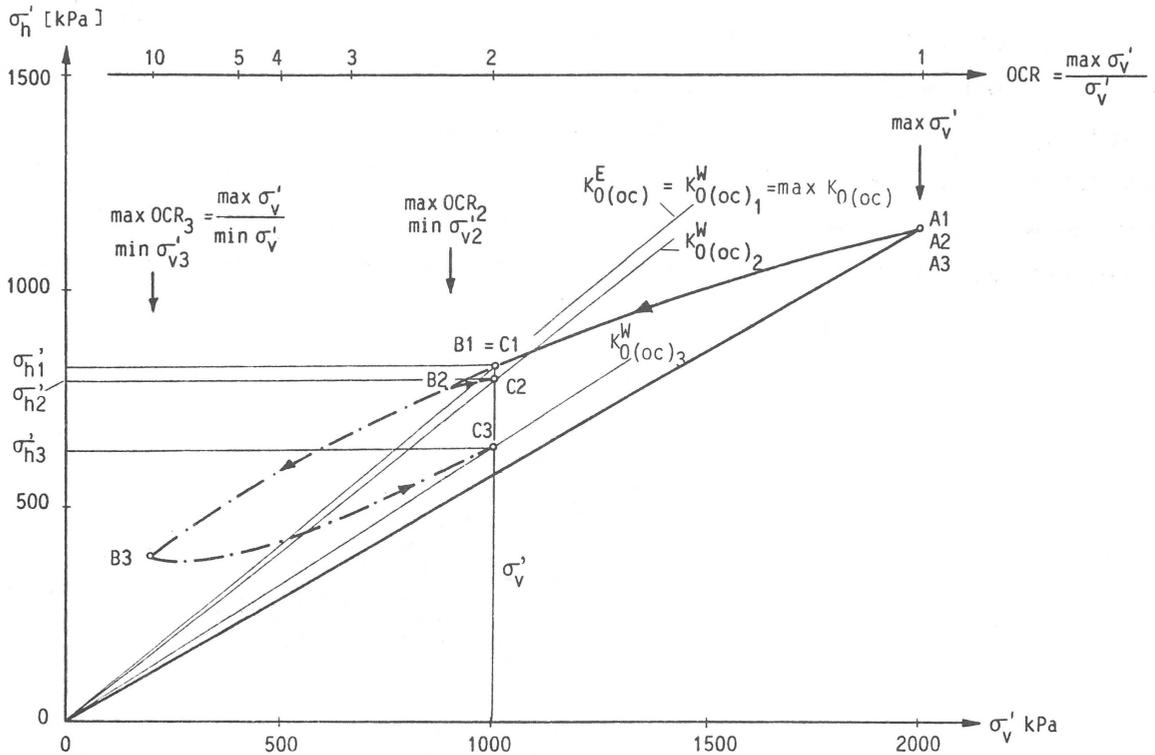


Bild 4.19 Eigenspannungszustand eines Bodenelementes bei unterschiedlichen Spannungspfaden

Die gleichen Überlegungen und Berechnungen wie für das Bodenelement in 100 m Tiefe wurden für unterschiedliche Tiefen angestellt. Die Ergebnisse für die drei unterschiedlichen Spannungspfade sind in Bild 4.20 dargestellt. Der rechte untere Quadrant zeigt die Tiefenabhängigkeit des Überkonsolidierungsgrades. Für die drei Spannungspfade ist der Verlauf gleich, da die maximale Überlagerungen ($\max \sigma'_v$) und die aktuellen Vertikalspannungen gleich groß sind. Im linken unteren Quadranten sind die Ruhedruckbeiwerte über die Tiefe aufgetragen.

Man kann hier deutlich die Unterschiede der Ruhedruckbeiwerte für die drei Spannungspfade sehen. Besonders in geringen Tiefen ist der Ruhedruckbeiwert bei Spannungspfad 1 (reine Entlastung) um ein Vielfaches größer als bei den Spannungspfaden 2 und 3 (Ent- und Wiederbelastung). Im Bereich der jüngeren Ablagerungen (hier die oberen 10 bzw. 80 m) ist der Ruhedruckbeiwert konstant

$K_{0(nc)}$, da der Boden in diesem Bereich normalkonsolidiert ist. Mit zunehmender Tiefe steigt der Ruhedruckbeiwert für Wiederbelastung $K_{0(oc)}^W$ an, erreicht ein Maximum und nähert sich dann asymptotisch dem Verlauf des Ruhedruckbeiwertes für Entlastung. Der Ruhedruckbeiwert für Wiederbelastung $K_{0(oc)}^W$ ist dabei immer kleiner als der Ruhedruckbeiwert für Entlastung $K_{0(oc)}^E$.

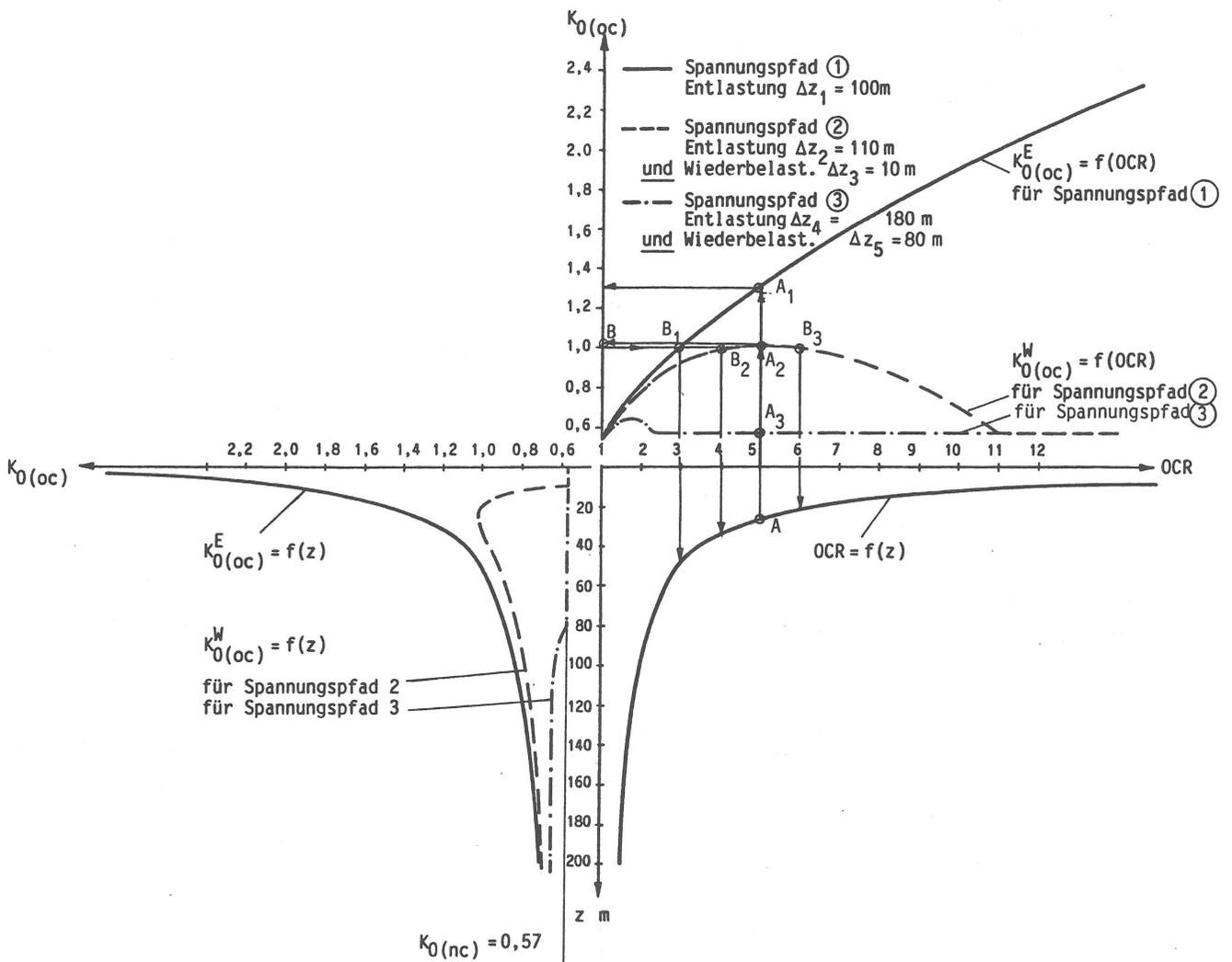


Bild 4.20 $K_{0(oc)} = f(z)$, $OCR = f(z)$, $K_{0(oc)} = f(OCR)$ für unterschiedliche Spannungspfade

Im rechten oberen Quadranten sind die Ruhedruckbeiwerte für die drei Spannungspfade in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsgrad aufgetragen. Während die Ruhedruckbeiwerte für Spannungspfad 1 (reine Entlastung) mit wachsendem Überkonsolidierungsverhältnis stetig ansteigen, hat die Funktion $K_{0(oc)}^w = f(OCR)$ für die Spannungspfade 2 und 3 (Ent- und Wiederbelastung) ein Maximum. Die Ruhedruckbeiwerte steigen bis zu diesem Maximum an und fallen dann bis auf den Wert für den normalkonsolidierten Zustand wieder ab. Je nach durchlaufenem Spannungspfad ergibt sich also ein anderer Funktionsverlauf $K_{0(oc)} = f(OCR)$. Bei gleicher aktueller Vertikalspannung σ_v' und gleicher maximaler Vorbelastung $\max \sigma_v'$, also bei gleichem Überkonsolidierungsverhältnis OCR (s. z.B. Punkt A in Bild 4.20) ergeben sich je nach durchlaufenem Spannungspfad unterschiedliche Horizontalspannungen σ_h' und somit auch unterschiedliche Ruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}$ (s. z.B. Punkte A_1 , A_2 und A_3 in Bild 4.20). Demgemäß kann man einem ermittelten Ruhedruckbeiwert nur mit Kenntnis des Spannungspfades, d.h. der Spannungsgeschichte, eindeutig ein Überkonsolidierungsverhältnis zuordnen und umgekehrt. Dieser Tatsache muß man Rechnung tragen, wenn man z.B. aus Pressiometerergebnissen die maximale geologische Vorbelastung ermitteln will. Pressiometerversuche liefern die horizontale Eigenspannung. Die vertikale Eigenspannung erhält man aus dem Überlagerungsgewicht. Sofern auch die Größe des Porenwasserdruckes bekannt ist, kann man daraus den Ruhedruckbeiwert gemäß Gleichung (3) errechnen. Zur Ermittlung des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR und daraus der maximalen geologischen Vorbelastung $\max \sigma_v'$, muß man wissen, ob nur eine Entlastung (wie bei Spannungspfad 1) oder eine Entlastung mit anschließender Wiederbelastung stattgefunden hat und gegebenenfalls wie groß die Wiederbelastung war. An einem Beispiel soll dies erläutert werden: Der aus Pressiometerversuchsergebnissen ermittelte Ruhedruckbeiwert $K_{0(oc)}$ betrage 1,0 (s. Punkt B in Bild 4.20). Wenn reine Entlastung vorliegt ist Spannungspfad 1 maßgebend, und es ergibt sich ein OCR-Wert von 3,0 (s. Punkt B_1 in Bild 4.20). Wenn jedoch eine Entlastung mit anschließender Wiederbelastung von 10 m stattgefunden hat und wenn man, wie seither fast immer, trotzdem von reiner Entlastung aus-

geht, ermittelt man einen zu niedrigen Überkonsolidierungsgrad OCR und unterschätzt damit die maximale geologische Vorbelastung. In dem angeführten Beispiel erhält man, wenn man Spannungspfad 2 zugrunde legt, OCR-Werte von 4,0 bzw. 6,0 (s. Punkte B_2 und B_3 in Bild 4.20). Das Beispiel zeigt deutlich, daß man das Überkonsolidierungsverhältnis OCR und damit auch die maximale geologische Vorbelastung u.U. beträchtlich unterschätzen kann, wenn man eine eventuell vorhandene Wiederbelastung nicht berücksichtigt.

Auch im umgekehrten Fall, wenn man auf der Basis von der im Labor, z.B. nach einer der in Abschnitt 4.4.4 gezeigten Methoden, ermittelten maximalen Vorbelastung den Eigenspannungszustand bzw. die Horizontalspannung errechnen will, muß man die Spannungsgeschichte kennen. Legt man nämlich reine Entlastung (Spannungspfad 1) zugrunde, wenn tatsächlich eine Entlastung und eine Wiederbelastung stattgefunden haben, so überschätzt man den Eigenspannungszustand. In Bild 4.20 wird dies an einem Beispiel verdeutlicht. Bei einem Überkonsolidierungsverhältnis OCR von 5,0 (s. Punkt A in Bild 4.20) erhält man bei Spannungspfad 1 einen Ruhedruckbeiwert von 1,3 (s. Punkt A_1 in Bild 4.20), wohingegen sich für Spannungspfad 2 lediglich ein Ruhedruckbeiwert von 1,02 ergibt (s. Punkt A_2 in Bild 4.20).

Noch schwieriger wird eine Aussage über den Eigenspannungszustand bzw. die maximale Vorbelastung, wenn mehrere Lastzyklen z.B. durch Grundwasserspiegelschwankungen stattgefunden haben. Wenn allerdings die minimale Vertikalspannung $\min \sigma'_v$ bekannt ist, kann man wenigstens eine obere und eine untere Grenze angeben, zwischen denen sich die tatsächlichen Werte bewegen.

5 ZUSAMMENHANG ZWISCHEN RUHEDRUCKBEIWERT ALS FUNKTION DER TIEFE $K_{0(oc)} = f(z)$ UND DEM STAGNATIONSGRADIENTEN i_0 BINDIGER BÖDEN

5.1 Ziel der Untersuchungen

Bei der Berechnung der wirksamen Eigenspannungen im Untergrund (sowohl der vertikalen als auch der horizontalen) wird stets die Gültigkeit der klassischen Konsolidationstheorie nach TERZAGHI/FRÖHLICH (1936) vorausgesetzt. Man geht davon aus, daß sowohl bei Konsolidation als auch beim Schwellen infolge geologischer Entlastung, hier zur Unterscheidung vom Quellen bzw. von Quelleigenschaften, die nicht der Konsolidationstheorie folgen, "De-konsolidation" genannt, die Porenwasserüber- und unterdrücke vollständig abgebaut werden. Durch zahlreiche Untersuchungen -eine Zusammenstellung findet man bei GABENER (1983)- ist aber bekannt, daß bei feinkörnigen Böden die Strömung des freien Porenwassers und somit die Konsolidation erst ab einem gewissen hydraulischen Gradienten, dem sog. Stagnationsgradienten eintritt, bzw. bei dessen Unterschreitung aufhört. Dabei ist anzumerken, daß die Stagnationswerte bei Be- und Entlastung i.a. nicht gleich sein werden (analog der Fließgrenzenwerte für thixotrope Suspensionen bei der Auftragung der Schubspannungen in Abhängigkeit von Geschwindigkeitsgradienten). Dies bedeutet, daß bei Existenz eines Stagnationsgradienten Restporenwasserunterdrücke in geologisch vorbelasteten Böden vorhanden sein müßten, vorausgesetzt, sie werden nicht durch Diffusionsvorgänge abgebaut. Wenn aber Restporenwasserunterdrücke vorhanden sind, so hat dies Konsequenzen hinsichtlich der wirksamen Horizontal- und Vertikalspannungen (KRAUSE 1965, GUDEHUS 1980, FLORIN, bei DAVIDENKOFF 1960). Diese würden sich um den Betrag des der jeweiligen Tiefe entsprechenden Restporenwasserunterdruckes $u_R = f(z)$ ändern. Es würde dann gelten

$$\sigma_v' = \sigma_v \pm u_R \quad (47)$$

$$\sigma_h' = \sigma_h \pm u_R \quad (48)$$

Ziel der in diesem Zusammenhang angestellten Untersuchungen war es zu erkunden, ob in dem sog. Frankfurter Ton ein Stagnationsgradient existiert, und aufzuzeigen, welche Konsequenzen die Existenz eines Stagnationsgradienten auf den Eigenspannungszustand und den Ruhedruckbeiwert hat, sofern er über geologische Zeiträume beständig ist. Der Frage, ob die Annahme der Langzeitbeständigkeit gerechtfertigt ist, wird getrennt im geologischen Teil dieser Forschungen nachgegangen.

5.2 Allgemeines

Nach DARCY ist die Filtergeschwindigkeit v dem hydraulischen Gradienten i , im folgenden kurz Gradient genannt, proportional:

$$v = k \cdot i \quad (49)$$

Der Proportionalitätsfaktor k wird als Durchlässigkeitskoeffizient bezeichnet. Trägt man die Filtergeschwindigkeit v über dem Gradienten i auf, so stellt sich Gleichung (49) als Gerade durch den Ursprung dar (s. Bild 5.1). Wie aus zahlreichen Untersuchungen und Veröffentlichungen bekannt ist, trifft diese Gesetzmäßigkeit nur bei nichtbindigen Böden zu. Bei bindigen Böden muß man zwei Bereiche unterscheiden, wobei für deren Abgrenzung gegeneinander in der Literatur unterschiedliche Grenzwerte existieren. Im Bereich größerer Gradienten besteht zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem Gradienten i zwar wie bei den nichtbindigen Böden ein linearer Zusammenhang, jedoch geht die Gerade nicht durch den Ursprung. Sie weist einen Schnittpunkt mit der i -Achse auf. Der Achsabschnitt wird mit i_e bezeichnet. Somit gilt für bindige Böden bei großen Gradienten die Beziehung:

$$v = k \cdot (i - i_e) \quad (49a)$$

(s. auch Bild 5.1).

Über den Zusammenhang von v und i im Bereich kleiner Gradienten gibt es unterschiedliche Angaben. Nach Untersuchungen z.B. von HANSBO (1960) und KEZDI (1969) sind die Durchlässigkeitsbeiwerte in diesem Bereich nicht konstant. Sie werden mit steigendem Gradienten größer. Beide Autoren geben für diesen Zusammenhang eine Parabelfunktion an. HANSBO (1960) kommt aufgrund seiner Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß auch bei kleinsten Gradienten Fließvorgänge stattfinden, d.h. seine Parabelfunktion beginnt im Ursprung (s. Bild 5.1) und lautet:

$$v = \kappa \cdot i^\lambda \quad (49b)$$

mit κ , dem veränderlichen Durchlässigkeitsbeiwert, und λ , einem dimensionslosen Exponenten.

KEZDI (1969) hat dagegen festgestellt, daß bei bindigen Böden eine Strömung des Porenwassers erst ab einem gewissen Gradienten, dem sog. Stagnations-, oder wie er ihn nennt, Schwellengradienten eintritt. Untersuchungen von verschiedenen Wissenschaftlern -eine Übersicht ist bei GABENER (1983) zu finden- haben dies bestätigt. Die Parabelfunktion muß demnach lauten:

$$v = \kappa \cdot (i - i_0)^\lambda \quad (49c)$$

MOSER (1977) konnte bei seinen Untersuchungen mit kleinen Gradienten darüberhinaus keinen parabelförmigen Verlauf der Funktion $v = f(i)$ feststellen. Vielmehr kam er zu dem Ergebnis, daß der Zusammenhang zwischen v und i auch im Bereich kleiner Gradienten linear ist, und somit Gleichung (49a) auch für diesen Bereich gilt. Das bedeutet, daß unter dieser Voraussetzung der durch Rückwärtsextrapolation, d.h. durch Verlängerung der Geraden $v = k(i - i_e)$ bis zum Schnitt mit der i -Achse, ermittelte Gradient i_e (s. Bild 5.1) dem Stagnationsgradienten i_0 entspricht.

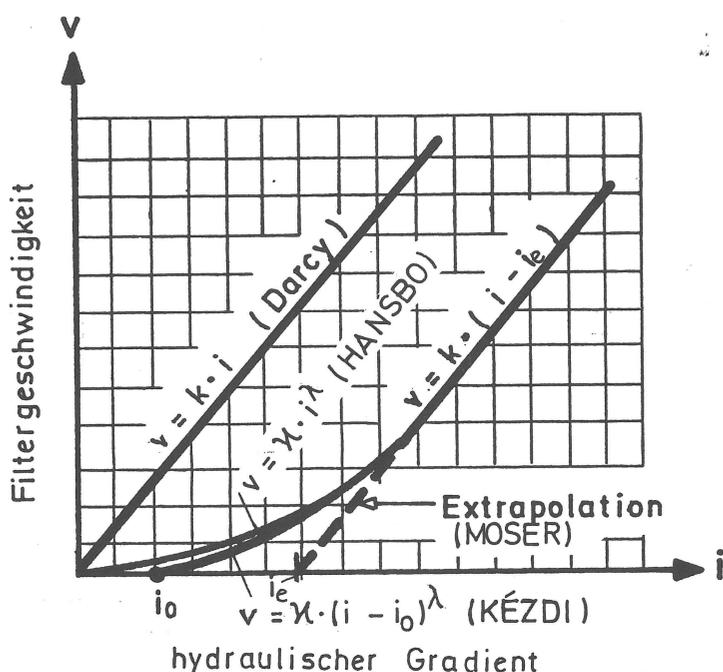


Bild 5.1 Zusammenhang zwischen Filtergeschwindigkeit und hydraulischem Gradient

Bei kleinen Gradienten sind Durchlässigkeitsuntersuchungen mit bindigen Böden versuchstechnisch äußerst schwierig, da die Meßgrößen "Durchfluß Q" und "Druckhöhendifferenz" sehr klein und dadurch störanfällig sind. Störfaktoren können u. a., wie auch in der DIN 18 130 erwähnt, Verdunstung, Umläufigkeiten, Einbaustörungen, chemische und elektrochemische Effekte oder Temperaturschwankungen sein. Diese befriedigend zu eliminieren, ist kaum möglich, da schon nahezu unvermeidbare Einflüsse zu Meßfehlern in der Größenordnung der Meßgrößen führen. Zum Beispiel ist am Institut der TH Darmstadt bei Kalibrierungsversuchen für Präzisions-Dreiaxialversuche zur Stoffgesetzentwicklung festgestellt worden, daß die Gummimembrane luft- und wasserdurchlässig ist, was bei geringen Meß-Wassermengen beachtenswerten Einfluß hat. (Die durch das Wasser und die Gummimembran diffundierende Luft verfälscht die Meßwassermengen neben dem Wasserdurchfluß durch die Gummimembran.) Eine weitere Erschwernis stellt bei Durchflußversuchen auch das Quellverhalten des Bodens dar. Bei Versuchen mit sog. Frankfurter Ton wurde festgestellt, daß die Proben sich durch Quellung an den Wasserberührungsstellen beim Probeneinbau vor Aufbringen der planmäßigen Spannungen deutlich ge-

genüber dem Rest der Probe verändern. Solche Proben können dann nicht mehr als homogen angesehen werden. Eine nicht unerhebliche Veränderung der Probe findet auch infolge des Strömungsdruckes statt. Je größer der aufgebrauchte Gradient i ist, um so größer wird der Strömungsdruck $f_s = i \cdot \gamma_w$, was bekanntlich eine Veränderung der wirksamen Spannungen bedeutet. Die Änderung der wirksamen Spannungen wiederum hat Verformungen zur Folge, welche die Durchlässigkeit, die gemessen werden soll, längs der Probe ungleichmäßig verändert.

Kritisch muß in diesem Zusammenhang die Versuchsanordnung nach Bild 9 der DIN 18 130 betrachtet werden. Durch einen komplizierten Versuchsaufbau wird zwar erreicht, die Durchflußmengenmessung zu verbessern, andere Fehlerquellen wie die oben beschriebenen werden dadurch aber nicht ausgeschaltet.

Diese Fehlerquellen -es gibt über die erwähnten hinaus noch eine Vielzahl andere (s. z.B. GABENER 1983)- sind vermutlich Ursachen für die unterschiedlichen Angaben in der Literatur, sowohl was die Beziehung zwischen v und i bei kleinen Gradienten, als auch die Größe des Stagnationsgradienten i_0 betrifft. Bei KRAUSE (1965) und GABENER (1983) sind für den Stagnationsgradienten i_0 Werte zwischen $i_0 = 0$ und $i_0 = 30$ angegeben.

Vom Verlauf der Funktion $v = f(i)$ im Bereich kleiner Gradienten, d.h. von der Größe des Durchlässigkeitsbeiwertes und seiner Veränderlichkeit mit dem Gradienten i hängen in erster Linie Durchfluß pro Zeiteinheit ($Q = v \cdot A$, mit A als Querschnittsfläche) und Konsolidierungsgeschwindigkeit bzw. -dauer ab. Dagegen hat der Verlauf der Funktion $v = f(i)$ keinen Einfluß auf den Endzustand, d.h. die Größe der Gesamtsetzung bzw. -hebung und den Spannungszustand nach Abschluß der Konsolidation. Für den Endzustand ist entscheidend, ob ein Stagnationsgradient existiert oder nicht. Wenn nämlich ein Stagnationsgradient existiert, können Porenwasserüber- bzw. -unterdrücke im Boden nicht vollständig abgebaut werden. Das bedeutet, daß der Boden nicht vollständig konsolidieren kann, was geringere Setzungen bzw. Hebungen

zur Folge hat. Darüberhinaus verändern die im Boden verbleibenden Restporenwasserüber- bzw. -unterdrücke den wirksamen Spannungszustand (s. Abschn. 5.1). Von praktischer Bedeutung ist der Stagnationsgradient u. a. für die Beurteilung von Dichtungsproblemen, insbesondere bei Abdichtungen von Deponien.

Aus der Literatur (s. z.B. GABENER 1983) sind i.W. drei Methoden zum Nachweis eines Stagnationsgradienten bekannt:

- a) Es werden aus versuchstechnischen Gründen (zur Abkürzung der Versuchsdauer u. a.) konventionelle Durchlässigkeitversuche mit großen Gradienten ausgeführt. Durch Rückwärtsextrapolation, wie in Bild 5.1 gezeigt, ermittelt man einen Gradienten i_e , der allerdings nach dem heutigen Kenntnisstand nicht dem echten Stagnationsgradienten i_0 , um den es in dieser Arbeit eigentlich geht, entspricht. Lediglich nach MOSER (1977) entsprechen sich i_e und i_0 .
- b) Die am häufigsten praktizierte Methode ist die Bestimmung der Durchlässigkeit bei kleinen Gradienten und einer Grenzwertbetrachtung für i gegen Null. Dabei treten die bereits erwähnten Schwierigkeiten bei der Messung der sehr geringen Durchflußmengen auf.
- c) BRETH et al. (1954), ROSA (1956) und KRAUSE (1965) ermittelten Stagnationsgradienten aus Kompressionsversuchen. Dabei wurden nach Beendigung der Konsolidation die in der Probe verbliebenen Restporenwasserdrücke gemessen und daraus der Stagnationsgradient rückgerechnet. RAPPERT (1969) hat jedoch gezeigt, daß die an den Porenwasserdruckgebern angezeigten Restdrücke nicht Restporenwasserdrücke, sondern in der Meßeinrichtung vorhandene Geberrestdrücke sein können.

Für die vorliegende Arbeit war es nicht von Interesse zu ermitteln, wie die Funktion $v = f(i)$ bei kleinen Gradienten verläuft, sondern ob ein Stagnationsgradient existiert oder nicht und gegebenenfalls wie groß er in etwa ist. Auf Durchlässigkeitsversu-

che, die eines sehr großen meßtechnischen Aufwandes bedürft hätten, konnte deshalb verzichtet werden. Kompressionsversuche mit Messen des Restporenwasserdruckes, wie sie BRETH et al. (1954) durchgeführt haben, schieden ebenfalls wegen meßtechnischer Unsicherheiten aus. Deshalb wurde zum Nachweis eines Stagnationsgradienten auf der Grundlage der eindimensionalen Konsolidationstheorie eine indirekte Methode entwickelt, bei der weder der Durchfluß noch der Porenwasserdruck gemessen werden muß.

5.3 Konzeption einer Versuchsmethode zum Nachweis eines Stagnationsgradienten i_0

5.3.1 Modellvorstellungen

Bei der Konzeption des Versuchs stand die Forderung im Vordergrund, eine Methode zu entwickeln, die es erlaubt, den Stagnationsgradienten ohne Durchlässigkeits- und ohne Porenwasserdruckmessung zu bestimmen. Diese Forderungen werden erfüllt, wenn man sich die eindimensionale Konsolidationstheorie zunutze macht. Folgende Modellvorstellungen wurden entwickelt, die dann für den Bau der Versuchsanordnung und die Versuchsauswertung als Grundlage dienten:

Wird eine bindige, wenig durchlässige Bodenprobe im Oedometer schnell belastet, so bewirkt die Belastungsänderung Δp eine Änderung (Erhöhung) des Porenwasserdruckes. Bei vollständiger Sättigung entspricht die Porenwasserdruckänderung Δu der Belastungsänderung Δp . Die Porenwasserdruckänderung Δu ist zum Zeitpunkt $T = 0$ über die gesamte Probenhöhe h gleich groß (s. Isochronenverlauf auf Bild 5.2a für $T_1 = 0$). Wenn die Probe entwässern kann, wird der Porenwasserüberdruck abgebaut, wobei gleichzeitig die wirksamen Spannungen im Korngerüst in gleichem Maße erhöht werden. Die Änderung der wirksamen Spannungen hat Setzungen zur Folge. Wenn kein Stagnationsgradient i_0 vorhanden ist, d.h. die Probe vollständig konsolidieren kann, hat die Entwässerungsbedingung (z.B. ein- oder zweiseitig) keinerlei Einfluß auf die Gesamtsetzung; der Porenwasserüberdruck Δu wird mit der Zeit vollständig abgebaut. Lediglich der zeitliche Verlauf ist

unterschiedlich. Existiert jedoch ein Stagnationsgradient, so tritt bei einseitiger Entwässerung die Setzung Δh_1 ein, und wenn anschließend die Entwässerung nach der anderen Seite ermöglicht wird, kommt die Setzung Δh_2 hinzu. In Bild 5.2 ist dies schematisch dargestellt. Bild 5.2a zeigt den Fall einseitiger Entwässerung. Die Isochrone für $T_1 = \infty$ entspricht dann einem Gradienten $i_0 = u_R/h \cdot \gamma_w$, d. h. dem Stagnationsgradienten; in der Probe bleiben Restporenwasserdrücke $u_R = i_0 \cdot \gamma_w \cdot z$ unter der Belastung Δp erhalten (= Inhalt der schraffierten Fläche).

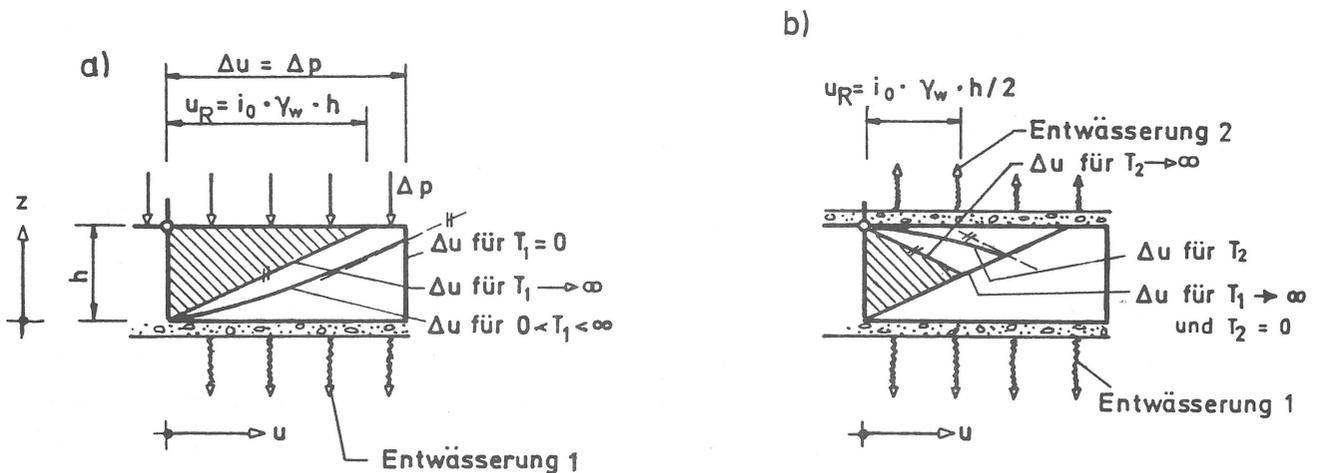


Bild 5.2 Isochronen

- a) bei einseitiger Entwässerung
 b) nach Schaffung einer zweiten Entwässerungsmöglichkeit

Wird nach Konsolidation mit einseitiger Entwässerung wie auf Bild 5.2a nun an der Seite der Probe, an der bis dahin keine Entwässerungsmöglichkeit bestand, eine solche geschaffen, so kann sich der Porenwasserüberdruck infolge des neu geschaffenen Potentialgefälles wie auf Bild 5.2b weiter abbauen. Es kommt erneut zu Setzungen. Das Isochronenbild zum Zeitpunkt T_2 , bzw. $T_2 \rightarrow \infty$ wird sich gemäß Bild 5.2b einstellen. Wenn folglich durch Schaffung einer zweiten Entwässerungsmöglichkeit zusätzliche Setzungen auftreten können, bedeutet dies, daß ein Stagnationsgradient existiert.

Die Größe des Stagnationsgradienten i_0 läßt sich aus der Belastungsänderung Δp , der Probenhöhe h und dem Verhältnis $(\Delta h_1 / \Delta h_2)$, der Setzung bei einseitiger und der Setzung, die nach Schaffung der zweiten Entwässerungsmöglichkeit auftritt, wie folgt ableiten:

Zum Zeitpunkt $T_1 = 0$ ist der Porenwasserüberdruck in der gesamten Probe Δu . Zum Zeitpunkt $T_1 \rightarrow \infty$, d.h. $T_2 = 0$ verteilt sich der Restporenwasserüberdruck gemäß der Größe von i_0 . Es sind drei Fälle zu unterscheiden (s. Bild 5.3):

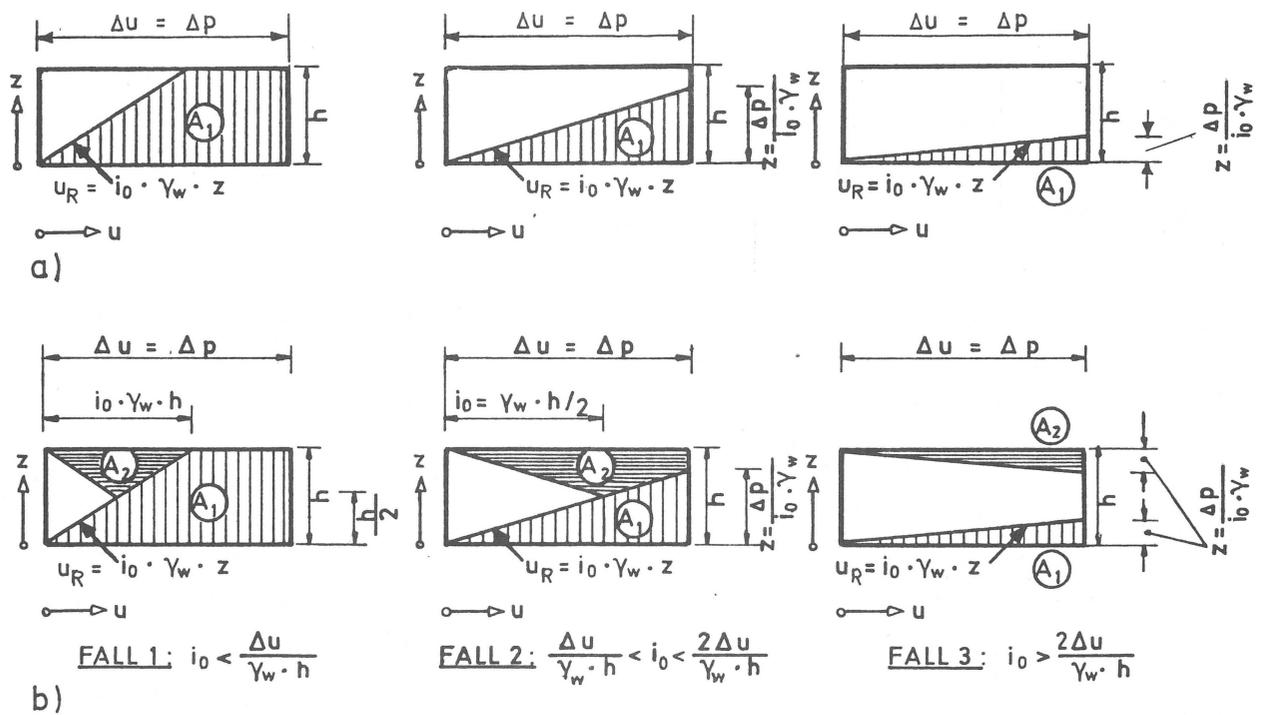


Bild 5.3

Der Änderung des Porenwasserdruckes (zwischen dem Zeitpunkt $T_1 = 0$ und $T_1 \rightarrow \infty$) entspricht die Änderung der wirksamen Spannungen. Es gilt:

$$\Delta h = \frac{\int_0^h \sigma_v' \cdot dz}{E_s} = \frac{A_1}{E_s} \quad (50)$$

d. h. die Setzung Δh_1 ist proportional der Änderung der wirksamen Spannungen, integriert über die Probenhöhe h . (Dies entspricht dem Flächeninhalt der in Bild 5.3a senkrecht schraffierten Flächen A_1).

Unterschieden nach den drei Fällen errechnet sich:

$$\text{Fall 1) } \Delta h_1 \cdot E_{s1} = A_1 = \Delta p \cdot h - \frac{1}{2} \cdot i_0 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (51a)$$

$$\text{Fall 2) } \Delta h_1 \cdot E_{s1} = A_1 = \frac{1}{2} \Delta p \cdot \Delta p / (i_0 \cdot \gamma_w) \quad (51b)$$

$$\text{Fall 3) } \Delta h_1 \cdot E_{s1} = A_1 = \frac{1}{2} \Delta p \cdot \Delta p / (i_0 \cdot \gamma_w) \quad (51c)$$

Wobei E_{s1} der Steifemodul bei Konsolidation mit einseitiger Entwässerung ist.

Wird nun bei $T_1 \rightarrow \infty$ und $T_2 = 0$ die Entwässerung 2 geöffnet, so erfolgt der weitere Abbau des Porenwasserüberdruckes und die damit verbundene Änderung der wirksamen Spannungen, was zusätzliche Setzungen Δh_2 zur Folge hat. Diese errechnen sich aus A_2 (horizontal schraffierte Flächen in Bild 5.3b), dividiert durch E_{s2} dem Steifemodul bei Konsolidation mit beidseitiger Entwässerung. Es ergibt sich

$$\text{Fall 1) } \Delta h_2 \cdot E_{s2} = A_2 = \frac{1}{2} \cdot i_0 \cdot \gamma_w \cdot h \cdot \frac{h}{2} \quad (52a)$$

$$\text{Fall 2) } \Delta h_2 \cdot E_{s2} = A_2 = \Delta p \cdot h - \frac{1}{2} \Delta p \cdot \Delta p / (i_0 \cdot \gamma_w) \cdot \frac{1}{2} \cdot h \cdot i_0 \cdot \gamma_w \cdot \frac{h}{2} \quad (52b)$$

$$\text{Fall 3) } \Delta h_2 \cdot E_{s2} = A_2 = \frac{1}{2} \cdot \Delta p \cdot \Delta p / (i_0 \cdot \gamma_w) \quad (52c)$$

Bildet man das Verhältnis $\Delta h_1 \cdot E_{s1} / \Delta h_2 \cdot E_{s2}$ und setzt näherungsweise $E_{s1} = E_{s2}$, so errechnen sich für die unterschiedlichen Fälle folgende Stagnationsgradienten:

$$\text{Fall 1) } \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = \frac{\Delta p \cdot h - \frac{1}{2} \cdot i_0 \cdot \gamma_w \cdot h^2}{\frac{1}{4} \cdot i_0 \cdot \gamma_w \cdot h^2}$$

$$i_0 = \frac{2 \cdot \Delta p / \gamma_w \cdot h}{\left(1 + \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} \cdot \frac{1}{2}\right)} \quad (53a)$$

$$\text{Fall 2) } \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \Delta p^2 / (i_0 \cdot \gamma_w)}{\Delta p \cdot h - \frac{1}{2} \cdot \Delta p^2 / (i_0 \cdot \gamma_w) - \frac{1}{2} h \cdot i_0 \cdot \gamma_w \cdot \frac{h}{2}}$$

$$i_0 = \frac{2 \cdot \gamma_w \cdot \Delta p \cdot h \cdot \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} \pm \sqrt{\left(2 \cdot \gamma_w \cdot \Delta p \cdot \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2}\right)^2 - 4 \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_w^2 \cdot h^2 \cdot \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} \cdot \Delta p \cdot \left(1 + \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2}\right)\right]}}{\gamma_w^2 \cdot h^2 \cdot \Delta h_1 / \Delta h_2} \quad (53b)$$

Fall 3) Für den Fall 3) ist lediglich die Aussage möglich, daß $i_0 > 2 \Delta p / (\gamma_w \cdot h)$ ist und daß $\Delta h_1 = \Delta h_2$ sein muß.

Dieses Modell und die dazugehörigen Ableitungen gelten sowohl für Be- als auch für Entlastung. Die Veränderlichkeit von E_s während des Konsolidationsvorganges ist dabei nicht berücksichtigt worden. In Abschnitt 5.4.3.5 wird gezeigt, wie man sie berücksichtigen kann.

5.3.2 Versuchsdurchführung

Bei der Umsetzung der Modellvorstellungen in eine praktikable Versuchstechnik hat sich herausgestellt, daß es vorteilhafter ist, wenn der Versuch bei Entlastung der Bodenprobe stattfindet. Dies hat zwei Gründe: Es ist mit den konventionellen Oedometern, die benutzt wurden, schwieriger bei Belastung das Entwässern zu einem Rand hin zu verhindern, von dem aus dann später doch wieder eine Wasserzufuhr ermöglicht werden muß (s. u.). Dagegen kann man die Wasserzufuhr von einem Rand aus, wie Bild 5.4 zeigt, leicht unterbinden. Der zweite Grund ist, daß sich der wirksame Spannungszustand in der Probe durch Schwellen ändert. Dies ist ergebnisverfälschend, wenn die Belastung geringer als der Schwelldruck gewählt und Wasser zugegeben wird. Dann tritt nämlich trotz Belastung eine Hebung auf, was nur auf eine Verringerung der wirksamen Spannungen in der Summe zurückgeführt werden kann. Die Probe vor der Belastung schwellen zu lassen, kommt als Alternative nicht in Betracht; es würde sich dann nämlich die Frage stellen, ob sich die Probe gegenüber dem in-situ-Zustand nicht zu stark verändert, um noch realistische Werte zu liefern.

Der Versuch, speziell für den stark schwellfähigen sog. Frankfurter Ton, läuft dementsprechend im einzelnen wie folgt ab: Die Bodenprobe wird in das Oedometer eingebaut. Anschließend wird das Oedometer bis zur Oberkante der Probe mit Wasser gefüllt, wobei an die Probe aber nur von unten Wasser gelangen kann (s. Bild 5.4). Die Kopfplatte ist dabei über die Bügel 5 arretiert, sodaß die Probe sich nicht verformen kann. Der durch die Wasserzugabe entstehende Quelldruck wird über Dehnmeßstreifen (DMS), die an den Bügeln angebracht sind, gemessen. Wenn sich ein konstanter Wert für den Quelldruck eingestellt hat, wird über einen Hebelarm die dem Quelldruck entsprechende Last auf die Probe aufgebracht und die Arretierung gelöst. Dieser Vorgang dient als Kontrolle des über die DMS gemessenen Quelldruckes. Treten nach der Lösung der Arretierung keine Verformungen auf, so ent-

spricht die aufgebrachte Spannung dem Quelldruck. Andernfalls wird nachgeregelt.

Wenn die Größe des Quelldruckes Δp bestimmt ist, wird vollständig entlastet. Die Verformung (Hebung) infolge der Entlastung ist Δh_1 (s. Bild 5.5). Wenn die Hebung infolge der Entlastung vollständig abgeklungen ist, wird das Oedometer mit Wasser aufgefüllt, sodaß der obere Filterstein jetzt unter Wasser gesetzt wird. Im Falle der Existenz eines Stagnationsgradienten beginnt dann erneut eine Hebung Δh_2 (s. Bild 5.5). Aus Δp , Δh_1 und Δh_2 kann man dann mit Hilfe der Modellvorstellungen von Kap. 5.3.2 den Stagnationsgradienten i_0 berechnen.

Die Versuche müssen in einem klimatisierten Raum durchgeführt werden, da die Temperatur erheblichen Einfluß auf den Quelldruck hat.

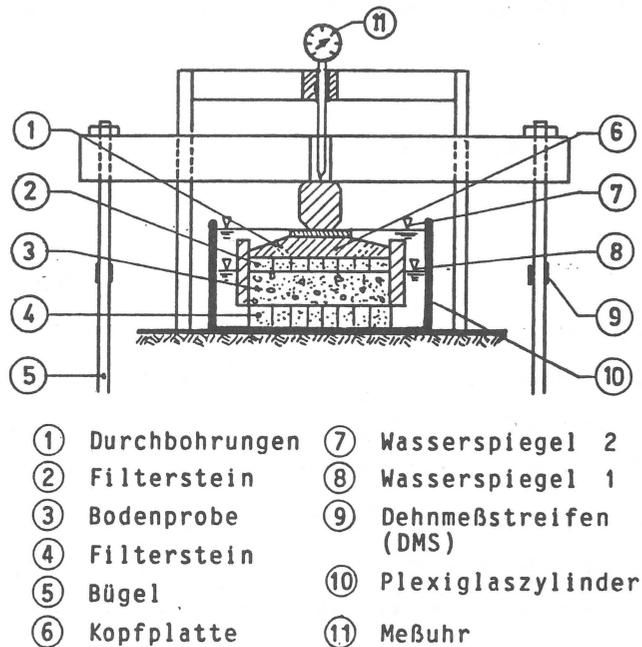


Bild 5.4 Versuchseinrichtung (schematisch)

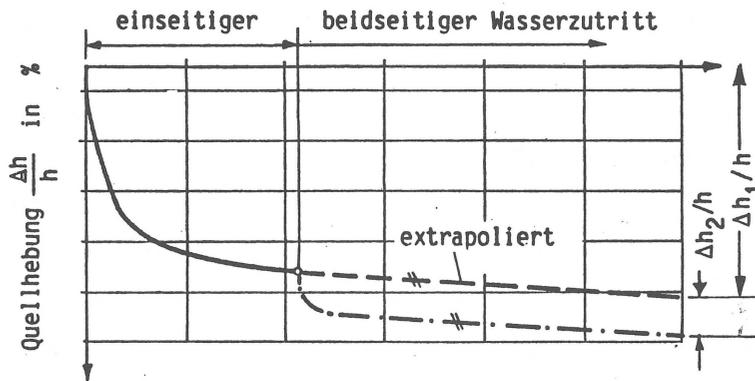


Bild 5.5 Typischer Verlauf der Quellhebung über die Zeit bei einseitigem und zweiseitigem Wasserzutritt

5.4 Versuchsergebnisse

5.4.1 Durchgeführte Versuche

Es wurden 5 Versuchsserien (q1-q5) mit jeweils 6 Versuchen (= 30 Versuche) mit "ungestörtem" Frankfurter Ton durchgeführt. Die Versuchsserien q1 und q2 dienten dabei lediglich als Vorversuche, um das Quelldruckverhalten des Materials und einzelne Gerätedetails zu testen. Bei den Versuchsserien q3 und q5 wurden Proben mit unterschiedlichen Höhen (19,16,13,10,7,4 mm) eingebaut. Bei der Versuchsserie q4 waren alle Proben 19 mm hoch. Zum Vergleich ist eine Versuchsserie (q6) mit dem gleichen, aber gestörten Material, das vorher künstlich aufbereitet wurde, ausgeführt worden.

5.4.2 Bodenkennwerte

Für die Untersuchungen an sog. Frankfurter Ton wurden Bodenproben aus Blöcken (30x30x30 cm) ausgestochen, die in einem Stollen der U-Bahn in Frankfurt (Los 12) aus einer Tiefe von 12 m entnommen worden waren. Es wurden von jeder Schicht, aus der Bodenproben für eine Versuchsserie ausgestochen wurden, die Bodenkennwerte bestimmt. In Tabelle 5.1 sind die Größt-, Kleinst- und Mittelwerte aufgelistet.

KENNWERTE	Abk.	Dimens.	Größt-	Kleinst-	Mittel-
				Wert	
Wassergehalt	w	-	0,348	0,248	0,302
Wassergehalt an der Fließgrenze	w _L	-	0,782	0,650	0,706
Wassergehalt an der Ausrollgrenze	w _P	-	0,279	0,225	0,247
Plastizität	I _P	-	0,503	0,411	0,459
Konsistenz	I _C	-	0,979	0,830	0,882
Feuchtdichte	ρ	t/m ³	1,949	1,798	1,891
Trockendichte	ρ _d	t/m ³	1,562	1,334	1,453
Korndichte	ρ _s	t/m ³	2,723	2,663	2,695
Porenanteil	n	-	0,499	0,419	0,461
Sättigungszahl	S _R	-	0,995	0,918	0,946
Glühverlust	V _{gl}	-	0,030	0,030	0,030
Kornanteil < 0,002 mm		-	0,540	0,420	0,474
Aktivitätszahl	I _A	-	1,198	0,856	0,965

Tabelle 5.1 Zusammenstellung der Kennwerte

Man kann erkennen, daß die Werte z.T. stark streuen. Solche Streuungen sind aber beim sog. Frankfurter Ton nicht ungewöhnlich, wie sich schon bei früheren Untersuchungen (s. z.B. FRANKE et al. 1983, BRETH et al. 1970) gezeigt hat. Die Mittelwerte dieser Untersuchungen stimmen mit den in Tabelle 5.1 aufgeführten Mittelwerten sehr gut überein.

Bei dem verwendeten Material handelt es sich nach DIN 18 196 um ausgeprägt plastischen Ton (TA) mit steifer Konsistenz. Die Feuchtraumdichte beträgt im Mittel 1,891 t/m³. Die Sättigungszahl ist mit i.M. 0,946 etwas kleiner als 1. Der Glühverlust ist gering. Die Aktivitätszahl liegt zwischen 0,856 und 1,198 (i.M. 0,965). Der Wassergehalt der künstlich aufbereiteten Proben betrug i.M. w = 0,3623, lag also rund 6% über dem des ungestörten Materials. Die Sättigung war nahezu 100 %.

Für jede einzelne Bodenprobe wurden der Einbau- und Ausbauwassergehalt sowie die Dichte und der Kalkgehalt bestimmt, um eventuelle Einflüsse dieser Größen auf das Quellverhalten erkennen zu können.

5.4.3 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Versuchsserien q3, q4, q5 und q6 sind in Tabelle 5.2 zusammengefaßt.

Versuch	Proben- höhe in mm	Quell- druck Δp in kPa	Quellhebung $\Delta h_1/h$ [%] $\Delta h_2/h$ [%]		$i_0 = \frac{2\Delta p / \gamma_w \cdot h}{1 + \frac{\Delta h_1}{2\Delta h_2}}$
q3/1	19,0	16	2,789	0,571	49
q3/2	15,6	26	3,211	0,303	52
q3/3	12,9	15	1,890	0,191	39
q3/4	9,8	9	1,543	0,349	57
q3/5	6,7	23	2,960	0,234	94
q3/6	3,8	10	1,674	0,105	59
q4/1	19,0	28	2,576	0,660	100
q4/2	19,0	20	1,344	0,301	65
q4/3	19,0	33	3,158	1,001	135
q4/4	19,0	26	1,576	0,249	66
q4/5	19,0	17	2,025	0,366	48
q4/6	19,0	22	2,963	0,740	77
q5/1	19,0	140	7,137	0,260	100
q5/2	15,8	103	4,551	0,064	36
q5/3	12,8	98	5,788	0,101	52
q5/4	9,8	123	5,858	0,113	47
q5/5	6,6	117	5,869	0,083	49
q5/6	3,8	72	5,795	0,084	53
q6/1	19,0	27	2,70	0,179	33
q6/2	15,9	35	2,09	0,046	19
q6/3	12,9	29	1,80	0,039	19
q6/4	9,8	16	1,15	0,111	53
q6/5	6,7	10	0,568	0,059	51
q6/6	3,8	17	1,08	0,012	20

Tabelle 5.2 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

5.4.3.1 Quelldruck

Beim Quelldruck der ungestörten Proben ist ein erheblicher Unterschied zwischen den Versuchsserien q3 und q4 und der Versuchsserie q5 zu erkennen. Während bei den Versuchsserien q3 und q4 Quelldrücke zwischen 9 kPa (Versuch q3/4) und 33 kPa (Versuch q4/3), i.M. 17 kPa bei Versuchsserie q3 und 24 kPa i.M. bei Versuchsserie q4, gemessen wurden, traten bei der Versuchsserie q5 Quelldrücke zwischen 98 kPa (q5/3) und 140 kPa (q5/1) auf, i.M. 109 kPa. Obwohl die Proben für die Versuchsserie q5 aus einem anderen Block als die für q3 und q4 stammen, weisen die üblichen Kennwerte der einzelnen Proben keine nennenswerten Unterschiede auf, die diese großen Differenzen erklären könnten. Lediglich die Konsistenzzahl liegt bei der Versuchsserie q5 mit i.M. 0,853 gegenüber 0,922 bei Serie q4, bzw. 0,907 bei Serie q3 etwas niedriger. Bei Serie q5 ist zudem ein etwas geringerer Kalkgehalt (i.M. 0,102) gegenüber 0,117 bei Serie q4, bzw. 0,123 bei Serie q3, bestimmt worden. Mineralogische Untersuchungen sollen zeigen, ob diese großen Differenzen spezielle kolloidchemische Ursachen haben. Die Quelldrücke der gestörten Proben (Versuchsserie q6) weisen in etwa die gleiche Größenordnung wie die der Serien q3 und q4 auf. Der Minimalwert beträgt 10 kPa, der Maximalwert 35 kPa. Das Mittel aller 6 Versuche liegt bei 22 kPa.

5.4.3.2 Quellhebung Δh_1 bei einseitiger Bewässerung

Nach Entlastung der Probe tritt eine zeitabhängige Hebung ein. Die Zeit-Verformungslinien für einige Versuche der Serien q3, q4 und q5 sind in halblogarithmischem Maßstab in Bild 5.6 dargestellt.

Die Verformung läßt sich in einen Primär- und einen Sekundär- oder Kriechanteil unterteilen. Die Verformungen waren selbst nach einer Versuchsdauer von 500 bis 800 Stunden noch nicht abgeschlossen. MYSLIVEC (1969), der Langzeitversuche durchgeführt hat, berichtet, daß selbst nach 250 Tagen noch kein Endwert der

Hebung zu erkennen war. Der als Ende der Konsolidation betrachtete Zeitpunkt wird wie üblich aus dem Zeit-Hebungs-Verlauf ermittelt, wobei der Schnittpunkt der Tangente an den Wendepunkt der Zeit-Hebungs-Linie mit der Geraden der Sekundärsetzung verwendet wird. Um zu berücksichtigen, daß auch während der zweiten Phase des Versuches (bei zweiseitiger Bewässerung) ebenfalls Kriechen auftritt, wurde die Verformung $\Delta h_1/h$ auf das Ende des Versuches durch Verlängerung der Linie der Sekundärsetzung wie auf Bild 5.5 extrapoliert. Die extrapolierte und die gemessene Kurve verlaufen parallel. Maßgebend für die Berechnung von i_0 ist die Differenz zwischen der extrapolierten und der gemessenen Kurve.

Die Werte für die Hebungen bezogen auf die Probenhöhe $\Delta h_1/h$ sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt. Sie liegen bei der Versuchsserie q3 zwischen 1,543 % (Versuch q3/4) und 3,211 % (Versuch q3/2), i.M. betragen sie 2,345 %. Bei der Versuchsserie q4 haben sie infolge etwa gleich großer Spannungsänderungen die gleiche Größenordnung. Sie liegen zwischen 1,344 % (Versuch q4/2) und 3,158 % (Versuch q4/3), i.M. 2,274 %. Die Hebungen sind bei der Versuchsserie q5 entsprechend den höheren Quelldrücken höher als bei den Serien q3 und q4. Es wurden Hebungen zwischen 4,551 % (Versuch q5/2) und 7,137 % (Versuch q5/19), i.M. 5,833 %, gemessen. Allerdings sind die Hebungen nicht direkt proportional zu den Spannungsänderungen. Ein auffälliger Unterschied zwischen den Serien q3 und q4 und der Serie q5 ist der zeitliche Verlauf der Hebungen. Während bei Serie q5 der Wendepunkt der Zeit-Verformungskurve bei halblogarithmischer Darstellung bereits nach etwa 20 h auftritt, kann man bei den Versuchsserien q3 und q4 einen Wendepunkt erst ab etwa 200 h erkennen. Bei diesen Serien ist der Wendepunkt auch nicht immer gut erkennbar.

Die Hebungen der Versuchsserie q6 mit dem gestörten Material liegen zwischen 0,568 % und 2,70 %. I.M. ergibt sich eine Hebung von 1,565 %. Sie liegt deutlich unter der der Versuchsserien mit ungestörtem Material.

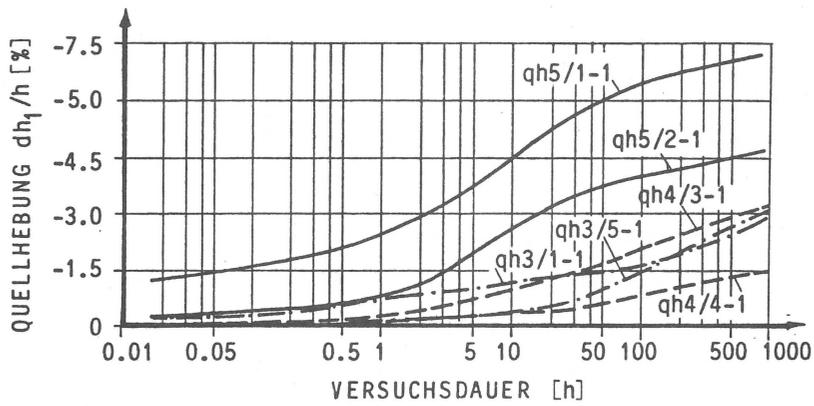


Bild 5.6 Zeit-Quellhebungsverlauf bei einseitiger Bewässerung

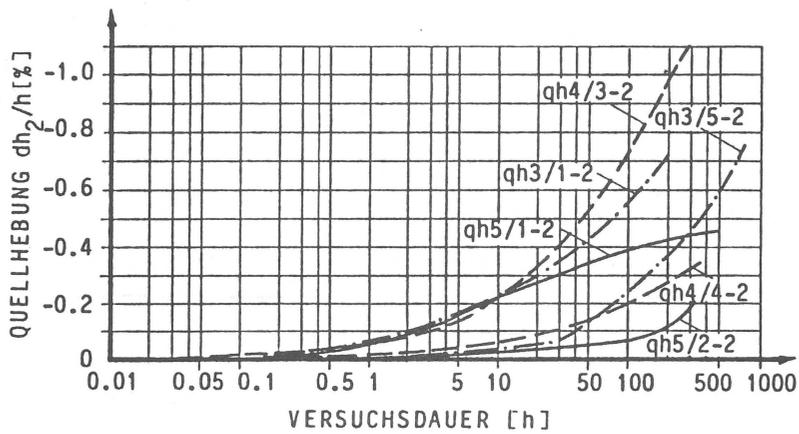


Bild 5.7 Zeit-Quellhebungsverlauf bei zusätzlicher Bewässerung von der zweiten Seite

5.4.3.3 Quellhebung infolge der zweiten Wasserzutrittsmöglichkeit

Nach Bewässerung der Probe auf der Oberseite setzt bei dem ungestörten Boden ein weiterer Quellvorgang ein. Die Hebungen $\Delta h_2/h$ der Versuchsreihen q3 und q4 sind größer als die der Serie q5 (s. Tab.5.2). Sie liegen zwischen 0,105 % und 0,571 % (i.M. 0,292 %) bei Versuchsserie q3 und zwischen 0,249 % und 1,001 % (i.M. 0,553 %) bei Versuchsserie q4. Bei Versuchsserie q5 traten Hebungen von 0,064 % bis 0,26 % (i.M. 0,118 %) auf. Der Verlauf der Zeit-Hebungs-Kurven in halblogarithmischem Maßstab ist bei allen Kurven etwa gleich. Es sind keine Wendepunkte zu erkennen. Bemerkenswert ist auch, daß bei der Versuchsserie q5 der überwiegende Teil der Hebungen Δh_2 erst nach etwa 150 Stunden eintritt, während bei den Versuchsserien q3 und q4 dies schon nach etwa 10 Stunden der Fall ist.

Auch bei der Versuchsserie q6 mit den gestörten Proben traten nach der Bewässerung der Probe auf der Oberseite weitere, wenn auch deutlich geringere Quellhebungen auf. Es wurden Hebungen zwischen 0,039 % und 0,179 %, i.M. 0,092 %, gemessen.

5.4.3.4 Errechnete Stagnationsgradienten

Aus den gemessenen Größen: Probenhöhe h , Hebung bei einseitiger Bewässerung Δh_1 , zusätzlicher Hebung bei zweiseitiger Bewässerung Δh_2 und dem Quelldruck = Entlastung Δp , wurden gemäß Abschnitt 5.3.1 die Stagnationsgradienten berechnet, wobei sich durch eine Überprüfung herausgestellt hat, daß stets Fall 1 vorliegt. Bei den ungestörten Proben liegen die errechneten Stagnationsgradienten im wesentlichen um oder etwas über $i_0 = 50$. 4 Werte liegen nahe oder etwas über 100. Der Mittelwert der übrigen 14 Versuche liegt bei $i_0 = 53,5$. Der Mittelwert aus allen Versuchen beträgt $i_0 = 65,4$, Für die Versuchsserie q3 errechnet sich ein Mittelwert von 58,3, für Serie q4 von 81,8 und für Serie q5 von 56,2.

5.4.3.5 Berücksichtigung der Veränderlichkeit von E_s

Im Verlauf von Konsolidation bzw. beim Schwellen, was bei diesen Versuchen vorliegt, ändert sich der Steifemodul E_s , weil er spannungsabhängig ist. Bei der Herleitung des Stagnationsgradienten i_0 aus Gleichung (53a), die aus den Gleichungen (51a) und (52a) folgte, wurde der Steifemodul konstant angenommen. Der Steifemodul bei einseitiger Bewässerung E_{s1} wurde gleich dem Steifemodul bei beidseitiger Bewässerung E_{s2} gesetzt, obwohl die beiden Schwellvorgänge, die zu Δh_1 bzw. Δh_2 führen, sowohl bei unterschiedlichen Spannungsniveaus beginnen, als auch unterschiedlich große Spannungsänderungen aufweisen. Da der erste Schwellvorgang, der zu Δh_1 führt, von einem höheren Spannungsniveau aus beginnt als der zweite, ist $E_{s1} > E_{s2}$. Das bedeutet, daß man -wie man aus Gleichung (53a) bzw. (51a) und (52a) ersehen kann- ohne Berücksichtigung der Veränderlichkeit von E_s einen zu großen Stagnationsgradienten ermittelt. Je größer der Unterschied zwischen E_{s1} und E_{s2} ist, desto größer wird der Fehler bei der Berechnung von i_0 . Ziel muß es deshalb sein, das Verhältnis von E_{s1}/E_{s2} zu ermitteln um die nach Gleichung (53a) errechneten i_0 -Werte zu korrigieren. Eine genaue Berechnung der Moduln ist allerdings nicht möglich, da man aus diesen Versuchen nicht genau bestimmen kann, wie groß die wirksamen Spannungen am Ende des ersten Schwellvorganges (bei einseitiger Bewässerung) sind. Diese sind identisch mit denen zu Beginn des zweiten Schwellvorganges und am Ende des zweiten Schwellvorganges (bei beidseitiger Bewässerung). D.h. die Spannungsänderung, die zu den gemessenen Hebungen Δh_1 und Δh_2 geführt haben, sind nicht bekannt. Mit Hilfe von Gleichung (41), die sowohl für Konsolidation als auch für Schwellen gilt -wobei der Proportionalitätsfaktor dann mit Schwellbeiwert C_s bezeichnet wird- ist allerdings eine gute Abschätzung möglich. Es ist deshalb nur eine gute Abschätzung und keine genaue Berechnung, weil der Schwellbeiwert C_s des in diesen Versuchen verwendeten ungestörten Bodens nicht für jede einzelne Probe bestimmt werden konnte und deshalb auf den in Abschnitt 4.4.2 zwar an dem gleichen, jedoch nicht ungestörten, sondern künstlich hergestellten Boden ermittelten Wert von $C_s = 0,038$ zurückgegriffen wird.

Aus der Definition der Porenzahl e folgt, daß $\Delta \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$ ist. Gleichung (41) lautet somit für Schwellen:

$$\Delta \frac{\Delta h}{h} (1 + e_0) = C_s (\log \sigma_{\bar{A}} - \log \sigma_{\bar{E}}), \quad (41)$$

wobei $\sigma_{\bar{A}}$ die Spannung am Anfang, $\sigma_{\bar{E}}$ die am Ende und $\Delta \frac{\Delta h}{h}$ die bezogene Hebung innerhalb des jeweiligen Schwellvorganges ist. Für den ersten Schwellvorgang läßt sich daraus mit den bekannten Größen $\Delta \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta h_1}{h}$, der Anfangsporenzahl von i.M. $e_0 = 1,169$, dem Schwellbeiwert $C_s = 0,038$ und der Spannung $\sigma_{\bar{A}1}$, die dem jeweils gemessenen Quelldruck entspricht, die Spannung $\sigma_{\bar{E}1}$ errechnen. $\sigma_{\bar{E}1}$ des ersten Schwellvorganges entspricht $\sigma_{\bar{A}2}$ des zweiten, so daß mit $\Delta \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta h_2}{h}$ auch $\sigma_{\bar{E}2}$ errechnet werden kann.

VERSUCH	E_{s1} / E_{s2}	i_0
q3/1	3,0	16
q3/2	3,0	17
q3/3	2,0	20
q3/4	1,9	30
q3/5	3,0	31
q3/6	1,7	35
q4/1	2,9	34
q4/2	1,5	44
q4/3	4,0	34
q4/4	1,8	37
q4/5	2,2	22
q4/6	3,5	22
q5/1	18,6	5
q5/2	5,6	6
q5/3	9,2	6
q5/4	10,0	5
q5/5	10,0	5
q5/6	9,2	6
q6/1	2,7	12
q6/2	1,8	10
q6/3	1,9	10
q6/4	1,5	36
q6/5	1,2	42
q6/6	1,3	15

Tabelle 5.3

i_0 -Werte bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit von E_s

Daraus können dann die Steifemoduln zu $E_{s1} = \frac{\sigma_{A1} - \sigma_{E1}}{\Delta h_1/h}$ und $E_{s2} = \frac{\sigma_{A2} - \sigma_{E2}}{\Delta h_2/h}$ ermittelt und das Verhältnis E_{s1}/E_{s2} gebildet werden. In Tabelle 5.3 sind für die Versuchsreihen auf diese Weise ermittelten Verhältnisse von E_{s1}/E_{s2} und die mit diesen Werten korrigierten i_0 -Werte zusammengestellt, wobei i_0 fast um den Faktor E_{s1}/E_{s2} kleiner wird.

Danach ergeben sich für die ungestörten Proben (Versuchsserien q3, q4 und q5) Stagnationsgradienten zwischen $i_0 = 5$ und $i_0 = 44$. Der Mittelwert liegt mit $i_0 = 21,8$ deutlich niedriger als der Mittelwert der "nicht korrigierten" i_0 -Werte. Für die Versuchsserie q3 errechnet sich eine Mittelwert von 24,8, für Serie q4 von 32,2 und für Serie q5 von 5,5. Für die gestörten Proben (Versuchsserie q6) errechnen sich Stagnationsgradienten von $i_0 = 10$ bis $i_0 = 42$. Der Mittelwert liegt bei $i_0 = 20,8$.

5.4.3.6 Diskussion der Ergebnisse

Ermutigend ist, daß, obwohl die Proben unterschiedliche Höhen hatten und obwohl sehr voneinander abweichende Quelldrücke und -hebungen gemessen wurden, die Stagnationsgradienten die gleiche Größenordnung haben. Ohne Berücksichtigung der Veränderlichkeit von E_s während der Konsolidation ergeben sich für die ungestörten Proben Stagnationsgradienten in der Größenordnung von $i_0 = 50$; bei 4 Versuchen sogar um 100. Bei den gestörten Proben liegen sie zwischen $i_0 = 10$ und $i_0 = 53$. Berücksichtigt man jedoch die Veränderlichkeit von E_s , so erhält man Stagnationsgradienten zwischen $i_0 = 5$ und $i_0 = 44$ (s. Tab.5.3), also deutlich niedrigere Werte, die durchaus in der Größenordnung liegen, die aus der Literatur bekannt ist. Insbesondere bei Versuchsserie q5, bei der gegenüber den anderen Versuchsserien hohe Quelldrücke, starke Quellhebungen $\Delta h_1/h$ und im Verhältnis dazu geringe Quellhebungen $\Delta h_2/h$ gemessen wurden, macht sich die Berücksichtigung der Veränderlichkeit von E_s stark bemerkbar. Das Verhältnis E_{s1}/E_{s2} liegt bei dieser Versuchsserie zwischen 5,6 und 18,6, während es bei den übrigen zwischen 1,2 und 4 liegt.

Fehler in der Versuchsdurchführung, die zu zu großen i_0 -Werten führen würden, können ausgeschlossen werden. Z.B. würde -wenn bei der Quelldruckbestimmung die Bedingung, daß keine Verformung auftreten darf, nicht exakt eingehalten worden wäre- ein zu niedriger Quelldruck gemessen, und es würde sich ein kleinerer Stagnationsgradient, als tatsächlich vorhanden, errechnen. Ebenfalls ein kleinerer Stagnationsgradient würde sich ergeben, wenn die Probe bei Entlastung nicht nur von der Unterseite, sondern auch von den Seitenflächen her Wasser hätte ansaugen können und infolgedessen Δh_1 größer und Δh_2 kleiner gewesen wäre. In diesen Fällen würde der Porenwasserüberdruck über die Höhe auch nicht mehr wie in Bild 5.2 bzw. Bild 5.3 gezeigt verteilt sein.

Die Veränderung der Durchlässigkeit k während der Konsolidation kommt bei Gültigkeit der klassischen Konsolidationstheorie als mögliche Fehlerquelle ebenfalls nicht in Betracht. Die Durchlässigkeit wirkt sich zwar auf die Konsolidationsgeschwindigkeit und damit auch auf die Konsolidationsdauer aus, sie hat jedoch keinen Einfluß auf die Größe der Verformungen, um die es hier allein geht. Daß bei Entlastung -weil der Porenraum größer wird- sich die Durchlässigkeit vergrößert, ist dabei ohne grundsätzliche Bedeutung.

Allenfalls können Einflüsse in Richtung der hohen Rechenwerte der Stagnationsgradienten möglicherweise dadurch zustande gekommen sein, daß im Versuch die Konsolidation nicht vollständig abgewartet werden kann. Denkbar ist auch, daß zwar die Konsolidation, d.h. in diesem Falle das Ansaugen von Wasser, abgeschlossen war, weil der Gradient, der für einen Fließvorgang notwendig ist, unterschritten wurde, daß aber durch Diffusionsvorgänge die Zugspannungen, unter denen das Porenwasser infolge der Entlastung steht, und damit die i_0 -Werte mit der Zeit noch weiter abgebaut werden. (Wie Diffusionsvorgänge waren die beobachteten Quellvorgänge exakt linear proportional der Temperatur.)

5.5 Einfluß eines Stagnationsgradienten auf den Spannungszustand in geologisch vorbelasteten Böden

Geht man einmal davon aus, daß in der Natur Stagnationsgradienten -und seien es auch nur ganz geringe- und entsprechende Restporenwasserdrücke über geologische Zeiträume aufrecht erhalten bleiben, so würde das -wie Bild 5.9 für $i_0 = 2$ zeigt- zum Umdenken hinsichtlich geostatischer Spannungszustände, z.B. im Frankfurter Untergrund zwingen. Man könnte nicht mehr einfach davon ausgehen, daß die Vertikalspannung $\sigma_v' = \gamma_r \cdot z - \gamma_w \cdot z_w$ ist mit dem hydrostatischen Wasserdruck $u_0 = \gamma_w \cdot z_w$ (wobei angenommen sei, Geländeoberfläche und Grundwasserspiegel fielen zusammen). Vorzustellen hätte man sich dann folgendes:

Infolge geologischer Entlastung ändert sich in wenig durchlässigen Böden der Porenwasserdruck um den Betrag

$$\Delta u = - [\Delta \sigma_h + A_s (\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h)] \quad (54)$$

(s. SKEMPTON 1961, dabei ist A_s der Porenwasserdruckkoeffizient bei Verminderung der in-situ-Schubspannung.)

$$\Delta \sigma_v = \max \sigma_v' - \sigma_v' + \Delta u_0 \quad (55)$$

ist die Änderung der totalen Vertikalspannung und

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_h &= \max \sigma_h' - \sigma_h' + \Delta u_0 \\ &= \max \sigma_v' \cdot K_{0(nc)} - \sigma_v' \cdot K_{0(oc)}^E + \Delta u_0 \\ &= \max \sigma_v' \cdot K_{0(nc)} - \sigma_v' \cdot K_{0(nc)} \cdot \sqrt{OCR} + \Delta u_0 \end{aligned} \quad (56)$$

ist die Änderung der totalen Horizontalspannung mit

Δu_0 = Änderung des hydrostatischen Wasserdrucks infolge Grundwasserspiegeländerung

Der **aktuelle** Porenwasserdruck u errechnet sich daraus als Differenz zwischen dem früher herrschenden Porenwasserdruck u_{01} , wobei man davon ausgehen kann, daß früher z.B. bei und nach Sedimentation hydrostatische Wasserdruckverhältnisse vorlagen, und der Änderung des Porenwasserdruckes Δu zu

$$u = u_{01} - \Delta u. \quad (57)$$

Im Gegensatz zu Laborversuchen, wo die Änderungen der totalen Spannungen $\Delta\sigma_v$ und $\Delta\sigma_h$ durch die Änderungen der von außen auf die Probe wirkenden Spannungen vorgegeben sind, kennt man sie bei der Berechnung des Porenwasserdruckes infolge geologischer Entlastung zunächst nicht. Zwischen den Ausgangsgrößen $\Delta\sigma_v$ bzw. $\Delta\sigma_h$ und den Ergebnisgrößen Δu bzw. u besteht nämlich eine Wechselbeziehung. Der Porenwasserdruck u gemäß Gl.(57) bestimmt die Größen der wirksamen Spannungen σ_v' bzw. σ_h' von Gl.(55) und (56) und somit auch die Änderungen der totalen Spannungen $\Delta\sigma_v$ und $\Delta\sigma_h$. Mit den Änderungen der totalen Spannungen wiederum wird die Änderung des Porenwasserdruckes Δu gemäß Gl.(54) errechnet und daraus gemäß Gl.(57) der aktuelle Porenwasserdruck. Aufgrund dieser Wechselbeziehungen ist eine Lösung dieses Gleichungssystems (Gl.(54) bis (57) nur durch eine Iteration möglich.

Für eine Entlastung der Geländeoberfläche entsprechend einem Bodenabtrag von 100 m, d.h. um 2000 kPa = $100 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3$, und eine gleichzeitige Grundwasserspiegelsenkung um ebenfalls 100 m, wurde die Änderung des Porenwasserdruckes und daraus der aktuelle Porenwasserdruck beispielhaft errechnet. Dabei wurde der Porenwasserdruckkoeffizient zu $A_s = 0,2$ und der Ruhedruckbeiwert zu $K_{0(nc)} = 0,57$ angenommen. In Bild 5.8 ist die Verteilung des Porenwasserdruckes über die Tiefe dargestellt. Aufgrund der

Tiefenveränderlichkeit von OCR bei der gegebenen geologischen Entlastung (s. Abschnitt 2) ist die Änderung der totalen Horizontalspannung $\Delta\sigma_h$ (s. Gl.(56)) und somit auch die Änderung des Porenwasserdruckes Δu (s. Gl.(54)) ebenfalls mit der Tiefe veränderlich, d.h. $\Delta u = f(z)$.

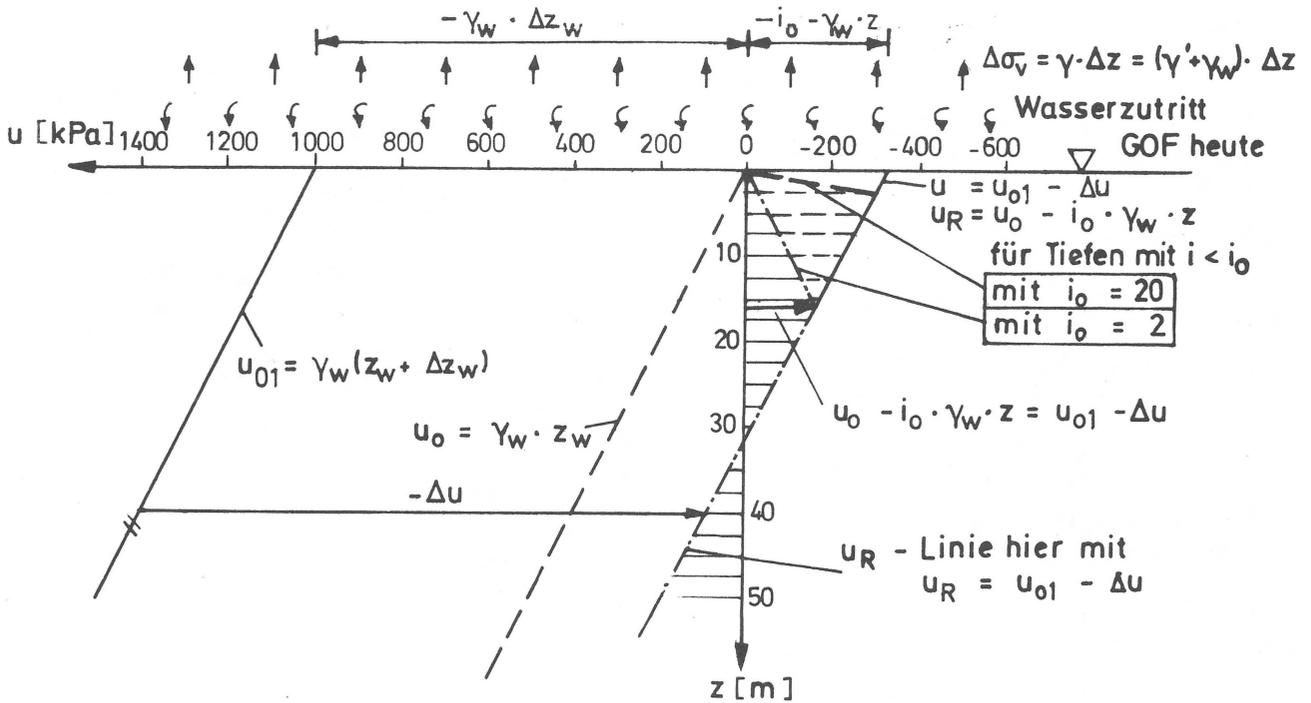


Bild 5.8 Porenwasserdruckverteilung über die Tiefe bei einer Entlastung der Geländeoberfläche um $\Delta\sigma_v = (\gamma' + \gamma_w) \cdot \Delta z = 2000$ kPa und einem Stagnationsgradienten von $i_0 = 2$ und $i_0 = 20$

Zur Geländeoberfläche hin, von der aus stets Wasser zutreten konnte und kann, entsteht ein Potentialgefälle. Durch den Wasserzutritt wird der Unterdruck $-u$ gemäß der Terzaghi'schen Konsolidationstheorie mit der Zeit bis auf den hydrostatischen Druck u_0 abgebaut. Falls jedoch ein Stagnationsgradient i_0 existiert, wird der Abbau des Unterdruckes nur bis zum Erreichen eines Restgefälles $i = i_0$ erfolgen. Es bleibt ein Porenwasserunterdruck (Restporenwasserdruck) der Größe $-u_R = u_0 - i_0 \cdot \gamma_w \cdot z$ (DAVIDENKOFF, 1960) erhalten. In Tiefen, in denen der Porenwasserdruck u betragsmäßig größer als der Restporenwasserdruck $u_R =$

$u_0 - i_0 \gamma_w \cdot z$ ist, gilt $u_R = u$, da dort der hydraulische Gradient i zur Geländeoberfläche hin kleiner als der Stagnationsgradient i_0 ist und somit kein Abbau des Porenwasserunterdruckes erfolgt. Ein gegenüber dem hydrostatischen Wasserdruck niedrigerer Porenwasserdruck erhöht bekanntlich die wirksamen Spannungen und zwar die horizontalen und die vertikalen in gleichem Maße.

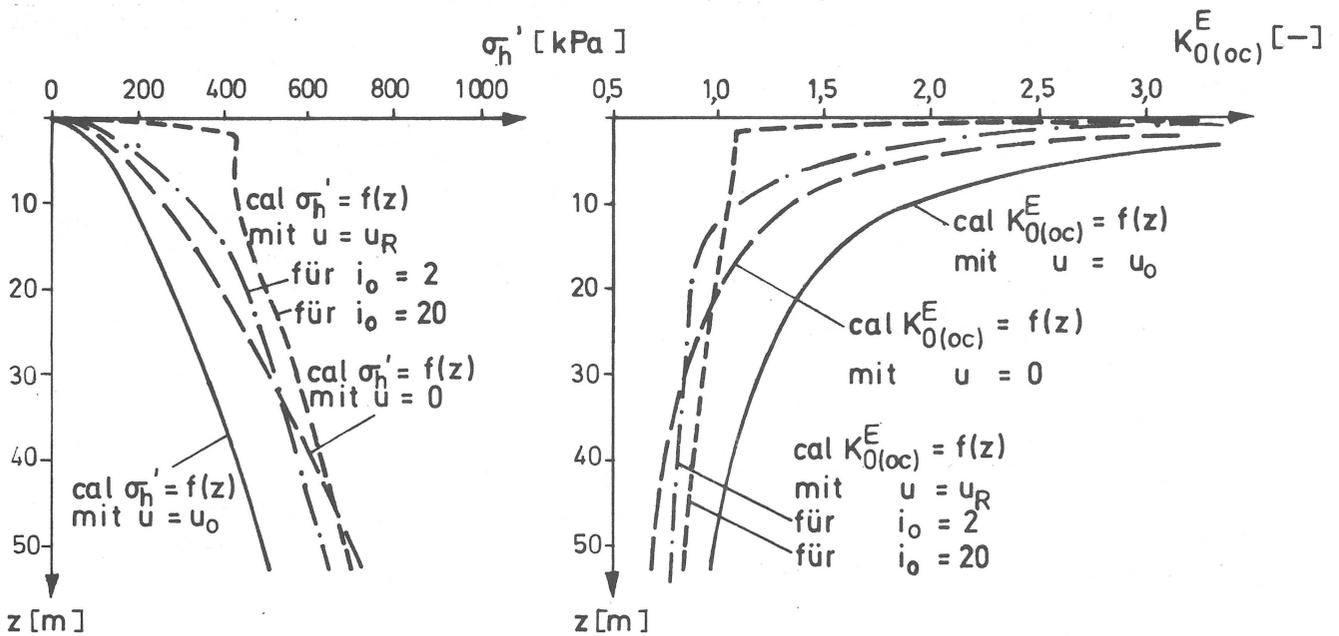


Bild 5.9 Einfluß der Porenwasserdruckverhältnisse auf die horizontale Eigenspannung und den Ruhedruckbeiwert $K^E_{0(oc)}$ bei einer Entlastung der Geländeoberfläche um $\Delta\sigma_v = (\gamma' + \gamma_w) \Delta z = 2000 \text{ kPa}$

Der Ruhedruckbeiwert, der wie in Abschnitt 2 bereits dargelegt, als das Verhältnis der wirksamen Horizontal- zur wirksamen Vertikalspannung definiert ist, ändert sich somit ebenfalls. In Bild 5.9 sind die wirksamen horizontalen Eigenspannungen σ' und die Ruhedruckbeiwerte $K^E_{0(oc)}$ über die Tiefe für vier unterschiedliche Porenwasserdruckverhältnisse (hydrostatischer Wasserdruck $u = u_0$, kein Porenwasserdruck $u = 0$ und Restporenwasserdrücke u_R

wie im Beispiel auf Bild 5.8) dargestellt. In allen vier Fällen wurde von einer effektiven Vorbelastung der Geländeoberfläche von 1000 kPa bzw. einer totalen von 2000 kPa, entsprechend 100 m Überlagerung ausgegangen. Deutlich kann man erkennen, daß sich bei Ansatz von hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen ($u = u_0$) die niedrigsten horizontalen Eigenspannungen und die höchsten Ruhedruckbeiwerte ergeben. Ähnliche Kurvenverläufe ergeben sich, wenn kein Wasserdruck angesetzt wird ($u = 0$), jedoch sind die wirksamen Horizontalspannungen σ_h' jeweils größer und die Ruhedruckbeiwerte kleiner als mit hydrostatischem Wasserdruck. Setzt man Porenwasserdrücke an, die sich ergeben, falls Stagnationsgradienten von $i_0 = 2$ bzw. $i_0 = 20$ existieren ($u = u_R$), so weichen die Kurvenverläufe deutlich ab von denen mit $u = 0$ bzw. $u = u_0$. Bis etwa in die Tiefe, in der $u_0 - i_0 \cdot \gamma_w \cdot z = u_{01} - \Delta u$ ist (s. Bild 5.8), d. h. solange der Porenwasserunterdruck größer wird, nimmt die wirksame Horizontalspannung von der Geländeoberfläche aus stärker zu bzw. der Ruhedruckbeiwert stärker ab. In größeren Tiefen ist der Zuwachs der wirksamen Horizontalspannungen bzw. die Abnahme der Ruhedruckbeiwerte deutlich geringer.

Wie man sieht, ist die zutreffende Annahme des Ruhedruckes z. B. unter Frankfurter und Londoner Verhältnissen, eine schwierige Sache. An dieser Stelle wäre eine Überprüfung anzuschließen, wie die verschiedenen Möglichkeiten, die man für den Eigenspannungszustand ins Auge zu fassen hat, die Sekundär- und Tertiärspannungszustände beeinflussen können, die bei Baumaßnahmen für Hochhäuser, Tunnels u. a. eine Rolle spielen.

6 IN-SITU-VERSUCHE

6.1 Ziel

Die in-situ-Versuche hatten das Ziel, die horizontale Eigenspannung im Frankfurter Untergrund direkt zu messen. Mit Kenntnis des Überlagerungsgewichtes und des Porenwasserdruckes ist es dann möglich, den Ruhedruckbeiwert K_0 für die untersuchten Tiefen zu errechnen. Wenn zudem der Spannungspfad bei Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung für den untersuchten Boden bekannt ist (s. Abschn. 4), kann die Spannungsgeschichte, und hier vor allem der Überkonsolidierungsgrad bzw. die maximale geologische Überlagerung bestimmt werden.

6.2 Geologie des Frankfurter Raumes

SCHETELIG gibt unter Verwendung zahlreicher Einzelinformationen einen Überblick über die Geologie des Frankfurter Raumes, die stratigraphische Gliederung des Untergrundes sowie über die mineralogische Zusammensetzung der anstehenden Tone (s. FRANKE et al. 1983). Ein knapper Auszug daraus soll die Geologie des Untersuchungsgebietes verdeutlichen.

Im Frankfurter Untergrund steht unter einer wenige Meter mächtigen quartären Ablagerung aus Sanden und Kiesen eine rund 300 m mächtige Schicht des Tertiärs aus Tonen, Schluffen, Sand und Kalksteinen an. Ein schematischer geologischer Schnitt findet sich im Bild 6.1.

Die Mächtigkeit der Schichten wechselt innerhalb des Stadtgebietes je nach Lage zu den Hochgebieten und Senken. Die vollständige Schichtenfolge ist nur im Westen vorhanden. Im Osten sind die jungtertiären Schichten abgetragen oder sie waren nie zur Ablagerung gekommen. Der tiefere Untergrund besteht aus Sand-, Schluff- und Tonsteinen, dem Rotliegenden. In noch größerer Tiefe findet man paläozoische Gesteine, wie sie im Vordertaunus

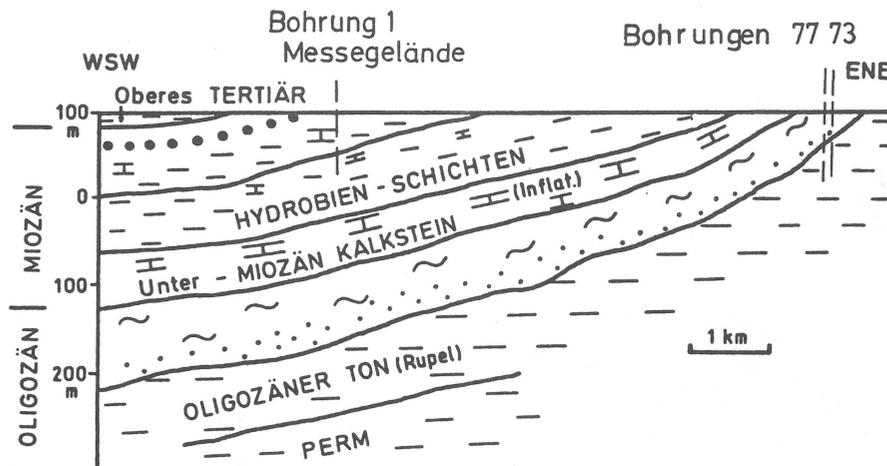


Bild 6.1 Geologisches Profil vom Raum Frankfurt nach SCHE-
TELIG (s. FRANKE et al. 1983)

oder vom nördlichen Odenwald bekannt sind. Bautechnisch sind zwei Schichten hier von besonderem Interesse, der rund 50 m mächtige Rupelton im Osten der Stadt und in Offenbach sowie die 100 m mächtigen Hydrobienschichten in der Frankfurter Innenstadt.

Die Tektonik des Frankfurter Raumes wird maßgeblich durch die Entwicklung zweier Grabenstrukturen bestimmt, im Westen durch den Rheintalgraben, entstanden ab dem Mitteloligozän, und im Osten durch den Horloff- Dieburg-Graben, entstanden vor allem im Miozän (s. Bild 6.2).

Zwischen den beiden Gräben entstand südlich von Frankfurt als Verlängerung des vorderen Odenwaldes der Sprendlinger Horst. Er fällt langsam nach Norden ab und taucht in Frankfurt unter eine SW-NE streichende Quersenke im Niddatal.

Die Horst- und Grabenentwicklung wirkte sich in erster Linie in unterschiedlichen Mächtigkeiten der jeweiligen Schichten aus (s. Bild 6.3).

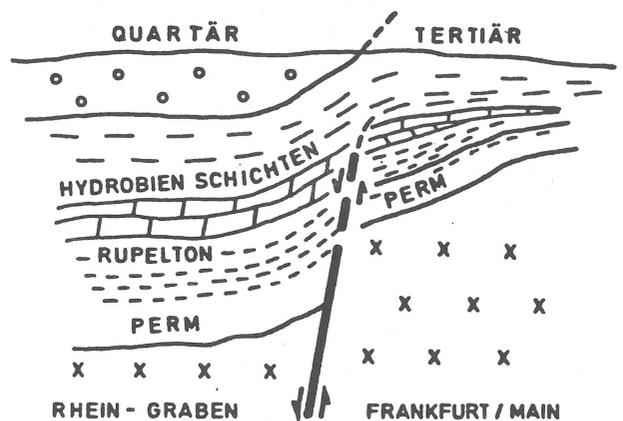
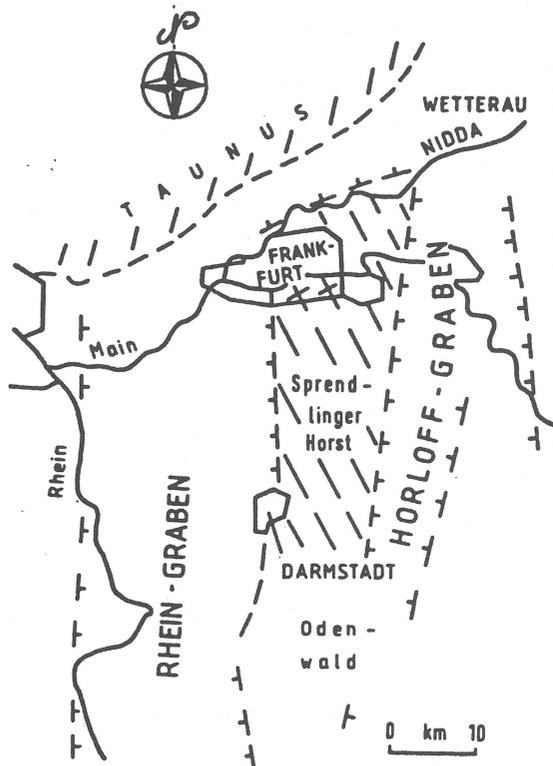


Bild 6.2 Tektonische Übersicht Bild 6.3 Störungen des Rheintalgrabens im Raum Frankfurt, schematisch

beide nach SCHEDELIG (s. FRANKE et al. 1983)

Die Entstehung des Rheintalgrabens und das Abtauchen des Spremlinger Horstes nach Norden führten zu einem flachen Einfallen der tertiären Schichtenfolge nach Nordwesten mit einer Neigung von 3° . Dies bedeutet, daß die tektonische Beanspruchung im Osten Frankfurts und in Offenbach gering ist. In der Innenstadt und vor allem im Westen muß dagegen mit Störzonen infolge des Abkippens der Schichten zum Rheintalgraben hin gerechnet werden. Für die Felduntersuchungen kann man daraus schließen, daß, falls erhöhte Horizontalspannungen infolge einer geologischen Überlagerung vorhanden waren, diese im Westen Frankfurts und z.T. auch in der Innenstadt durch die tektonischen

Vorgänge -u.U. durch vertikale Risse nur örtlich- reduziert wurden. Im Osten und in Offenbach sind sie wahrscheinlich aber noch vollständig erhalten geblieben.

6.3 Versuchsdurchführung

Die in-situ-Versuche wurden mit einem Pressiometer von Ménard durchgeführt. In Abschnitt 3.1.3 wurde das Gerät bereits beschrieben (s. auch Bild 3.1).

Vor dem eigentlichen Versuch muß die Kalibrierung der Sonde erfolgen, um deren Eigensteifigkeit und die des Meßsystems zu ermitteln. Um eine gleichmäßige Ausdehnung der Sonde zu ermöglichen, müssen die mit Luft gefüllten Schutzzellen mit einem dem hydrostatischen Wasserdruck entsprechenden Druck beaufschlagt werden. Die Sonde wird anschließend in ein vorgebohrtes Bohrloch eingebracht.

Der Bohrlochdurchmesser sollte nicht allzuviel größer sein als der Sondendurchmesser (65 mm). Mit einem Durchmesser von 68 mm wurden gute Erfahrungen gemacht. Das Bohrverfahren muß auf den Boden abgestimmt werden. Bei steifem bis halbfestem Ton, wie er in Frankfurt ansteht, hat sich sowohl der Schneckenbohrer als auch das einfache Kernrohr gut bewährt. Zwischen Aufbohren und dem Einbringen der Sonde sollte möglichst wenig Zeit vergehen, damit die Entspannung der Bohrlochwand gering bleibt. Bei den im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Versuchen betrug die Bohrlochstandzeit -bevor die Bohrung zu stark 'zuwuchs'- 5-20 Minuten je nach Tiefe. Wenn die Sonde auf Tiefe ist, wird der Druck in 15-20 Stufen aufgebracht. Es wird jeweils die Volumenänderung nach 30 und nach 60 Sekunden abgelesen. Die Versuchsdauer liegt bei 15-20 Minuten.

6.4 Ermittlung der horizontalen Eigenspannung σ_h'

6.4.1 Versuchsergebnis

Das Versuchsergebnis einer Pressiometersondierung ist eine Druck-Verformungslinie (Arbeitslinie) (s. Bild 6.4). Der Druck ist dabei die auf die Bohrlochwand wirkende Horizontalspannung, die mit der totalen Horizontalspannung des Bodens im Gleichgewicht steht. Er setzt sich zusammen aus dem hydrostatischen Druck, der in der mit Wasser gefüllten Meßzelle herrscht und dem aufgebrachtten Luftdruck, den man am Manometer abliest. Drei charakteristische Bereiche der Arbeitslinie können unterschieden werden:

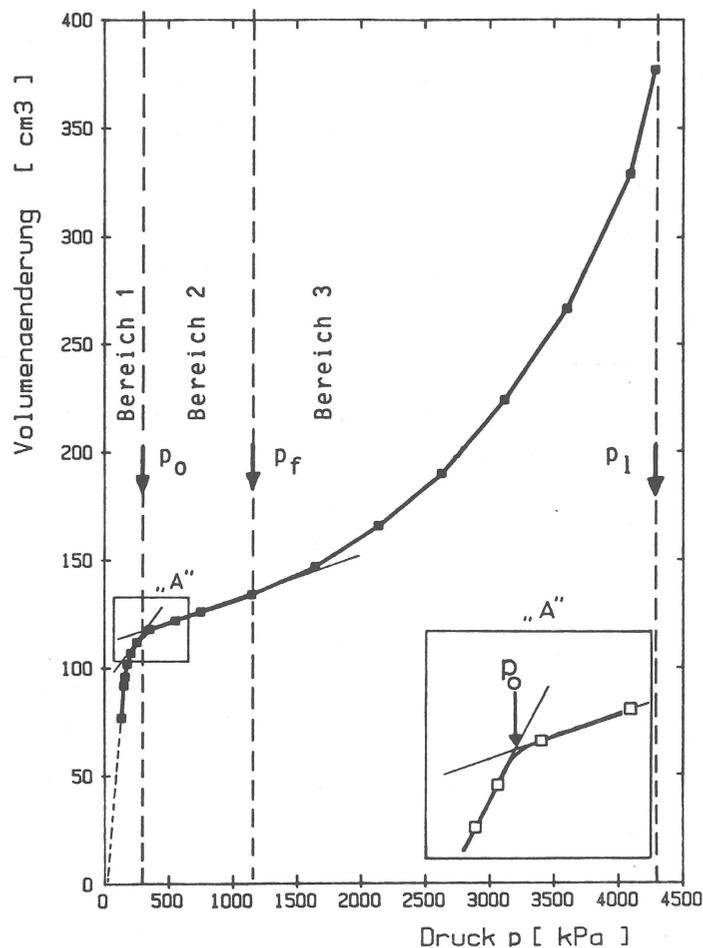


Bild 6.4 Typische Arbeitslinie einer Seitendrucksondierung

Im Bereich 1 erfolgt ein steiler Anstieg der Arbeitslinie, der durch die Beseitigung der Auflockerung um das Bohrloch bedingt ist. Es wird der Spannungszustand, wie er vor dem Bohren geherrscht hat, wiederhergestellt. Im Bereich 2, dem sogenannten pseudo-elastischen Bereich, steigt die Arbeitslinie etwa linear an. Im Bereich 3 treten stärkere Scherverformungen auf, was sich in dem überlinearen Anstieg der Arbeitslinie bis hin zum Bruch bemerkbar macht.

6.4.2 Versuchsauswertung

Bis jetzt sind zwei unterschiedliche Methoden bekannt, die Versuchskurven im Hinblick auf die Bestimmung von $p_0 = \sigma_h'$, der horizontalen Eigenspannung, auszuwerten.

6.4.2.1 Bestimmung der horizontalen Eigenspannung aus der Arbeitslinie

Die wohl am häufigsten verwendete Methode ist die, den Druck am Übergang vom ersten zum zweiten Bereich der Arbeitslinie als horizontale Eigenspannung zu nehmen. Die Festlegung dieses Punktes ist aber wegen der im ersten Bereich stetig gekrümmten Arbeitslinie nicht eindeutig möglich. Der Beginn des linearen Teils der Arbeitslinie -des zweiten Bereichs- wird i.d.R. nicht mit dem ersten Meßwert, der auf dem geraden Teil der Kurve liegt, zusammenfallen. Vielmehr wird er zwischen dem letzten Meßwert vom ersten und dem ersten Meßwert vom zweiten Bereich liegen. Da die Meßeinrichtung es aber nicht erlaubt, den Druck in kleineren Stufen als 0,2 bar (20 kPa) aufzubringen, und zudem die Ablesegenauigkeit der Verformungsmessung nur 1 cm^3 beträgt -eine Volumenänderung, die bei steifen Böden u.U. erst bei einer Druckänderung von 0,5 bar (50 kPa) oder mehr zustandekommt- wird stets ein Interpretationsspielraum von 20, oft sogar von 100 kPa vorhanden sein, in dem der Beginn des linearen Bereichs liegen

kann. Für die Größe des hieraus ermittelten Ruhedruckbeiwertes K_0 kann dies beträchtliche Auswirkungen haben. Besonders in geringen Tiefen, wo die Spannungen σ_v' und σ_h' gering sind, macht sich ein Unterschied in der horizontalen Spannung von lediglich 20 kPa stark bemerkbar. So errechnet sich z.B. für eine Tiefe von 10 m mit $\sigma_v' = 100$ kPa bei einer Horizontalspannung von $\sigma_h' = 70$ kPa ein Ruhedruckbeiwert $K_0 = 0,7$, bei 50 kPa nur noch ein Wert von $K_0 = 0,5$.

Bis heute gibt es keine einheitlichen, allgemein anerkannten Vorstellungen darüber, wie man den Beginn des linearen Bereichs festlegen soll. Für diese Forschung wurde in Anlehnung an die Auswertung von Oedometerversuchen hinsichtlich der Vorbelastung wie folgt verfahren:

Durch den vorletzten und letzten Meßwert im ersten Bereich wird eine Gerade gelegt und mit der Geraden des zweiten Bereichs zum Schnitt gebracht (s. Bild 6.4). Der Druck an diesem Schnittpunkt wird als Ruhedruck p_0 angesehen. Damit hat man ein einheitliches und eindeutiges Kriterium zur Verfügung, mit dem man den Ruhedruck ermitteln kann. Es ist allerdings zu beachten, daß der Druck p_0 der totalen Horizontalspannung $\sigma_h = \sigma_h' + u$ entspricht. Für die Ermittlung der wirksamen Horizontalspannung σ_h' und den Ruhedruckbeiwert muß man den Porenwasserdruck in der entsprechenden Tiefe kennen.

Bei weichen Böden ist diese Methode allerdings nicht anwendbar. Der Einfluß von Störungen der Bohrlochwand ist bei diesen Böden zu groß. In einer Gegenüberstellung der K_0 -Werte von Versuchen mit dem Standardpressiometer, mit der Erddruckzelle und der Hydraulic-Fracturing-Methode (TAVENAS et al. 1975) kommt dies deutlich zum Ausdruck. Den Einfluß von Bohrverfahren, Bohrllochdurchmesser und eventuell benutzten Stützflüssigkeiten zeigen ROY et al. (1975). Für diese Bodenarten sollten die selbstbohrenden Sonden benutzt werden, um die Bohrlochstörung gering zu halten. Für steife bis halbfeste Böden haben DENBY et al. (1981)

gezeigt, daß die K_0 -Werte von selbstbohrenden und Standard-Pressiometern nur wenig voneinander abweichen, da die Störung der Bohrlochwand durch das Bohren bei diesen Bodenarten unbedeutend ist. Im vorliegenden Fall kam nur das Standard-Pressiometer in Frage, da mit selbstbohrenden Geräten die Kalksteinbänke des Frankfurter Tertiärs nicht hätten durchfahren werden können.

6.4.2.2 Bestimmung der horizontalen Eigenspannung nach MARS- LAND et al.

Eine zweite Methode, die horizontale in-situ-Spannung aus Pressiometerversuchen zu ermitteln, haben MARSLAND et al. (1977) vorgestellt, wobei folgende Überlegungen zugrunde lagen. In einem bilinear elastisch-ideal plastischen Material führt ein um den Betrag der 'undränierten' Scherfestigkeit c_u über die horizontale Eigenspannung p_0 hinausgehendes Druckinkrement zum Fließen des Bodens in der nächsten Umgebung der Bohrlochwand. Dieses beginnende Fließen macht sich in einem deutlich überlinearen Anstieg der Druck-Verformungskurve bemerkbar. Zieht man von dem Druck p_0 , bei dem dieser Anstieg erfolgt, also den Wert der undränierten Scherfestigkeit c_u ab, so erhält man den gesuchten Wert p_0 . Der Wert c_u aber, den man mit Hilfe einer Analyse der Arbeitslinie nach PALMER (1972) ermittelt, hängt seinerseits wiederum von p_0 ab, und es ist eine Iteration erforderlich. Offenbar sind die theoretischen Voraussetzungen dieser Methode nicht hinreichend erfüllt, denn bei den untersuchten überkonsolidierten Böden hat sie keine plausiblen Ergebnisse erbracht. Auch an anderen Instituten konnten mit dieser Methode keine befriedigenden Ergebnisse erzielt werden.

6.4.3 Porenwasserdruckverhältnisse

Schwierigkeiten bereitet es, den Porenwasserdruck in den fetten Tonen des Frankfurter Untergrundes zu ermitteln. Bis heute sind keine erfolgreichen Porenwasserdruckmessungen in diesen Tonen

bekannt. Einige Indizien lassen jedoch den Schluß zu, daß zumindest in den kompakten durchgehenden Tonschichten des Rupel im Osten Frankfurts und in Offenbach keine hydrostatischen Wasserdruckverhältnisse herrschen. So wurde in zwei Bohrungen (73 und 77) in diesem Gebiet über mehrere Tage kein Wasserzufluß mehr festgestellt, nachdem in den den Ton überlagernden quartären Kiesen Verrohrungen eingebaut worden waren, die den Eintritt des im Quartär angetroffenen Grundwassers verhinderten. Zunächst wurde vermutet, daß der Wasserzufluß sehr gering und daher nicht feststellbar ist, bzw. das zufließende Wasser mit dem Bohrgut ständig aus dem Bohrloch gefördert wird. Eine Überschlagsrechnung mit der 'Brunnenformel' ergab aber bei Annahme eines Durchlässigkeitskoeffizienten von $k = 10^{-10}$ bis 10^{-11} m/s, was für diesen fetten Ton hoch geschätzte Werte sind (London-clay weist eine Durchlässigkeit von $k = 10^{-9}$ bis 10^{-10} m/s auf), eine zu erwartende Wassermenge von 13 bzw. 1,3 l/Tag. Das Wasser hätte also nach 3 Tagen Bohrstillstand zwischen 2,50 und 0,25 m hoch im Bohrloch stehen müssen. Das Bohrloch war aber trocken. So liegt die Vermutung nahe, daß in den fetten Tonen des Frankfurter Untergrundes kein, oder zumindest ein gegenüber dem hydrostatischen verminderter Wasserdruck vorhanden ist. Es stellt sich damit die Frage, wodurch eine Abweichung von den hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen überhaupt zustande gekommen sein könnte und warum sich der hydrostatische Wasserdruck in den Tonschichten nicht aufbaut, wenn doch im darüberliegenden Quartär hydrostatische Wasserdruckverhältnisse herrschen. Dabei ist folgendes zu bedenken: Vermutlich lag der Grundwasserspiegel früher höher als heute. Das Absinken des Grundwasserspiegels kommt als Ursache für eine Abweichung des Wasserdruckes von hydrostatischen Verhältnissen nicht in Frage. Durch das Absinken des Grundwasserspiegels wird zwar der hydrostatische Wasserdruck $u_{01} = \gamma_w \cdot z_w$ (s. Bild 5.8) in einer bestimmten Tiefe um den Betrag $\Delta u = \gamma_w \cdot \Delta z_w$ verringert und die wirksamen Spannungen werden entsprechend größer, an der Tatsache aber, daß bei vollständiger Konsolidation, d. h. wenn kein Stagnationsgradient existiert, sich wieder hydrostatische Verhältnisse einstellen, ändert sich

nichts. Es stellt sich ein hydrostatischer Porenwasserdruck der Größe $u_0 = u_{01} - \Delta u = \gamma_w \cdot (z_w + \Delta z_w) - \gamma_w \cdot \Delta z_w = \gamma_w \cdot z_w$ (s. Bild 5.8) ein.

Die Ursache für die Abweichung des Wasserdruckes vom hydrostatischen wird -wie in Abschnitt 5, speziell 5.5 und Bild 5.8 gezeigt- in der geologischen Entlastung gesehen. Durch die Entlastung ist in der Tonschicht gegenüber dem hydrostatischen Druck ein Unterdruck entstanden, und es ist zu einer "Dekonsolidation" (s. Abschn. 5.1) gekommen. Nur wenn der Porenwasserunterdruck vollständig abgebaut werden kann, herrschen wieder hydrostatische Wasserdruckverhältnisse. Diese treten nicht ein, falls ein Stagnationsgradient existiert, der es verhindert, daß der Porenwasserunterdruck vollständig abgebaut wird. Bild 5.8 zeigt den Wasserdruckverlauf, der im Falle einer Entlastung um 100 m bei Existenz eines Stagnationsgradienten $i_0 = 2$ zustandekommt. Der Einfluß dieser Wasserdruckverhältnisse auf den Eigenspannungszustand ist in Bild 5.9 dargestellt.

In Abschnitt 5 wurde ein Verfahren vorgestellt, mit dem die Existenz eines Stagnationsgradienten nachgewiesen werden kann. Im Frankfurter Ton kann nach dieser Untersuchung ein Stagnationsgradient existieren, so daß es möglich oder doch nicht auszuschließen ist, daß auch heute noch eine in Abhängigkeit von der Größe von i_0 mehr oder weniger große Abweichung vom hydrostatischen Wasserdruck vorkommt (s. Bild 5.8).

Gestützt wird diese Hypothese noch durch die Tatsache, daß bei den Untersuchungen der Bodenproben regelmäßig ein Sättigungsdefizit festgestellt wurde (s. a. Abschn. 6.6.1 und 6.6.2 und die Bilder 6.6 und 6.7). Wenn nämlich durch die Entlastung der Porenwasserdruck reduziert wurde, können Gasblasen ausgeschieden worden sein, welche die Sättigung unter 100 % verringert haben. Dieser Vorgang wird mit Kavitation bezeichnet. Einschränkend muß dazu allerdings gesagt werden, daß für eine Kavitation nicht notwendigerweise eine geologische Entlastung stattgefunden haben muß. Es reicht aus, wenn der Wasserdruck durch ein Absinken des

Wasserspiegels reduziert wurde. Auch durch die Probeentnahme wird der Porenwasserdruck reduziert, und es kann zur Kavitation kommen.

Als Resümee ist festzuhalten, daß die Existenz eines Stagnationsgradienten i_0 in Verbindung mit geologischen Vorbelastungs- und Entlastungsvorgängen zu

- Abweichungen des Wasserdruckes vom hydrostatischen verursacht, die auch nach Abschluß der Konsolidation bzw. des Schwellens erhalten bleiben
- entsprechenden Abweichungen der wirksamen geostatischen Spannungen führt, so daß sich erhebliche Veränderungen im Eigenspannungszustand im Vergleich zum Normalfall mit $i_0 = 0$ und $u_0 = \gamma_w \cdot z_w$ ergeben.

Soweit der Nachweis der Folgen bei Existenz eines Stagnationsgradienten. Ungeklärt ist die Frage, ob die im Rahmen der hier vorgestellten Forschungsergebnisse ermittelten Stagnationsgradienten auf Dauer existieren können, inwieweit sie vom Chemismus des Porenwassers und der Art der beteiligten Tonminerale beeinflusst werden und ob Diffusionsvorgänge zu ihrem Abbau führen können. Diesen Fragen wird in einem besonderen Forschungsabschnitt nachgegangen. Die dazu laufenden Untersuchungen werden von Geologen und Mineralogen vorgenommen.

Um aber trotzdem mit Hilfe der Pressiometerversuchsergebnisse die Grenzen abschätzen zu können, innerhalb derer der Eigenspannungszustand und daraus die geologische Vorbelastung liegt, wurden für die Bohrungen 73 und 77 verschiedene Annahmen über mögliche Porenwasserdruckverhältnisse gemacht. Zum einen wurde der Eigenspannungszustand ermittelt unter der Annahme, daß $i_0 = 0$ ist und auch in diesen fetten Tonen hydrostatische Wasserdruckverhältnisse herrschen. Die wirksamen Horizontalspannungen σ_h' errechnen sich dann als Differenz zwischen den gemessenen Horizontalspannungen p_0 und den dazugehörigen hydrostatischen Wasser-

drücken u_0 ($\sigma_h' = p_0 - u_0$), (s. auch Bild 6.5a). Man stellt sich dabei ein vereinfachtes axialsymmetrisches Strömungsbild zum -wie beobachtet- trockenen Bohrloch hin vor, d.h. man vernachlässigt wie in der Thiem-Dupuit'schen Brunnenformel die vertikalen Strömungskomponenten. Am Rande einer kreisrunden horizontal orientierten, konzentrisch um das Bohrloch angeordneten Bodenscheibe wird hydrostatischer Wasserdruck $u_0 = \gamma_w \cdot z_w$ angenommen. In der Bohrung ist $u_0 = 0$. Die Potentialdifferenz u_0 setzt sich in Strömungsdruck f_s um. Die Bohrlochwand wird dann beim Pressiometerversuch unter Ruhedruckverhältnissen mit der totalen Spannung p_0 belastet, aus der die wirksame Spannung $\sigma_h' = p_0 - u_0$ abschätzbar ist.

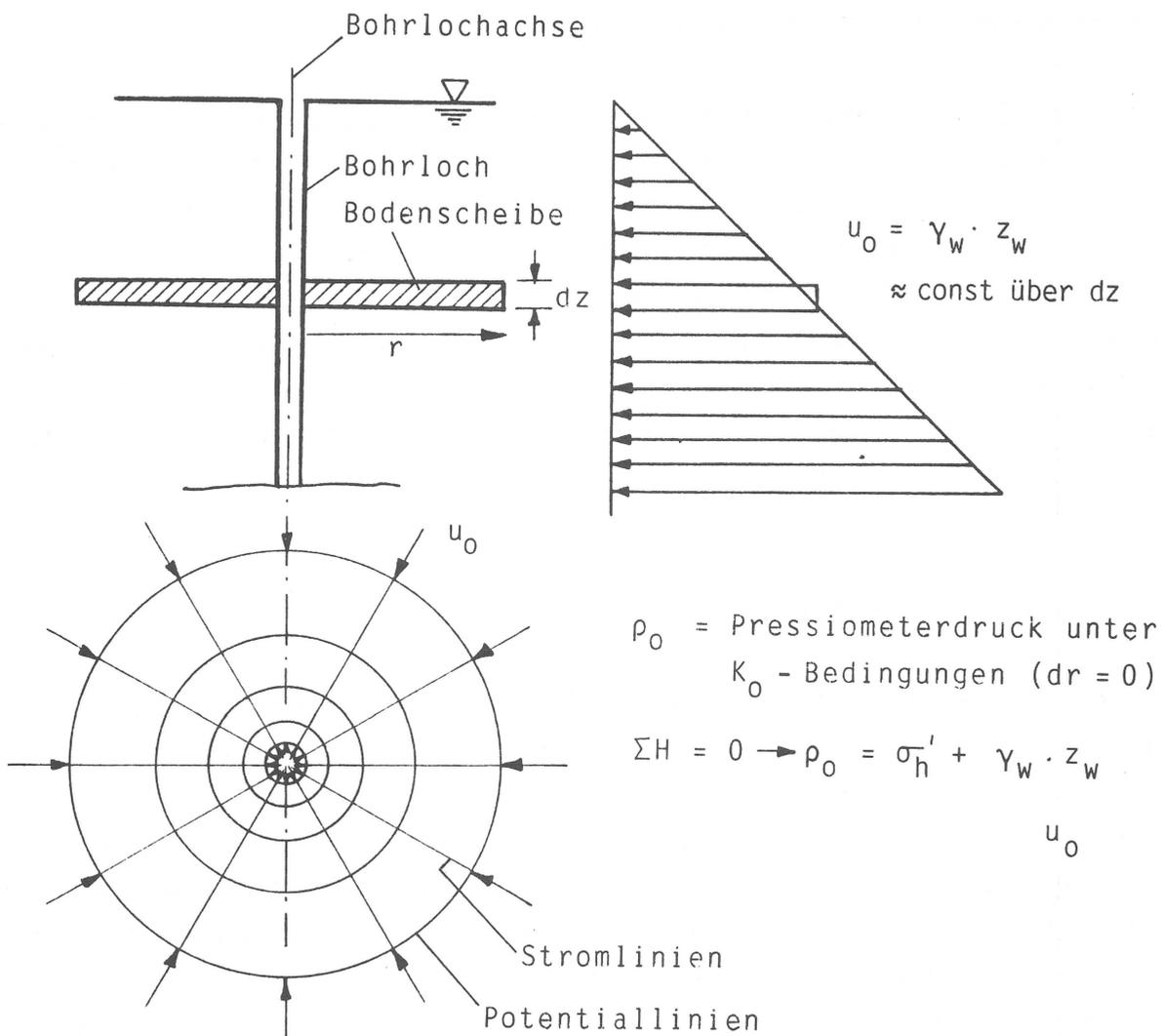


Bild 6.5a: Belastung einer Bohrlochwand durch Strömungsdruck

Alternativ dazu wurden die Pressiometerversuchsergebnisse mit der Annahme ausgewertet, daß in den fetten Tonen des Rupel kein Wasserdruck herrscht. In diesem Fall sind die gemessenen Horizontalspannungen p_0 gleich den wirksamen Horizontalspannungen σ_h' ($\sigma_h' = p_0$).

Als dritte Alternative wurden Porenwasserdruckverhältnisse angesetzt, die sich ergeben, wenn die Geländeoberfläche um 100 m entlastet wurde und ein Stagnationsgradient von $i_0 = 2$ den vollständigen Abbau des dadurch entstandenen Porenwasserunterdruckes verhindert hat (s. a. das Beispiel in Abschn. 5.5). Die wirksame Horizontalspannung errechnet sich in diesem Fall als Differenz zwischen der gemessenen Horizontalspannung p_0 und dem Restporenwasserdruck u_R ($\sigma_h' = p_0 - u_R$) für den Ruhedruckzustand.

Bei der 70 m tiefen Bohrung auf dem Messegelände waren die Wasserdruckverhältnisse eindeutig. Durch die zahlreichen Hydrobiensandschichten und Kalksteineinlagerungen war stets ein Wasserzufluß ins Bohrloch vorhanden. Auch nach dem Verrohren der quartären Schichten oder auch später, nachdem die Verrohrung bis auf 20 m abgeteuft worden war, stellte sich sehr schnell der Grundwasserspiegel im Bohrloch ein. Dies deutet darauf hin, daß zumindest in den Hydrobienschichten hydrostatische Wasserdruckverhältnisse herrschen.

6.5 Versuchsstellen

Es wurden an 3 Stellen im Frankfurter Raum insgesamt 27 Sondierungen mit dem Pressiometer von Ménard durchgeführt. In einer 40 m tiefen Bohrung in Offenbach-Bürgel (Bohrung 73) wurden 15, in einer 20 m tiefen Bohrung in Frankfurt-Fechenheim (Bohrung 77) 6 und in einer 70 m tiefen Bohrung auf dem Messegelände in Frankfurt (Bohrung 1) ebenfalls 6 Sondierungen ausgeführt. Die beiden erstgenannten Stellen liegen südöstlich von Frankfurt in der Trasse der B 448 Frankfurt-Offenbach. Im folgenden werden die Bohrungen nur nach ihren Nummern unterschieden.

6.6 Bodenkennwerte

6.6.1 Bohrung 73, (Offenbach-Bürgel)

Unter einer 4,40 m mächtigen Deckschicht aus quartärem Kies und Sand wurde bis zur Endteufe der Bohrung von 40,60 m grauer Ton angetroffen, der teilweise mit Schluffschichten von weniger als 1 mm Dicke durchsetzt ist. In 36 m Tiefe war eine ca. 0,5 m mächtige Schluffschicht eingelagert. Bei -1,80 m wurde der Grundwasserspiegel angetroffen. Nachdem das Bohrloch im Bereich des Quartär verrohrt und gegen den Ton abgedichtet wurde, konnte kein Wasserzufluß ins Bohrloch mehr registriert werden.

Bei den Bodenproben aus 10,0 m, 15,5 m, 19,4 m und 32,3 m handelt es sich nach DIN 18 196 um ausgeprägt plastische Tone (TA). Die Werte für die Proben aus 24,3 m und 28,4 m liegen unterhalb der A-Linie nach CASAGRANDE und sind somit als organische Tone (OT) einzustufen. Daß organische Bestandteile enthalten sind, wird durch Glühverluste von > 11 % bestätigt, die allerdings wegen des hohen Kalkgehaltes (s.u.) hier kein sicheres Indiz darstellen; zusammen mit Kornwichten, die bis auf 2,57 t/m³ abfallen, muß jedenfalls auf größere Anteile organischer Beimengungen geschlossen werden. Die Probe P13 aus 36,6 m stammt aus einer Schluffeinlagerung. Es handelt sich um leicht plastischen Schluff.

Die Konsistenz der Bodenprobe aus 10,0 m Tiefe ist steif, die der anderen halbfest. Die Verteilung der bodenmechanischen Kennwerte über die Tiefe zeigt Bild 6.6.

Der natürliche Wassergehalt schwankt zwischen 0,23 und 0,32 (i.M. 0,28), der Wassergehalt an der Fließgrenze liegt zwischen 0,65 und 0,80 (i.M. 0,69) und die Plastizitätszahl zwischen 0,29 und 0,49 (i.M. 0,35). Diese drei Größen lassen keine Abhängigkeit von der Tiefe erkennen. Die Konsistenzzahl steigt von 0,93 in 10 m Tiefe auf i.M. 1,27 in 19,4 m Tiefe. Ab dieser Tiefe ist

sie etwa konstant 1,23. Die Feuchtdichte liegt in einer Tiefe von 10,0 - 20,0 m i.M. bei 1,92 t/m³, fällt dann bis etwa 35,0 m ab auf i.M. 1,77 t/m³ und steigt ab etwa 35,0 m auf i.M. 2,04 t/m³ an. Eine ähnliche Tendenz läßt die Korndichte erkennen. Sie liegt im Tiefenbereich von 24,3 m bis 32,3 m bei i.M. 2,57 t/m³, während sie darunter und darüber i.M. 2,69 t/m³ be- trägt.

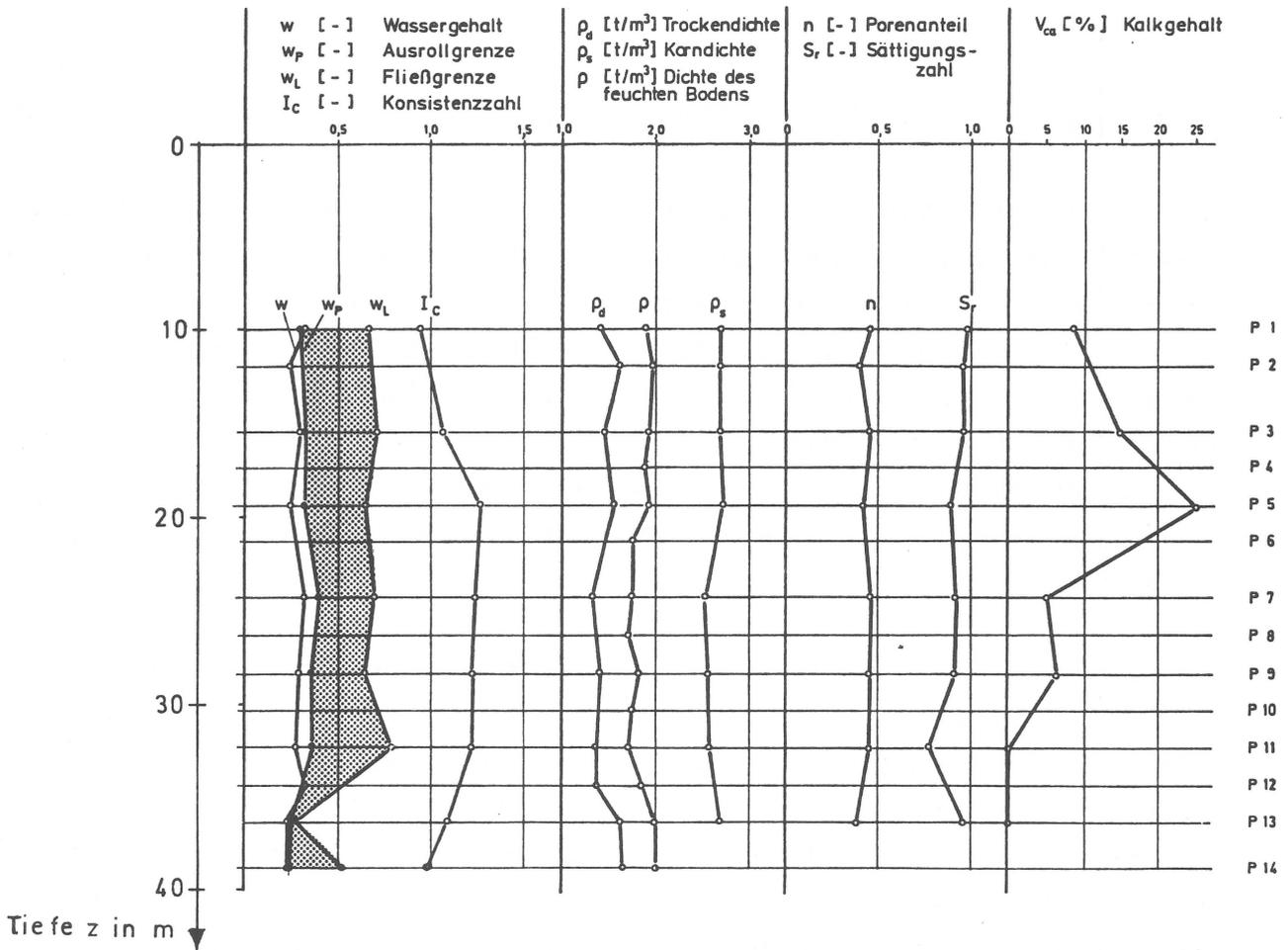


Bild 6.6 Verteilung der bodenmechanischen Kennwerte über die Tiefe, Bohrung 73

Die Sättigungszahl S_r ist mit 0,94 i.M. deutlich kleiner als 1. Der Glühverlust (der hier z.T. auf den Kalkgehalt zurückzuführen ist) schwankt zwischen 0,11 und 0,16, i.M. 0,13. Der Kalkgehalt nimmt von 0,09 bei 10 m auf 0,25 bei 19,4 m zu und fällt dann auf 0,05 bei 24,3 m bzw. 0,06 bei 28,4 m ab. In den tiefen Schichten wurden keine Kalkanteile vorgefunden. Da der Kalkgehalt innerhalb von wenigen Zentimetern Tiefe stark wechseln kann, sind hier Mittelwerte über die gesamte Probenhöhe angegeben.

6.6.2 Bohrung 77 (Frankfurt-Fechenheim)

Wie bei der Bohrung 73 in Offenbach-Bürgel ist der Ton von quartären Kiesen überlagert. Die Deckschicht ist 6,0 m mächtig. Der Grundwasserspiegel wurde in einer Tiefe von 4,80 m angetroffen. Nach dem Verrohren des Bohrloches im Bereich des Quartärs konnte wie in Bohrung 73 kein Wasserzufluß in das Bohrloch registriert werden. Bei durchweg allen Proben handelt es sich nach DIN 18 196 um ausgeprägt plastischen Ton (TA) mit steifer bis halbfester Konsistenz. Die Verteilung der Bodenparameter über die Tiefe zeigt Bild 6.7.

Der natürliche Wassergehalt ist ziemlich konstant über die Tiefe. Er liegt zwischen 0,20 und 0,23 (i.M. 0,21). Der Wassergehalt an der Fließgrenze nimmt mit der Tiefe etwas zu. Bei 8,0 m ist er 0,52, bei 21,0 m Tiefe 0,65; das Mittel aus den sechs Proben ist 0,58. Der Wassergehalt an der Ausrollgrenze ist über die Tiefe in etwa konstant. Er schwankt von 0,19 bis 0,22 (i.M. 0,20). Die Konsistenz zeigt ebenfalls keine Abhängigkeit von der Tiefe. Sie liegt bei i.M. 0,97 (0,92 bis 1,02). Desgleichen lassen weder die Dichten noch die Porenzahl oder die Sättigungszahl eine Tiefenabhängigkeit erkennen. Die Trockendichte schwankt zwischen 1,55 t/m³ und 1,66 t/m³ (i.M. 1,61 t/m³), die

Dichte des feuchten Bodens zwischen 1,97 t/m³ und 2,02 t/m³ (i.M. 1,99 t/m³) und die Korndichte zwischen 2,71 t/m³ und 2,74 t/m³ (i.M. 2,73 t/m³). Der Porenanteil errechnet sich zu i.M. 0,413 (0,39 bis 0,43) und die Sättigungszahl zu i.M. 0,94 (0,87 bis 0,99).

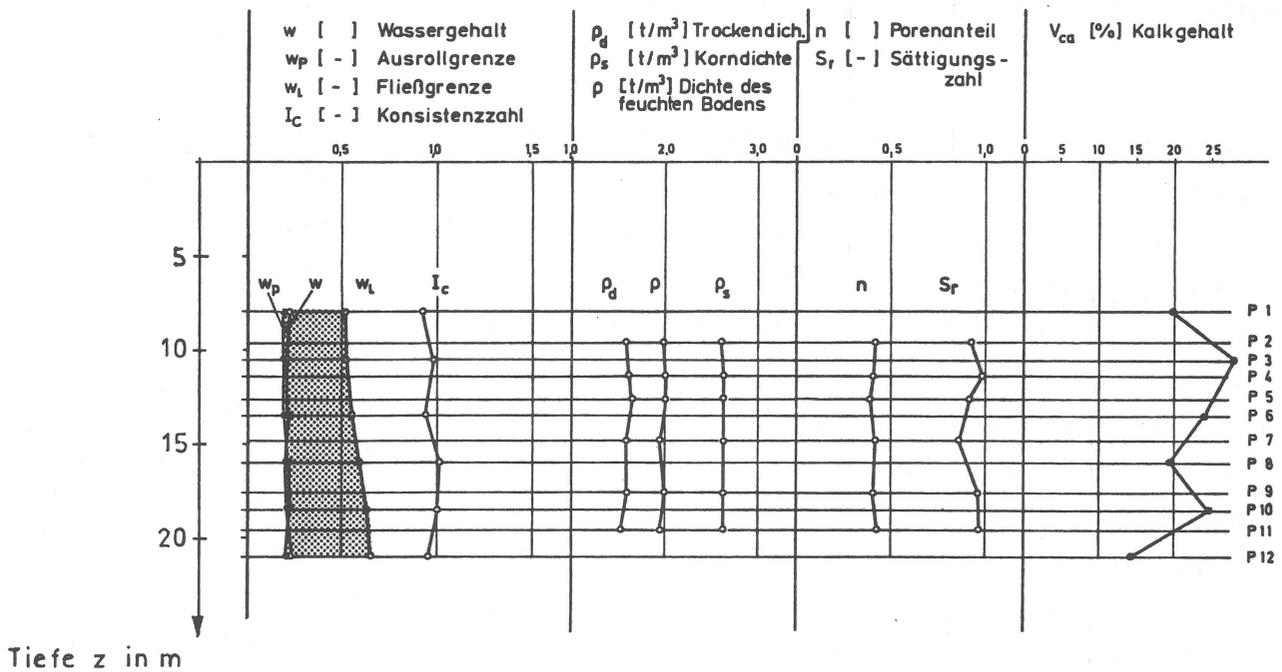


Bild 6.7 Verteilung der bodenmechanischen Kennwerte über die Tiefe, Bohrung 77

6.6.3 Bohrung 1 (Messegelände Frankfurt)

Unter einer ca. 8 m mächtigen Deckschicht aus quartärem Kies und Sand folgt eine Wechsellagerung von ausgeprägt plastischen Tonen, Hydrobiensandschichten und Kalksteinbänken. Letztere erreichen eine Mächtigkeit von wenigen Zentimetern bis zu einem Meter. Der Grundwasserspiegel wurde bei - 5,0 m unter Gelände an-

getroffen. Die Sondierungen wurden nur in den Tonschichten durchgeführt.

Nach DIN 18 196 handelt es sich durchweg um ausgeprägt plastischen Ton (TA). Mit Ausnahme des Bodens aus 24,85 m Tiefe (Probe 3), der als weich einzustufen ist, weisen die Bodenproben eine steife Konsistenz auf.

In Bild 6.8 sind die bodenmechanischen Kennwerte über die Tiefe aufgetragen. Der natürliche Wassergehalt liegt in 10,85 m, 15,50 m und 55,05 m Tiefe bei etwa 0,40; dazwischen in 24,85 m und 38,30 m Tiefe bei etwa 0,43, und in 62,65 m Tiefe bei 0,334. Gegenüber den Bohrungen 73 und 77 im Rupelton im Osten Frankfurts, ist er annähernd doppelt so groß. Der Wassergehalt an der Fließgrenze liegt ebenfalls deutlich höher. Er schwankt zwischen 0,695 und 0,82 (i.M. 0,740), gegenüber i.M. 0,69 bei Bohrung 73, bzw. i.M. 0,58 bei Bohrung 77. Auch die Plastizitätszahl ist mit i.M. 0,441 (0,392/0,493) höher als bei Bohrung 73 mit i.M. 0,35 bzw. i.M. 0,34 bei Bohrung 77. Die Konsistenzzahl liegt mit i.M. 0,78 (0,624/0,856) um 0,2 bis 0,4 niedriger. (Man kann annehmen, daß die unter 6.2 besprochene tektonische Vorgeschichte des Gebietes dabei einen Einfluß gehabt hat). Auch die Trockendichten und die Feuchtdichten weisen niedrigere Werte auf. Die Trockendichten schwanken zwischen 1,206 t/m³ und 1,367 t/m³ (i.M. 1,283), die Feuchtdichten zwischen 1,727 t/m³ und 1,840 t/m³ (i.M. 1,787) und die Korndichten zwischen 2,614 t/m³ und 2,744 t/m³ (i.M. 2,673 t/m³). Weder die Wassergehalte noch die Dichten lassen eine Abhängigkeit von der Tiefe erkennen.

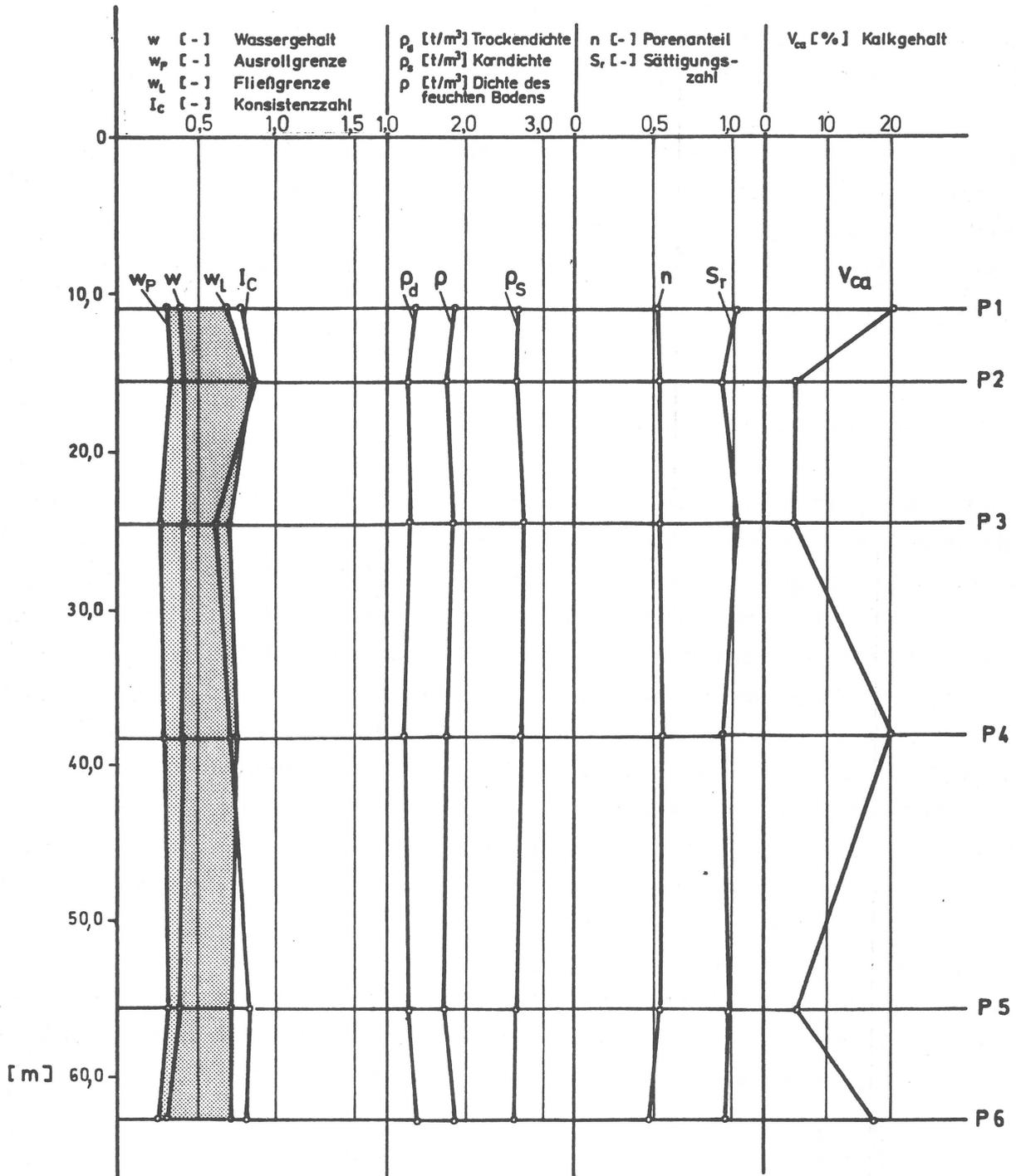


Bild 6.8 Verteilung der bodenmechanischen Kennwerte über die Tiefe, Bohrung 1, Messengelände

Die Sättigung ist mit i.M. 0,98 höher als bei Bohrung 73 und 77. Der Kalkgehalt ist sehr unterschiedlich, während in 15,50 m, 24,85 m und 55,05 m Tiefe sehr wenig, etwa 5%, festgestellt wurde, lag er in 10,85 m, 38,30 m und 62,65 m Tiefe mit etwa 20% bedeutend höher. Auffallend ist auch, daß die Aktivitätszahl nach SKEMPTON, mit Ausnahme der Tiefen 10,85 m und 55,05 m, wo sie Werte von 0,82 bzw. 0,64 hat, deutlich über 1 liegen. Als Vergleich: Montmorillonit hat eine Aktivitätszahl $I_A = 1,5$, Illit $I_A = 0,9$.

6.7 Versuchsergebnisse

Die Arbeitslinien wurden nach der in Abschnitt 6.4.2.1 gezeigten Methode ausgewertet. Bei den Versuchen in 36,80 und 39,50 m Tiefe in Bohrung 73 traten technische Defekte an der Druckregelung auf, die während des Versuches nicht erkannt wurden, so daß sie für die Auswertung nicht mit herangezogen werden können. Die auf diese Weise ermittelten Horizontalspannungen p_0 sind in den Bildern 6.9a (Bohrung 73), 6.10a (Bohrung 77) und 6.11a (Bohrung 1) über der Tiefe aufgetragen. Aus den gemessenen Horizontalspannungen p_0 wurden die Ruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}^E = p_0 - u / \sigma_v - u$ errechnet und in den Bildern 6.9b, 6.10b und 6.11b dargestellt. Dabei ist bei Bohrung 1 -wie schon unter 6.4.3 diskutiert- davon auszugehen, daß hydrostatische Wasserdruckverhältnisse vorhanden sind. Somit kann für $u = u_0$ gesetzt werden. Bei den Bohrungen 73 und 77 sind die Wasserdruckverhältnisse dagegen nicht bekannt. Hierfür wurden deshalb, wie ebenfalls in Abschnitt 6.4.3 bereits dargelegt, drei unterschiedliche Wasserdruckverhältnisse angenommen und zwar: eine hydrostatische Wasserdruckverteilung $u = u_0$, kein Wasserdruck $u = 0$ und ein Restporenwasserdruck, der sich bei Entlastung der Geländeoberfläche um 100 m bei gleichzeitiger Existenz eines Stagnationsgradienten von $i_0 = 2$ ergibt. Weiterhin wurden aus den Ruhedruckbeiwerten die Überkonsolidierungsgrade OCR nach Gleichung (36) mit

$$\text{OCR} = (K_{0(\text{oc})}^E / K_{0(\text{nc})})^{1/\lambda}$$

mit $K_{0(\text{nc})} = 0,57$

errechnet und in den Bildern 6.9c-6.9e für Bohrung 73, 6.10c-6.10e für Bohrung 77 und 6.11c für Bohrung 1 dargestellt. Dabei sind die OCR-Werte der Bilder 6.9c, 6.10c und 6.11c aus den Ruhedruckbeiwerten errechnet, die mit Ansatz eines hydrostatischen Wasserdruckes $u = u_0$, die der Bilder 6.9d und 6.10d aus denen, die ohne Wasserdruck $u = 0$ und die der Bilder 6.9e und 6.10e aus denen, die mit Ansatz eines Restporenwasserdruckes $u = u_R$ ermittelt wurden. In diese Diagramme sind auch die entsprechenden Überkonsolidierungsgrade OCR, die sich rein rechnerisch nach Gleichung (4) ($\text{OCR} = (\sigma_v' + \Delta\sigma_v') / \sigma_v'$) für verschiedene Überlagerungsspannungen ergeben, z.B. $\Delta\sigma_v' = 100, 200, 300, 1000$ kPa, eingezeichnet. Durch einen Vergleich der aus den gemessenen Horizontalspannungen ermittelten $\text{OCR} = f(z)$ -Linie mit der rein rechnerisch bestimmten $\text{OCR} = f(z)$ -Linie ist eine Abschätzung der geologischen Vorbelastung möglich.

6.7.1 Bohrung 73, (Offenbach-Bürgel)

Aus Bild 6.9b ist zu ersehen, daß die Ruhedruckbeiwerte $K_{0(\text{oc})}$, die sich mit Ansatz eines hydrostatischen Wasserdruckes errechnen, zwischen 10 m und 20 m Tiefe von 1,37 auf 0,6 abfallen. Ab dieser Tiefe bleiben sie in etwa konstant bei $K_{0(\text{oc})} = 0,7$ (gemittelter Wert); sie steigen sogar leicht an, wo sie eigentlich asymptotisch auf $K_{0(\text{nc})} = 0,57$ abnehmen sollten. Vermutlich ist dieses Verhalten auf den ab dieser Tiefe geringeren Kalkgehalt (s. Bild 6.6) zurückzuführen. Der geringere Kalkgehalt läßt auf schwächere diagenetische Bindungen schließen, wodurch der Ruhedruckbeiwert größer wird (s. Bild 2.3).

Die Ruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}$, die sich ohne Ansatz eines hydrostatischen Wasserdruckes ergeben, verhalten sich tendenziell gleich. Sie nehmen zwischen 10 m und 20 m Tiefe von 1,18 auf 0,8 ab und bleiben dann in etwa konstant bei $K_{0(oc)} = 0,86$, ebenfalls mit leicht steigender Tendenz.

Bei Ansatz eines Restporenwasserdruckes ergeben sich Ruhedruckbeiwerte, die von $K_{0(oc)} = 1,11$ in 10 m Tiefe auf $K_{0(oc)} = 0,85$ in 20 m Tiefe abfallen und ab dieser Tiefe etwa konstant bei $K_{0(oc)} = 0,87$ liegen.

Die Überkonsolidierungsgrade OCR, die sich aus den Ruhedruckbeiwerten unter Berücksichtigung eines hydrostatischen Wasserdruckes errechnen, liegen überwiegend innerhalb eines Bereiches, der durch die zwei rein rechnerisch erhaltenen $OCR = f(z)$ -Kurven abgegrenzt ist. Die untere Grenzlinie errechnet sich mit der Annahme, daß die Überlagerungsspannung $\Delta\sigma_v' = 100$ kPa ist; die obere mit $\Delta\sigma_v' = 300$ kPa (s. Bild 6.9 c). Dies bedeutet, daß bei einer wirksamen Wichte von $\gamma' = 10$ kN/m³ die Überlagerungshöhe 10-30 m gewesen wäre. Der Ansatz von γ' ist aus geologischer Sicht gerechtfertigt, da angenommen werden kann, daß der Grundwasserspiegel stets in der Nähe der Geländeoberfläche gelegen hat.

Die Überkonsolidierungsgrade OCR, die sich aus den Ruhedruckbeiwerten unter der Annahme, daß derzeit kein hydrostatischer Druck in der Tonschicht herrscht, errechnen, sind in Bild 6.9d dargestellt. Sie liegen überwiegend zwischen den $OCR = f(z)$ -Kurven, die sich bei Annahme von $\Delta\sigma_v' = 300$ kPa und $\Delta\sigma_v' = 700$ kPa ergeben. Die Überlagerungshöhen, die sich hieraus ableiten lassen, liegen bei 30-70 m, ebenfalls mit einer wirksamen Wichte von $\gamma' = 10$ kN/m³ gerechnet.

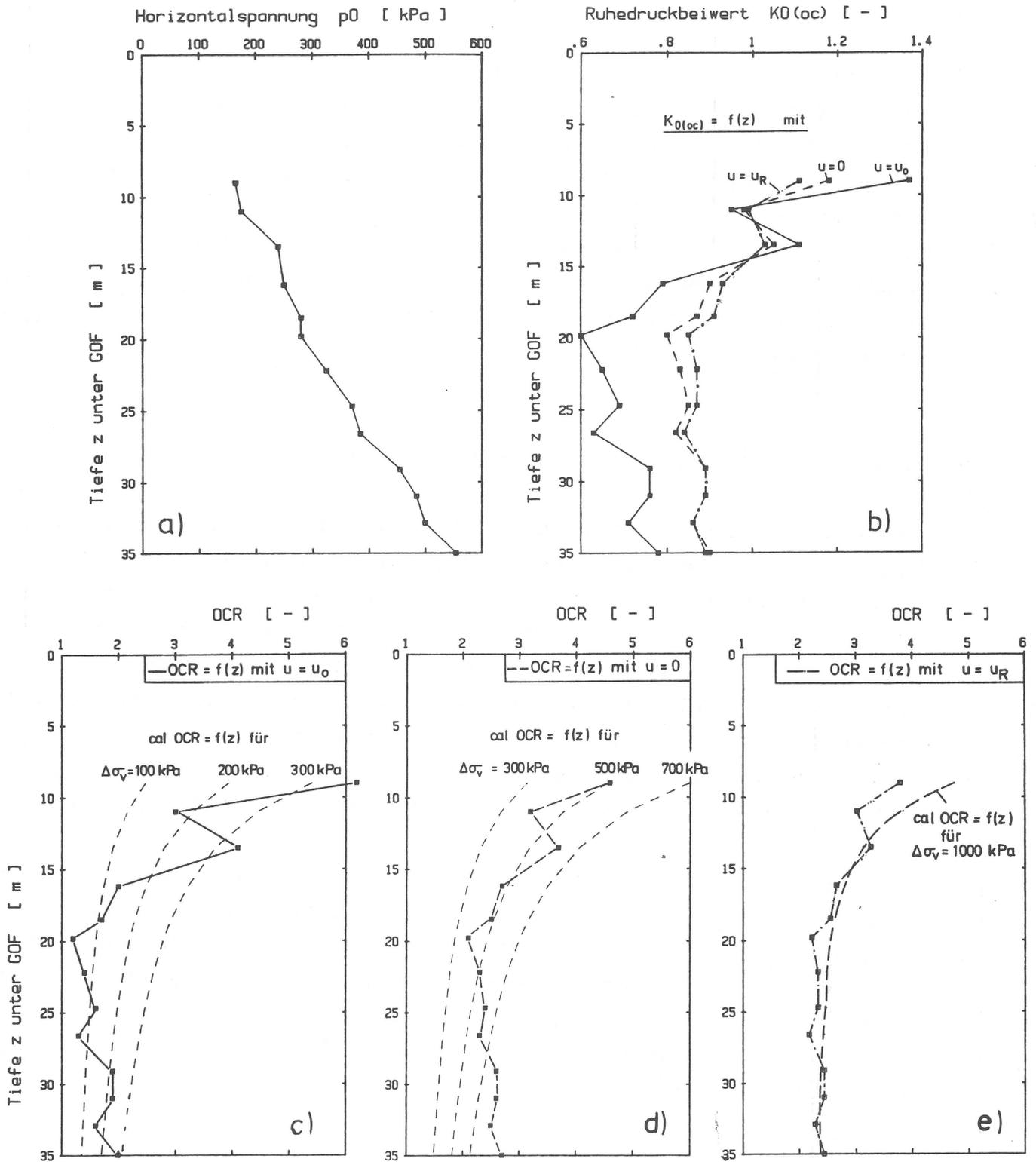


Bild 6.9 Versuchsergebnisse Bohrung 73
 a) aus den Sondierungen ermittelte horizontale
 Eigenspannungen
 b) errechnete Ruhedruckbeiwerte
 c), d) e) errechnete Überkonsolidierungsverhältnisse OCR
 c) mit $u = u_0$ d) mit $u = 0$ e) mit $u = u_R$

In Bild 6.9e sind die OCR-Werte dargestellt, die sich errechnen, wenn als Porenwasserdruck ein Restporenwasserdruck $u = u_R$ angesetzt wird. Man kann erkennen, daß der aus den gemessenen Horizontalspannungen errechnete OCR = $f(z)$ -Verlauf weitgehend mit dem rein rechnerisch für eine geologische Überlagerungsspannung von $\Delta\sigma'_v = 1000$ kPa ermittelten übereinstimmt. Vorausgesetzt die angenommenen Porenwasserdruckverhältnisse träfen zu, dann ergäbe sich aufgrund dieser Messungen eine geologische Überlagerung von etwa 100 m.

6.7.2 Bohrung 77, (Frankfurt-Fechenheim)

In Bild 6.10 b ist deutlich die Abnahme des Ruhedruckbeiwertes $K_{0(oc)}$ mit der Tiefe zu erkennen. Er fällt von 1,13 in 8,50 m Tiefe auf i.M. 0,75 für Tiefen größer 16,50 m ab, wobei mit hydrostatischem Wasserdruck gerechnet wurde. Wird kein Wasserdruck angesetzt, so errechnen sich Ruhedruckbeiwerte, die in 8,50 m Tiefe 1,10 betragen und auf etwa 0,85 i.M. für Tiefen größer 16,50 m abfallen. Die Ruhedruckbeiwerte, die sich bei Ansatz eines Restporenwasserdruckes ergeben, nehmen von $K_{0(oc)}^E = 1,06$ in 8,5 m Tiefe auf i.M. 0,90 für Tiefen größer 16,50 m ab.

Die aus den Ruhedruckbeiwerten errechneten OCR-Werte liegen recht gut auf den Linien, die man rein rechnerisch mit Überlagerungsspannungen von $\Delta\sigma'_v = 200$ kPa und $\Delta\sigma' = 400$ kPa und unter Annahme hydrostatischer Wasserdruckverhältnisse (Bild 6.10 d) erhält. Bei einer wirksamen Wichte von $\gamma' = 10$ kN/m³ würde dies eine Überlagerungshöhe von $\Delta z = 20$ m bis 40 m bedeuten, was gut mit den Werten von Bohrung 73 übereinstimmt.

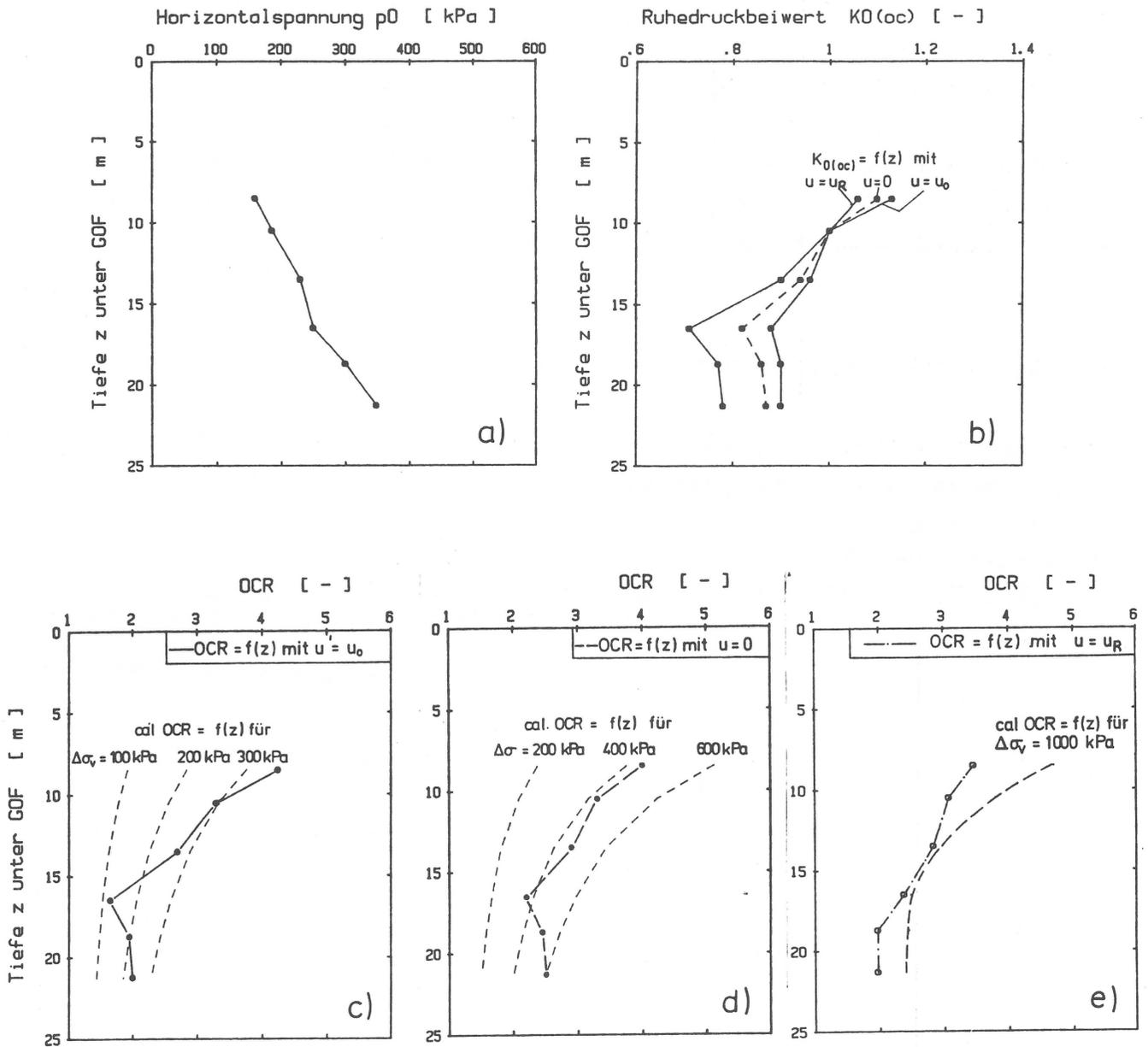


Bild 6.10 Versuchsergebnisse Bohrung 77

- a) aus den Sondierungen ermittelte horizontale Eigenspannungen
- b) errechnete Ruhedruckbeiwerte
- c), d) e) errechnete Überkonsolidierungsverhältnisse OCR
 - c) mit $u = u_0$
 - d) mit $u = 0$
 - e) mit $u = u_R$

Wenn kein Wasserdruck angesetzt wird, liegen die OCR-Werte zwischen rein rechnerisch für $\Delta\sigma_v = 400$ und $\Delta\sigma_v = 600$ kPa ermittelten $OCR = f(z)$ -Linien. Demnach wäre die Geländeoberfläche 40-60 m hoch überlagert gewesen. Bei Ansatz eines Restporenwasserdruckes ermittelten sich OCR-Werte, die dicht bei der für $\Delta\sigma_v' = 1000$ kPa errechneten $OCR = f(z)$ -Linie liegen. Die Überlagerungshöhe wäre in diesem Falle ca. 100 m gewesen.

6.7.3 Bohrung 1 (Messegelände Frankfurt)

Bei dieser Bohrung ist -wie schon unter 6.4.3 diskutiert- davon auszugehen, daß hydrostatische Wasserdruckverhältnisse vorhanden sind.

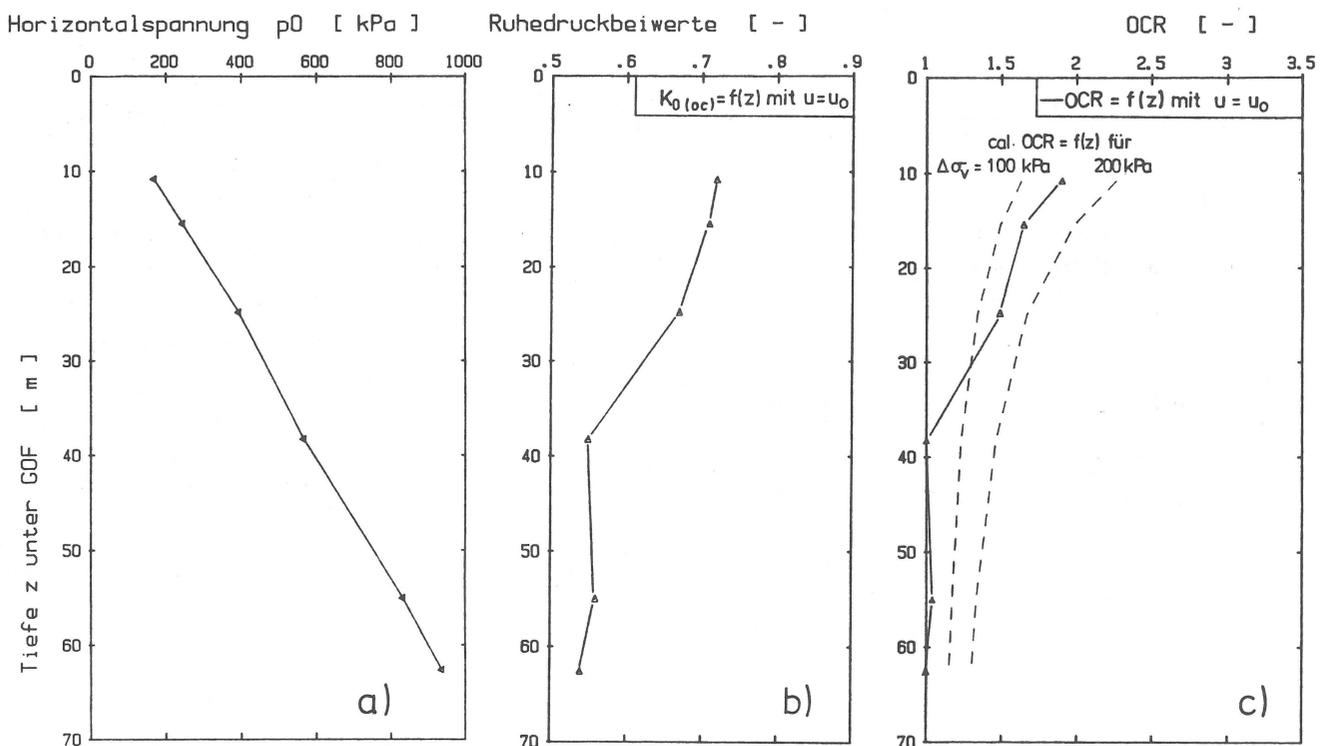


Bild 6.11 Versuchsergebnisse Bohrung 1

- a) aus den Sondierungen ermittelte horizontale Eigenspannungen
- b) errechnete Ruhedruckbeiwerte
- c) errechnete Überkonsolidierungsverhältnisse OCR mit $u = u_0$

Die in Bild 6.11b aufgetragenen Ruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}$ der Bohrung 1 auf dem Messegelände lassen keine so deutliche Tiefenveränderlichkeit erkennen wie die der Bohrungen 73 und 77. Bei etwa 11 m Tiefe ist $K_{0(oc)} = 0,76$ und nimmt dann ab auf $K_{0(oc)} = 0,55$, dem Wert für normalkonsolidierte Verhältnisse, in rund 38 m Tiefe und bleibt dann konstant. Die errechneten Überkonsolidierungsverhältnisse OCR liegen zwischen den mit $\Delta\sigma_v' = 100$ kPa und $\Delta\sigma_v' = 200$ kPa rechnerisch ermittelten OCR-Linien (s. Bild 6.11 c), d. h. daraus ergäbe sich eine Überlagerungshöhe von 10-20 m.

6.8 Diskussion der Ergebnisse

6.8.1 Vergleich der Ergebnisse der drei Bohrungen

Die Verteilung der für die drei Bohrungen ermittelten Ruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}$ über die Tiefe ist in Bild 6.12 dargestellt, wobei nur die Werte, die mit hydrostatischem Wasserdruckansatz gerechnet wurden, gegenübergestellt sind. Man kann erkennen, daß die Werte von Bohrung 73 und 77 recht gut übereinstimmen. Die Ruhedruckbeiwerte der Bohrung 1 auf dem Messegelände sind dagegen bis zu einer Tiefe von etwa 15 m durchweg niedriger, von 15-25 m liegen sie ungefähr in der gleichen Größenordnung und für Tiefen größer 30 m sind sie wiederum niedriger als die mit Wasserdruckansatz gerechneten Werte von Bohrung 73 bzw. 77.

Es gibt zwei Erklärungen für die in Bohrung 1 auf dem Messegelände ermittelten niedrigen $K_{0(oc)}$ -Werte im Vergleich zu denjenigen, ermittelt in den Bohrungen 73 und 77 im Frankfurter Osten. Zum einen war nach den geologischen Untersuchungen von SCHETELIG (s. Bild 6.1) im Westen Frankfurts die Überlagerung geringer, was auch durch diese Versuche bestätigt wird. Zum zweiten sind infolge des Abkippens der Schichten zum Rheintalgraben hin in der Innenstadt und im Westen Frankfurts die vorhanden gewesenen höheren Horizontalspannungen stärker abgebaut worden, als im Osten.

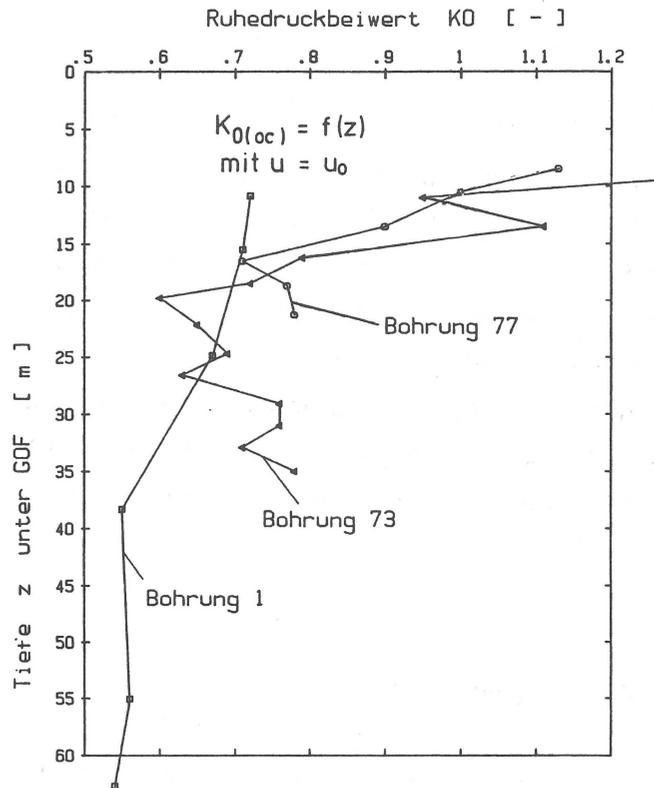


Bild 6.12 Verteilung der Ruhedruckbeiwerte über die Tiefe $K_{0(oc)} = f(z)$ mit $u = u_0$ für B 73, B 77 und B1

6.8.2 Einfluß eines Stagnationsgradienten bzw. von Restporenwasserdrücken

Wie in Abschnitt 6.4.3 bereits erläutert, sind die Wasserdruckverhältnisse im Bereich von Bohrung 1 auf dem Messegelände eindeutig. Es herrscht dort hydrostatischer Wasserdruck. Dagegen sind im Bereich der Bohrungen 73 und 77 im Rupelton die Wasserdruckverhältnisse nicht feststellbar. In Abschnitt 5.5 wurde gezeigt, daß infolge geologischer Entlastung und bei Existenz eines Stagnationsgradienten eine Abweichung von hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen zustande kommen kann (s. Bild 5.8). Dies wiederum hat, wie ebenfalls in Abschn. 5.5 (Bild 5.9) gezeigt, Einfluß auf den Eigenspannungszustand. Wertet man die Ergebnisse der Pressiometerversuche mit der Annahme aus, daß ein Stagnationsgradient existiert und infolgedessen ein geringerer Porenwasserdruck als der hydrostatische im Untergrund herrscht,

so hat man diese Restporenwasserdrücke in zweierlei Hinsicht zu berücksichtigen. Zunächst einmal muß man von den gemessenen totalen Horizontalspannungen ($p_0 = \sigma_h$) den in der entsprechenden Tiefe herrschenden Restporenwasserdruck abziehen, bzw. wenn Unterdruck herrscht diesen addieren, um die wirksame Horizontalspannung zu erhalten. Das gleiche gilt für die Vertikalspannungen. Aber auch bei den für eine bestimmte geologische Vorbelastung rein rechnerisch nach Gl. (36) zu ermittelnden Ruhedruckbeiwerten, die mit den aus den gemessenen Spannungen errechneten Ruhedruckbeiwerten verglichen werden, um die geologische Vorbelastung abzuschätzen, müssen die Restporenwasserdrücke berücksichtigt werden. Das Überkonsolidierungsverhältnis OCR in Gl. (36) errechnet sich nämlich nach Gl. (4) aus der maximalen Vertikalspannung $\max \sigma_v'$ und der aktuellen wirksamen Vertikalspannung ($\text{OCR} = \max \sigma_v' / \sigma_v'$). Letztere wiederum ist u. a. abhängig vom herrschenden Restporenwasserdruck.

Die Sondierergebnisse der Bohrungen 73 und 77 wurden auf diese Weise ausgewertet, wobei Wasserdruckverhältnisse (Restporenwasserdrücke) zugrunde gelegt wurden, die man bei einer Entlastung der Oberfläche um 1000 kPa, entsprechend 100 m geologische Überlagerung und einem Stagnationsgradienten von $i_0 = 2$ errechnet (s. Abschn. 5.5, Bild 5.8). In Bild 6.13 sind die Ergebnisse dargestellt. Zum Vergleich sind in Bild 6.13 die Verteilung der rein rechnerisch für eine geologische Entlastung $\Delta \sigma_v'$ um 1000 kPa entsprechend 100 m geologischer Überlagerung ermittelten Ruhedruckbeiwerte eingezeichnet.

Deutlich kann man erkennen, daß die Verteilung der aus den Sondierergebnissen errechneten und der rein rechnerisch ermittelten Ruhedruckbeiwerte über die Tiefe ähnlich ist. Auch hinsichtlich der Größe der Ruhedruckbeiwerte stimmen die gemessenen und gerechneten Werte gut überein. Das läßt den Schluß zu, daß, wenn ein Stagnationsgradient von $i_0 = 2$ mit den daraus resultierenden Restporenwasserdrücken in den fetten Tonen des Rupel existiert, im Bereich der Bohrungen 73 und 77, also im Osten von Frankfurt

und in Offenbach, eine geologische Vorbelastung von 1000 kPa vorhanden gewesen sein könnte. Diese entspräche einer Überlagerung von 100 m.

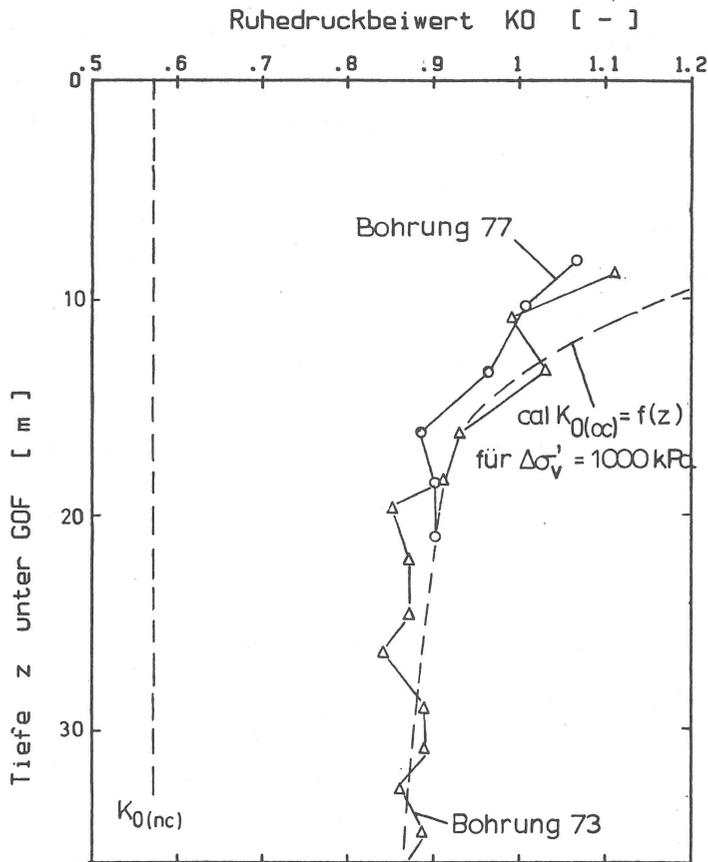


Bild 6.13 Verteilung der Ruhedruckbeiwerte über die Tiefe $K_0(oc) = f(z)$ für Bohrung 73 und 77 bei Annahme eines Restporenwasserdruckes u_R gemäß Bild 5.8

6.8.3 Einfluß einer Wiederbelastung auf die Ergebnisse

In Abschnitt 4.6 konnte gezeigt werden, wie eine Wiederbelastung den Eigenspannungszustand verändert. Vor allem zur Geländeoberfläche hin werden die Ruhedruckbeiwerte deutlich kleiner. Um zu

überprüfen, ob die Wiederbelastung, die durch das Quartär erfolgt ist, das im Bereich von Bohrung 1 etwa 8 m und im Bereich der Bohrungen 73 und 77 ca. 5 m mächtig ist, den Eigenspannungszustand nennenswert beeinflusst hat, wurden die aus den Sondierergebnissen errechneten Ruhedruckbeiwerte mit den rein rechnerisch für verschiedene Entlastungen ($\Delta\sigma_v' = 100, 250, 500$ und 1000 kPa) und eine Wiederbelastung von 100 kPa ermittelten in Bild 6.14 gegenübergestellt. Man kann deutlich erkennen, daß die

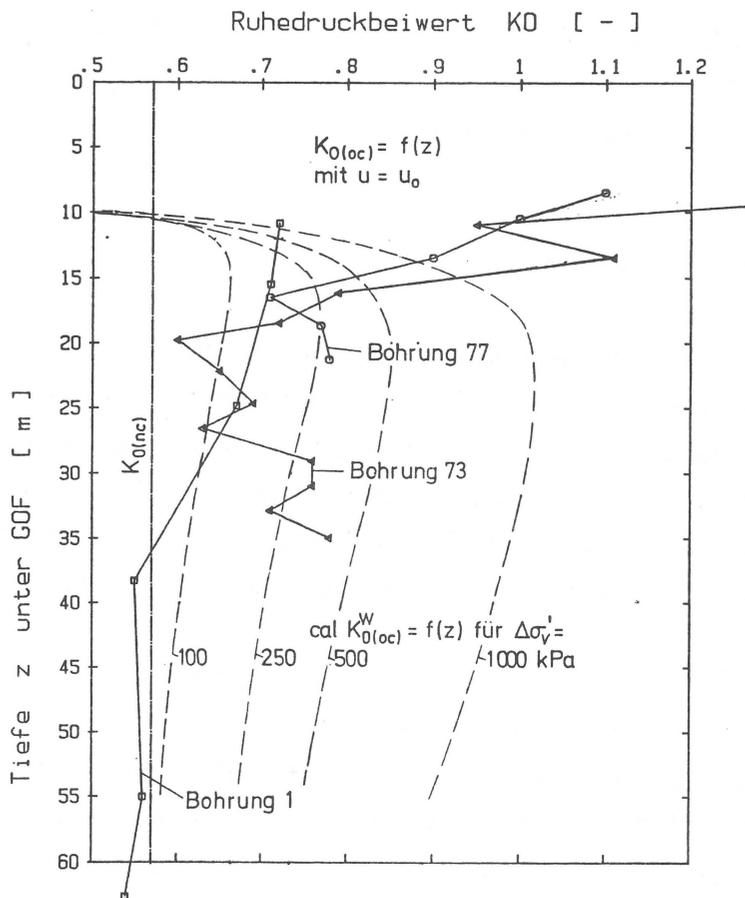


Bild 6.14 Gegenüberstellung der aus den Sondierergebnissen errechneten Ruhedruckbeiwerte mit rein rechnerisch nach Gl. (45) für unterschiedliche Entlastungen und eine Wiederbelastung von $\Delta\sigma_v' = 100$ kPa ermittelten

Kurven bis etwa in eine Tiefe von 20 m gegenläufig sind. Die gemessenen Ruhedruckbeiwerte nehmen zur Oberfläche hin stark zu, wohingegen die errechneten Ruhedruckbeiwerte ab etwa 20 m zur Oberfläche hin abfallen auf den Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation bei 10 m. Lediglich bei Bohrung 1, bei der die mächtigste Quartärauflagerung vorhanden ist, zeigt sich keine so deutliche Zunahme der gemessenen Ruhedruckbeiwerte zur Geländeoberfläche hin. Man kann aufgrund dieser Feststellungen davon ausgehen, daß die relativ geringe Wiederbelastung bei den Bohrungen 73 und 77 sich nicht oder nicht meßbar auf den Eigenspannungszustand ausgewirkt hat. Bei Bohrung 1 ist dagegen zu vermuten, daß das rund 8 m mächtige Quartär sich auf den Verlauf der Ruhedruckbeiwerte ausgewirkt hat.

6.8.4 Schlußfolgerungen

Die Pressiometersondierungen haben eine Verteilung der Ruhedruckbeiwerte ergeben, die zur Geländeoberfläche hin einen deutlichen Anstieg zeigt. Dies und die Größe der Ruhedruckbeiwerte, die durchweg größer als der Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation sind, lassen sicher auf eine frühere geologische Vorbelastung des Frankfurter und Offenbacher Raumes schließen.

Eine genaue Quantifizierung der geologischen Überlagerung ist wegen der verschiedenen, der Größe nach nicht genau bekannten Einflüsse wie z.B. tektonische oder diagenetische Vorgänge, die Porenwasserdruckverhältnisse oder eine Wiederbelastung nicht möglich. Durch einen Vergleich der aus den gemessenen Horizontalspannungen errechneten mit den rein rechnerisch für unterschiedliche Überlagerungen ermittelten Ruhedruckbeiwerte konnte jedoch die Größenordnung der geologischen Vorbelastung des Frankfurter Raumes abgeschätzt werden. Danach ist davon auszugehen, daß die geologische Überlagerung im Osten Frankfurts und in Offenbach zwischen 30 und 100 m betragen hat. 30 m geologische Überlagerung ergeben sich, wenn man davon ausgeht, daß derzeit

hydrostatische Wasserdruckverhältnisse herrschen. 100 m geologische Überlagerung ergeben sich, wenn man einen Restporenwasserdruck ansetzt, der zustandekommt, wenn ein Stagnationsgradient von $i_0 = 2$ existiert. Letztere Annahme scheint aufgrund der besseren Übereinstimmung von gemessenen und gerechneten Ruhedruckbeiwerten wahrscheinlich. In der Innenstadt von Frankfurt wurden geringere Ruhedruckbeiwerte ermittelt als im Osten. Dies läßt darauf schließen, daß die geologische Überlagerung nach Westen hin abnimmt, was auch durch geologische Erkenntnisse untermauert wird. Allerdings muß man auch berücksichtigen, daß durch das Abkippen der tertiären Schichten zum Rheintalgraben hin die horizontalen Eigenspannungen verringert wurden.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit hatte zum Ziel, den Eigenspannungszustand in den tertiären Tonschichten des Frankfurter Untergrundes und daraus die geologische Vorbelastung besser zu erkunden. Dazu war es u. a. nötig, sich ein Bild über die Wasserdruckverhältnisse in diesen Schichten zu verschaffen. Einige Indizien deuteten darauf hin, daß der Wasserdruck geringer als der hydrostatische, vielleicht sogar Null oder negativ ist. Da direkte Messungen des Wasserdruckes nicht möglich und auch keine Messungen in diesen fetten Tonen bekannt sind, wurde auf indirektem Wege versucht nachzuweisen, daß Abweichungen von den hydrostatischen Verhältnissen zustandekommen können. Letztgenannter Nachweis erfolgte über den Nachweis der Existenz eines Stagnationsgradienten.

Darüberhinaus mußte im Rahmen der Forschung auch das Spannungs- und Verformungsverhalten bindiger Böden bei verhinderter Seitendehnung, also unter Ruhedruckbedingung, grundsätzlich untersucht werden. Vor allem von der Untersuchung des Ruhedruckverhaltens bei Rekonsolidation, Entlastung und speziell bei Wiederbelastung wurden neue Erkenntnisse über den Zusammenhang zwi-

schen geologischer Vorbelastungsgeschichte und Eigenspannungszustand erhalten, was für die Auswertung der Pressiometersondierungen hinsichtlich der geologischen Vorbelastung erforderlich war. Es wurde dabei auch überprüft, wie genau sich mit den herkömmlichen Methoden die geologische Vorbelastung im Labor bestimmen läßt. Verbesserte Methoden zur Ermittlung der geologischen Vorbelastung konnten entwickelt werden.

7.1 Das Spannungs- und Verformungsverhalten bindiger Böden bei verhinderter Seitendehnung

In zahlreichen Laborversuchen wurde das Spannungs- und Verformungsverhalten bindiger Böden bei verhinderter Seitendehnung, also unter Ruhedruckbedingung untersucht. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf dem Verhalten des Ruhedruckbeiwertes bei Rekonsolidation, Entlastung und Wiederbelastung. Ein zweiter Schwerpunkt lag in der Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung im Labor.

Die Versuche wurden in einer Dreiaxialzelle durchgeführt, die für diesen Zweck in 4 Punkten ergänzt bzw. verändert wurde. Für die Querdehnungsmessung wurde eine neue Vorrichtung entwickelt, mit der man die Querdehnung mit einer Genauigkeit von $36 \cdot 10^{-9}$ m messen konnte. Da auch das Verhalten bei Ruhedruckbeiwerten größer 1 zu untersuchen war, mußte die Dreiaxialzelle mit einem Belastungskolben ausgerüstet werden, der den selben Durchmesser wie die Bodenprobe hatte. Dies hatte aber zur Folge, daß der Reibungsverlust, der beim Durchgang des Kolbens durch das Gehäuse auftrat, nicht mehr vernachlässigbar klein war. Die Vertikalspannung mußte aus diesem Grund in der Zelle gemessen werden. Dies geschah über DMS, im Probensockel. Sämtliche anfallenden Daten wurden elektronisch erfaßt, an einen Kleincomputer weitergegeben und dort verarbeitet. Wenn dem Computer angezeigt wurde, daß der Probendurchmesser sich geändert hat, dann wurden au-

tomatisch Ventile angesteuert, die den Zelldruck entsprechend regelten, bis der Soll-Probendurchmesser wieder erreicht war.

Für grundsätzliche Untersuchungen dieser Art ist es notwendig, die Versuche mit Proben durchzuführen, deren Spannungsvorgeschichte bereits bekannt ist. Deshalb wurden in einem Oedomer-topf (Durchmesser 20 cm, Höhe 20 cm) künstlich Bodenproben aus aufbereitetem Material hergestellt. Aus diesen mit einer bekannten Vertikalspannung ($\max \sigma_{v\ddot{o}}$) konsolidierten Proben wurden dann die Bodenproben für die eigentlichen K_0 -Versuche herausgeschnitten.

Es wurden sowohl kraft -als auch weggesteuerte Dreiaxiale K_0 -Versuche durchgeführt. Die Bodenproben wurden unter Einhaltung der Ruhedruckbedingung zunächst bis zu einer Vertikalspannung, die deutlich über der im Oedometer erreichten maximalen Konsolidationsspannung ($\max \sigma_{v\ddot{o}}$) lag, belastet. Anschließend wurden sie entlastet und z.T. wieder belastet.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Bei der Rekonsolidation liegt der Ruhedruckbeiwert zunächst etwa bei $K_0 = 1$, bis ein Überkonsolidierungsgrad von etwa 5 erreicht ist. Danach nimmt er gemäß Gleichung (44) ab und erreicht bereits bei einem Überkonsolidierungsgrad von 1,5, also bei etwa $2/3$ der maximalen Vorbelastung, den Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation.

Der Ruhedruckbeiwert für Normalkonsolidation wurde zu $K_{0(nc)} = 0,55$ für den mittelplastischen Ton und zu $K_{0(nc)} = 0,57$ für den ausgeprägt plastischen Ton ermittelt.

Bei Entlastung gilt auch für dieses Material die bereits früher von mehreren Autoren gefundene Beziehung zwischen Ruhedruckbeiwert und Überkonsolidierungsgrad:

$$K_{0(oc)} / K_{0(nc)} = OCR^\lambda$$

Der Exponent λ ergab sich für die beiden untersuchten Materialien zu $\lambda = 0,52$.

Bei Wiederbelastung konnte zwischen dem Ruhedruckbeiwert und dem Überkonsolidierungsgrad in Abhängigkeit vom maximalen Überkonsolidierungsgrad eine Gesetzmäßigkeit gemäß Gleichung (45) gefunden werden. Der Ruhedruckbeiwert bei Wiederbelastung nimmt schneller ab als er bei entsprechender Entlastung zugenommen hat. Bei einem Überkonsolidierungsgrad von $OCR = 1,2$, also bei etwa 80 % der maximalen Vorbelastung, erreicht er bereits den Wert für Normalkonsolidation. Dies hat Konsequenzen für den Eigenspannungszustand, wie in Abschnitt 4.6 gezeigt werden konnte. Wenn nach einer Entlastung der Geländeoberfläche eine Wiederbelastung erfolgt ist, sind in den oberflächennahen Bereichen (bei einer Entlastung um $\Delta\sigma_v' = 1000$ kPa und einer Wiederbelastung von $\Delta\sigma_v' = 100$ kPa etwa bis in eine Tiefe von 30-40 m) die horizontalen Eigenspannungen und die Ruhedruckbeiwerte erheblich niedriger als bei reiner Entlastung (s. Bild 4.20). Diesem Umstand muß man Rechnung tragen, wenn man aus den in-situ gemessenen Ruhedruckbeiwerten die geologische Vorbelastung ermitteln will. Wenn eine reine Entlastung vorliegt, kann die geologische Vorbelastung nach Gleichung (35), bei Entlastung mit anschließender Wiederbelastung muß sie nach Gleichung (45) ermittelt werden.

Die Dreiaxialen K_0 -Versuche haben ferner gezeigt, daß für die Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes für Normalkonsolidation ($K_{0(nc)}$) im Labor die Bodenproben zunächst mindestens bis auf etwa 2/3 der maximalen Vorbelastung rekonsolidiert werden müssen. Erst bei Konsolidationsspannungen, die größer als 2/3 der maximalen Vorbelastung sind, stellt sich nämlich $K_{0(nc)}$ ein.

Neben den Untersuchungen der verschiedenen Spannungspfade könnte mit den Versuchsergebnissen auch überprüft werden, inwieweit und wie genau die maximale Vorbelastung mit Laborversuchen ermittelt werden kann. Durch die künstliche Herstellung der Bodenproben im Labor war die maximale Vorbelastung bekannt. Es hat sich dabei bestätigt, daß all die Verfahren, die die maximale Vorbelastung aus dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten ableiten, recht ungenau sind. Infolge der Probenstörung ist die Spannungs-Dehnungs-Kurve am Übergang von der Wieder- zur Erstbelastung, also beim Überschreiten der maximalen Vorbelastung, stetig gekrümmt. Ein "Knick" in der Kurve ist nicht zu erkennen. Der Übergangsbereich ist um so größer und die Kurve verläuft umso flacher, je größer die Probenstörung ist. Aber auch das Verfahren nach MURAYAMA et al. (1958), bei dem die maximale Vorbelastung aus dem Spannungs/Zeit/Setzungs-Verhalten abgeleitet wird, überschätzt die maximale Vorbelastung, wie Versuche gezeigt haben (s. Bild 4.15).

Über diese Überprüfung der bereits bekannten Verfahren zur Ermittlung der maximalen Vorbelastung hinaus konnten durch eine umfangreiche Analyse des Spannungs/Zeit/Setzungs-Verhaltens zwei neue Verfahren zur Ermittlung der maximalen Vorbelastung entwickelt werden. Eines der beiden Verfahren beruht auf der Beobachtung, daß die Zeit-Setzungskurven in halb-logarithmischem Maßstab auf ihrer gesamten Länge bei Konsolidationsspannungen, die kleiner sind als die maximale Vorbelastung, flacher verlaufen als bei Spannungen, die darüber liegen. Dies gilt sowohl für den Bereich der Primär- als auch für den Bereich der Sekundärsetzungen. Die Neigungen der Tangenten an die Zeit-Setzungskurven zu einem bestimmten Zeitpunkt sind vor dem Überschreiten der maximalen Vorbelastung also kleiner als danach. Trägt man diese Tangentenneigungen über der dazugehörigen Konsolidationsspannung auf, wobei die Spannungen am zweckmäßigsten im logarithmischen Maßstab dargestellt werden, so kann man an der Stelle der maximalen Vorbelastung einen deutlichen Anstieg der Kurve erkennen (s. Bild 4.15). Dieses Verfahren ist eine Weiterentwicklung

des Verfahrens von MURAYAMA et al. (1958). Es nutzt die Tatsache aus, daß im Bereich der Primärsetzungen das Überschreiten der maximalen Vorbelastung durch die Änderung der Tangentenneigungen deutlicher als im Sekundärsetzungsbereich angezeigt wird, wodurch auch die Versuchsdauer wesentlich verkürzt werden kann.

Bei der zweiten Methode wurde ausgenutzt, daß sowohl der Steifemodul als auch die Durchlässigkeit kleiner werden, wenn die maximale Vorbelastung überschritten wird. Beide Größen sind multiplikativ über die Konsolidierungszeit t_α und den Konsolidierungsgrad U miteinander verknüpft, sodaß sie sich beim Überschreiten der maximalen Vorbelastung deutlich ändern. Trägt man z.B. die Konsolidationszeit t_{50} , das ist die Zeit, die vergeht, bis 50 % der Konsolidation innerhalb einer Laststufe eingetreten ist, über der jeweils dazugehörigen Konsolidationsspannung auf (s. Bild 4.17), so stellt man nach dem Überschreiten der maximalen Vorbelastung einen deutlichen Anstieg der Konsolidationszeit fest.

Die wesentliche Neuerung an den beiden Verfahren ist die weitergehende Einbeziehung der Zeitabhängigkeit. Aus der Änderung des zeitlichen Verlaufs der Konsolidation kann man das Überschreiten der maximalen Vorbelastung besser erkennen als aus dem Spannungs- Dehnungs-Verlauf.

7.2 Nachweis der Existenz eines Stagnationsgradienten und dessen Auswirkungen auf den Eigenspannungszustand

Anlaß für diese Untersuchungen war die bei der Auswertung von Pressiometerversuchen entstandene Vermutung, daß in den fetten Tonen des Rupel im Osten von Frankfurt und in Offenbach keine hydrostatischen Wasserdruckverhältnisse herrschen. Die Vermutungen stützten sich dabei auf die Beobachtungen, daß die Bohrlöcher für die Pressiometerversuche über längere Zeit trocken blieben und daß an den entnommenen Bodenproben regelmäßig ein

Sättigungsdefizit gemessen wurde. Zustandekommen kann eine Abweichung von den hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen durch eine geologische Entlastung der Geländeoberfläche, wodurch ein Porenwasserunterdruck entsteht. Der Porenwasserunterdruck wird sich aber nach der klassischen Konsolidationstheorie abbauen, sofern dies nicht durch einen Stagnationsgradienten verhindert wird. Durch den Nachweis der Existenz eines Stagnationsgradienten kann im Zusammenhang mit dem durch die geologische Entlastung entstandenen Porenwasserunterdruck eine Abweichung des Porenwasserdrucks von hydrostatischen Verhältnissen erklärt werden.

Der Nachweis der Existenz eines Stagnationsgradienten wurde indirekt geführt, weil seine Ermittlung mit Durchlässigkeitsversuchen ziemlich aussichtslos ist (s. Abschnitt 5.2). Auf der Grundlage der eindimensionalen Konsolidationstheorie wurden folgende Modellvorstellungen entwickelt: Wenn eine bindige Bodenprobe schnell entlastet wird, entsteht zunächst ein Porenwasserunterdruck. Dieser wird allmählich durch Ansaugen von Wasser abgebaut, wobei die Bodenprobe sich ausdehnt. Wenn Wasser ungehindert in die Probe strömen kann, also kein Stagnationsgradient existiert, wird der Porenwasserunterdruck vollständig abgebaut. Existiert jedoch ein Stagnationsgradient, so wird dieser verhindern, daß der Porenwasserunterdruck vollständig abgebaut wird. Wenn das Wasser nur von einer Seite der Probe zufließen kann, dann wird auf der gegenüberliegenden Seite ein Restporenwasserunterdruck u_R erhalten bleiben, dessen Größe sich nach der Größe des Stagnationsgradienten und der Probenhöhe richtet ($u_R = \gamma_w \cdot i_0/h$). Dieser Restporenwasserunterdruck und somit die Existenz eines Stagnationsgradienten kann dadurch nachgewiesen werden, daß in einem zweiten Schritt auf dieser gegenüberliegenden Seite ebenfalls ein Wasserzutritt ermöglicht wird. Ist ein Restporenwasserunterdruck vorhanden, so entsteht zum Rand der Probe hin ein hydraulisches Gefälle und der Restporenwasserunterdruck wird abgebaut, was mit einer zusätzlichen Hebung der Probe verbunden ist. Tritt also, nachdem der Wasserzutritt von

der zweiten Probenseite her ermöglicht wurde, erneut eine Hebung auf, so ist dies ein Hinweis auf die Existenz eines Stagnationsgradienten.

Auf dieser Grundlage wurden Laborversuche konzipiert. Konventionelle Oedometer wurden geringfügig modifiziert, sodaß es möglich war, in der ersten Phase der Versuche den Wasserzufluß von einer Seite der Probe zu unterbinden und erst in der zweiten Phase den Wasserzutritt von beiden Seiten zu erlauben. Die Versuche wurden mit Ton aus den tertiären Schichten des Frankfurter Untergrundes durchgeführt. Bei drei Versuchsserien mit jeweils 6 Proben wurde ungestörtes, bei einer zum Vergleich künstlich aufbereitetes Material verwendet.

Bei allen Versuchen konnte eine deutliche zusätzliche Hebung festgestellt werden, nachdem der Wasserzutritt von der zweiten Seite ermöglicht worden war. Dies bedeutet, daß in den tertiären Tonen von Frankfurt ein Stagnationsgradient existiert.

Aufgrund dieser Modellvorstellungen wurden Gleichungen abgeleitet, mit denen die Größe des Stagnationsgradienten zunächst näherungsweise für $k \cdot E_s = \text{const.}$ errechnet werden konnte. Für das untersuchte ungestörte Material wurden Stagnationsgradienten von $i_0 = 19$ bis $i_0 = 135$ ermittelt. In einem zweiten Schritt wurde die Veränderlichkeit von E_s während der Konsolidation berücksichtigt. Die Stagnationsgradienten, die sich dadurch ergaben, liegen mit $i_0 = 5$ bis $i_0 = 44$ deutlich niedriger als ohne Berücksichtigung von $E_s \neq \text{const.}$ Sie liegen im Rahmen der aus der Literatur bekannten Größenordnung.

An einem Beispiel konnte gezeigt werden, daß die Existenz eines Stagnationsgradienten, und sei es auch ein geringer von nur $i_0 = 2$, sich in geologisch vorbelasteten Böden aufgrund des im Boden verbleibenden Restporenwasserdruckes auf die Eigenspannungen auswirkt. Der Boden wird entsprechend den jeweiligen Restporenwasserunterdrücken zusätzlich belastet. Gegenüber hydrostati-

schen Wasserdrücken sind sowohl die wirksamen Horizontalspannungen als auch die wirksamen Vertikalspannungen größer und die Druckbeiwerte kleiner. Auch der Verlauf der Ruhedruckbeiwerte über die Tiefe ändert sich. Die Ruhedruckbeiwerte nehmen von der Geländeoberfläche aus schneller ab. Die Unterschiede zwischen den Eigenspannungszuständen bei hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen und bei solchen, die sich bei einer geologischen Entlastung von 1000 kPa und Stagnationsgradienten von $i_0 = 2$ und $i_0 = 20$ errechnen, wurden an einem Beispiel gezeigt (s. Bild 5.9).

7.3 In - Situ Versuche

In drei Bohrungen wurden Pressiometersondierungen durchgeführt. Eine der Bohrungen lag in der Frankfurter Innenstadt auf dem Messegelände und war 70 m tief. Die beiden anderen wurden im Osten Frankfurts bzw. in Offenbach-Bürgel bis auf Tiefen von 23 bzw. 40 m niedergebracht. Die Pressiometerversuche liefern Arbeitslinien, aus denen die totalen horizontalen Eigenspannungen ermittelt wurden. Mit Kenntnis der in der entsprechenden Tiefe herrschenden Wasserdrücke und der Vertikalspannungen können dann die Ruhedruckbeiwerte errechnet werden.

In den Hydrobienschichten in der Frankfurter Innenstadt wurden hydrostatische Wasserdruckverhältnisse festgestellt, wohingegen im Rupelton in Offenbach und im Frankfurter Osten die Wasserdruckverhältnisse nicht eindeutig bestimmt werden konnten. Dort nämlich konnte kein Wasserzufluß in die Bohrlöcher über längere Zeit gemessen werden und die entnommenen Bodenproben wiesen regelmäßig Sättigungsdefizite auf, was bereits eine Abweichung von hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen vermuten läßt.

Ein direktes Messen der Porenwasserdrücke war nicht möglich, und es sind auch keine erfolgreichen Messungen in diesen Ton-schichten bekannt. Eine Abweichung des Porenwasserdruckes von hydrostatischen Verhältnissen ist nur möglich, wenn durch einen Stagnationsgradienten verhindert wird, daß ein durch Entlastung

zustandgekommener Porenwasserunterdruck vollständig abgebaut wird. Deshalb wurde im Labor versucht, die Existenz eines Stagnationsgradienten in den fetten Tonen des Rupel nachzuweisen. Welche Auswirkungen sich daraus für den Eigenspannungszustand ergeben, konnte an einem Beispiel gezeigt werden. Da aber auch mit diesem Nachweis nicht geklärt werden kann, welche Wasserdruckverhältnisse in-situ tatsächlich herrschen, wurden die Pressiometerversuche der Bohrungen im Osten Frankfurts und in Offenbach alternativ mit drei unterschiedlichen Annahmen über die Porenwasserdruckverhältnisse ausgewertet. Zum einen wurde davon ausgegangen, daß trotz der vorgenannten Indizien hydrostatische Wasserdruckverhältnisse herrschen, und es wurde als Porenwasserdruck $u = u_0 = \gamma_w \cdot z_w$ gesetzt. Als zweite Alternative wurde kein Wasserdruck angesetzt, also mit $u = 0$ gerechnet. Schließlich wurde ein Restporenwasserdruck u_R angesetzt, der sich ergibt, wenn eine Entlastung der Geländeoberfläche um 1000 kPa bei gleichzeitigem Sinken des Grundwasserspiegels um 100 m stattgefunden hat und ein Stagnationsgradient von $i_0 = 2$ existiert. Es ergab sich folgendes Bild: Unabhängig von den Wasserdruckverhältnissen ist in diesen beiden Bohrungen eine deutliche Tiefenabhängigkeit des Ruhedruckbeiwertes $K_0 = f(z)$ festzustellen (s. Bilder 6.9 und 6.10). Die Ruhedruckbeiwerte nehmen bei Ansatz von hydrostatischen Wasserdruckverhältnissen von etwa 1,3 in Höhe OK Tertiär (etwa bei -10 m) auf 0,6 bis 0,75 in rund 20 m Tiefe ab und bleiben ab dieser Tiefe etwa konstant bis zur Endteufe. Die Ruhedruckbeiwerte, die sich mit $u = 0$ errechnen, verhalten sich tendenziell gleich. In 10 m Tiefe liegen sie bei etwa 1,2 und nehmen auf rund 0,8 in 20 m Tiefe ab, von wo ab sie ebenfalls konstant bleiben. Wenn ein Restporenwasserdruck u_R angesetzt wird, ergeben sich Ruhedruckbeiwerte, die in 10 m Tiefe bei etwa 1,1 liegen und dann auf etwa 0,85 in 20 m Tiefe abnehmen. Ab dieser Tiefe bleiben sie ebenfalls konstant.

Eine weniger ausgeprägte Tiefenabhängigkeit zeigen dagegen die Ruhedruckbeiwerte, die in der Bohrung in der Frankfurter Innenstadt ermittelt wurden. Die Werte liegen mit 0,76 in 11 m und

etwa 0,55 ab einer Tiefe von 38 m auch bedeutend niedriger. Sie liegen aber, ebenso wie die der Bohrungen in Offenbach bzw. Frankfurter Osten, zumindest in den oberen 20 bis 30 m des Tertiärs höher als der Ruhedruck für den normalkonsolidierten Boden ($K_{0(nc)}$), der im Rahmen dieser Arbeit für diesen Boden zu $K_{0(nc)} = 0,57$ ermittelt wurde. Das Tertiär des Frankfurter Raumes ist demnach überkonsolidiert. Die deutlich niedrigeren Ruhedruckbeiwerte in der Frankfurter Innenstadt lassen vermuten, daß dieses Gebiet geringer vorbelastet ist, was auch durch die geologische Untersuchungen bestätigt wird. Zu berücksichtigen ist überdies, daß eine horizontale Entspannung der tertiären Schichten infolge eines Abkippens dieser Schichten zum Rheintalgraben hin stattgefunden hat. Aus den so ermittelten Ruhedruckbeiwerten wurden die Überkonsolidierungsverhältnisse OCR errechnet. Der Vergleich der auf diese Weise erhaltenen $OCR = f(z)$ -Linien mit rein rechnerisch für verschiedene Überlagerungen bestimmten $OCR = f(z)$ -Linien ermöglichte eine Abschätzung der geologischen Vorbelastung des Frankfurter Raumes.

Wie durch die Laborversuche gezeigt werden konnte, ist es dabei von nicht unerheblicher Bedeutung, ob die Überkonsolidation durch reine Entlastung oder durch Entlastung mit anschließender Wiederbelastung zustande gekommen ist. Der Vergleich der aus den gemessenen Ruhedruckbeiwerten ermittelten $OCR = f(z)$ -Linien mit anderen $OCR = f(z)$ -Linien, die für verschiedene Entlastungen mit Wiederbelastung errechnet wurden, ergab, daß die ca. 4 m mächtige Quartärschicht über dem Tertiär im Osten von Frankfurt und in Offenbach sich nicht auf den $OCR = f(z)$ -Verlauf auswirkt. In diesem Bereich kann also von reiner Entlastung ausgegangen werden. Für den Bereich der Frankfurter Innenstadt hingegen, zeigt der Vergleich der "gemessenen" und der gerechneten $OCR = f(z)$ -Linie eine deutliche Ähnlichkeit. Das in diesem Gebiet ca. 8 m mächtige Quartär wirkt sich also auf den Eigenspannungszustand aus und ist bei der Abschätzung der geologischen Vorbelastung zu berücksichtigen.

Da die Porenwasserdruckverhältnisse in den tertiären Schichten im Osten Frankfurts und in Offenbach nicht bekannt waren, wurden die OCR-Werte für die beiden in diesem Bereich gelegenen Bohrungen wie schon die Ruhedruckbeiwerte mit drei alternativen Porenwasserdruckansätzen ($u = u_0$; $u = 0$; $u = u_R$) ermittelt.

Für den Osten Frankfurts und Offenbach ergibt sich aufgrund der Auswertungen eine geologische Vorbelastung, die zwischen 100 und 300 kPa liegt, vorausgesetzt, es herrschen hydrostatische Wasserdruckverhältnisse ($u = u_0$). Bei einer Wichte von $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ entspricht dies einer Überlagerung von 10 bis 30 m. Wenn kein Wasserdruck angesetzt wird ($u = 0$), ergibt sich eine geologische Vorbelastung, die zwischen 300 und 700 kPa liegt, entsprechend 30 bis 70 m Überlagerung.

Bei einem Stagnationsgradienten von $i_0 = 2$ und einem entsprechenden Restporenwasserdruck $u_R = u$ ergibt sich eine geologische Vorbelastung von etwa 1000 kPa. Die Überlagerung wäre in diesem Falle 100 m mächtig gewesen. Für die Frankfurter Innenstadt errechnet sich eine geologische Vorbelastung von 100 bis 200 kPa, was bei einer wirksamen Wichte von $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ einer Überlagerung von 10 bis 20 m entspricht.

Aufgrund der Ergebnisse der In-Situ-Versuche kann man davon ausgehen, daß der Osten Frankfurts und der Offenbacher Raum mit einer 50 bis 100 m mächtigen Schicht überlagert war. Die Überlagerung in der Frankfurter Innenstadt war vermutlich geringer. Wie mächtig sie letztlich war, kann durch diese Versuche nicht geklärt werden, denn es ist heute nicht mehr feststellbar, um wieviel die horizontalen Eigenspannungen durch das Abkippen der tertiären Schichten zum Rheintalgraben hin reduziert wurden.

7.4 Schlußfolgerungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden sowohl Labor- als auch in-situ-Versuche durchgeführt. Die in-situ-Versuche dienten zur Ermittlung des Eigenspannungszustandes und der geologischen Vorbelastung der tertiären Schichten des Frankfurter Raumes. Die Laborversuche waren erforderlich, um die In-situ-Versuche bewerten zu können. Sie haben einen Beitrag zur besseren Erkenntnis des Spannungs-Verformungsverhaltens bindiger Böden bei verhinderter Seitendehnung geleistet und gezeigt, daß in fetten Tonen ein Stagnationsgradient existiert und wie sich dieser auf den Eigenspannungszustand auswirkt.

Aufgrund der Untersuchungen des Spannungs-Verformungs-Verhaltens bei verhinderter Seitendehnung im sog. Dreiaxialen K_0 -Versuch konnte für den sog. Frankfurter Ton neben der Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes für Normalkonsolidation zu $K_{0(nc)} = 0,57$ und des Ruhedruckbeiwertes für Überkonsolidation bei Entlastung (in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsgrad OCR) zu $K_{0(oc)}^E = K_{0(nc)} \cdot OCR^{0,52}$ eine neue mathematische Beziehung für den Ruhedruckbeiwert für Überkonsolidation bei Wiederbelastung in Abhängigkeit von OCR und max OCR hergeleitet werden (s. Gl.45). Anhand eines Beispiels wurde dann gezeigt, wie sich eine Wiederbelastung auf den Eigenspannungszustand auswirkt. Ferner konnten aufgrund dieser Versuche zwei neue Verfahren zur Bestimmung der maximalen geologischen Vorbelastung aus Zeit-Setzungs-Versuchen entwickelt werden.

Die Untersuchungen zum Nachweis eines Stagnationsgradienten haben ergeben, daß in diesen fetten Tonen ein Stagnationsgradient existiert. Der Nachweis wurde indirekt mit Quellversuchen geführt. Weitere Untersuchungen über die Abhängigkeit von Größe und Dauerbeständigkeit des Stagnationsgradienten, z.B. von den beteiligten Mineralien, unterschiedlichen Elektrolyten als Porenflüssigkeit, Diffusionsvorgängen u. a., werden vom geologischen Forschungspartner bearbeitet. Auch die Untersuchung des

Einflusses von $k \cdot E_s = f(t, \sigma_v', K_0)$ ist erforderlich. An einem Beispiel konnte gezeigt werden, wie stark sich die Existenz eines Stagnationsgradienten auf den Eigenspannungszustand auswirkt.

Die in-situ-Versuche haben eindeutig ergeben, daß die tertiären Tonschichten von Frankfurt und Offenbach überkonsolidiert sind. Der Osten Frankfurts und Offenbach waren aufgrund dieser Versuche von einer 50 bis 100 m mächtigen Schicht überlagert, während es in der Innenstadt und im Westen Frankfurts weniger gewesen sein dürfte. Für diesen Bereich sind keine genaueren Angaben aufgrund dieser Versuche möglich, da die horizontale Eigenspannung auch durch ein Abkippen der Schichten zum Rheintalgraben hin reduziert wurde und die Größe der Reduktion nicht bekannt ist. Sowohl in der Innenstadt als auch im Osten von Frankfurt und in Offenbach ist jedenfalls mit einem höheren Ruhedruckbeiwert zu rechnen als dem für Normalkonsolidation. In der Innenstadt von Frankfurt liegt der Ruhedruckbeiwert in 10 m Tiefe bei 0,72 und fällt ab auf ca. 0,57, dem Wert für Normalkonsolidation in 35 m Tiefe. Im Osten Frankfurts und in Offenbach muß man davon ausgehen, daß der Ruhedruckbeiwert ab einer Tiefe von ca. 8 m größer als 1 ist. Er liegt dort bei etwa 1,2 und nimmt dann auf ca. 0,8 in 20 m Tiefe ab. Ab dieser Tiefe bleibt er konstant bei etwa 0,8.

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

ABDELHAMID, M.S.; KRIZEK, R.J. (1976)

"At-Rest Lateral Earth Pressure of a Consolidating Clay"
Proc. ASCE, Vol.102, No.GT 7, July 1976, pp. 721-738

AL-HUSSAINI, N.N.; TOWNSEND, F.C. (1975)

"Investigations of K_0 -Testing in Cohesionless Soils"
Technical Rep. s-75-16, US Army Eng. Waterways Exp. Stat.,
Vicksburg, Mississippi, 1975

ANDRAWES, K.Z.; EL-SOBY, M.A. (1973)

"Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K_0 ",
Proc. ASCE, Vol.99, No.SM 7, July 1973, pp. 527-539

ALPAN, J. (1967)

"The Empirical Evaluation of the Coefficients K_0 and K_{0R} "
Soil and Foundation, Vol.7, 1967, pp. 31-40

AMANN, P.; BRETH, H.; STROH, D.(1975)

"Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und
anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons",
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grund-
bau der TH Darmstadt, Heft 15, Juni 1975

BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J.-F.; LE MEE, E.; LE MEHAUTE, A.(1972)

"Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils",
Proc. ASCE, Vol.98, No. SM 11, Nov. 1972, pp. 1129-1142

BELOTTI, R.; FORMIGONI, G.; JAMIOLKOWSKI, M.B. (1975)

"Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient
of earth pressure at rest", Proc. 1st Baltic Conf. on Soil
Mechanics and Foundation Engineering, Gdansk 1975, Vol.2,
S.59-71

BERNATZIK (1947)

"Baugrund und Physik", Verlag Schweizer Druck- und Verlag-
haus, Zürich

BISHOP, A.W. (1958)

"Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest", Proc. Brussels Confer. on Earth Pressure Problems, Vol.1, pp. 1-14

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. (1964)

"The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test" Gleichnamiges Buch, London, 1964, 2. Aufl. Edward Arnold

BJERRUM, L. (1967)

"Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales", Proc. ASCE, Vol.93, SM 5, 1967, pp. 2-49

BJERRUM, L. (1973)

"Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others)", Proc. 8th ICSMFE, Moskau, Vol.3, 1973, pp. 111-159

BJERRUM, L.; ANDERSEN, K.H. (1972)

"In-Situ Measurement of Lateral Pressures in Clay", Proc. 5th ECSMFE, Madrid 1972, Vol. 1, pp. 11-20

BLACK, D.K.; LEE, K.L. (1973)

"Saturating Laboratory Samples by Back Pressure", Proc. ASCE, Jan. 1973

BRETH, H.; KÜCKELMANN, G. (1954)

"Der Porenwasserdruck in Erddämmen", Die Bautechnik, 31. Jhrg., Heft 1, S.25-29

BRETH, H.; SCHULTZ, E.; STRÖH, D. (1970)

"Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 4, April 1970

BRETH, H.; CHAMBOSSÉ, G.; ARSLAN, U. (1978)

"Einfluß des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten des Sandes", Geotechnik 1978, S. 2-9

BROOKER, E.W.; IRELAND, H.D. (1965)

"Earth Pressure at Rest Related to Stress History",
Canadian Geotechn. Journal, Vol.2, Feb. 1965, No.1, pp.1-15

BURMISTER, D.M. (1952)

"The Application of Controlled Test Methods in Consolidation Testing", Symp. ASTM, Sp. Techn. Public. Nr. 126, pp. 83-97

CASAGRANDE, A. (1936)

"The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance"
Proc. 1st ICSMFE, Cambridge (Mass.), Vol.III, pp. 60-64

CAMPANELLA, R.G.; VAID, Y.P. (1972)

"A Simple K Triaxial Cell", Canad. Geotechn. Journ., Vol.9, 1972

CHAMBOSSE, G. (1972)

"Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 10, Feb. 1972

CHANG, M.F. (1973)

"A Rational Method For Determining the In-Situ Coefficient of Earth-Pressure at Rest", M. Eng. Thesis, Asian Instit. of Techn. Bangkok, 1973

CHANG, M.F.; MOH, Z.C.; LIU, H.H.; VIRANUVUT, S. (1977)

"A Method For Determining the In-Situ K_0 Coefficient"
Proc. 9th ICSMFE, Tokio, 1977, Vol.1

DAVIDENKOFF, R. (1960)

"Neue Forschungsergebnisse über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden", Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Heft 14, 1960

DAVIS, E.H.; Poulos, H.G. (1963)

"Triaxial Testing and Three-Dimensional Settlement Analysis"
Proc. 4th Austr. N.Z. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol.1

DAVIS, E.H.; POULOS, B.E (1966)

"Laboratory Investigations of the Effects of Sampling",
The Institution of Engineers, Australia, Paper No. 2264, 1966,
pp. 86-94

DENBY, COSTA, CLOUGH, DAVIDSON (1981)

"Laboratory and Pressuremeter Tests on a Soft Clay"
Proc. 10th ICSMFE, Stockholm 1981, Vol. 1, pp. 577-580

DE WET, J.A. (1961)

"The Use of Energy Concept in Soil Mechanics"
Proc. 5th ICSMFE, Paris, 1961, Vol.1, pp. 403-406

DONATH, A.D. (1891)

"Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände"
Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1891

FRANKE, E.; SCHUPPENER (1976)

"Besonderheiten der Baugrunderkundung und der Gründungsberechnung",
Vorträge der Baugrundtagung 1976, Nürnberg, S. 551-571

FRANKE, E.; MADER, H.; SCHEDELIG, K.; SCHNEEWOLF, T. (1983)

"Anisotropie des Eigenspannungszustandes der wechsellagernden
Locker- und Festgesteinsschichten des Frankfurter Raumes"
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Fr 600/1 bei der DFG

GABENER, H.G. (1983)

"Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei
bindigen Böden", Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und
Bodenmechanik der Universität Essen, Heft 6, 1983

GUDEHUS, G. (1980)

"Stoffgesetze der Bodenmechanik", Beitrag zum Grundbautaschen-
buch Teil 1, 3. Auflage, S.117-144, Verlag Ernst und Sohn

HANSBO, S. (1960)

"Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of
Vertical Sand Drains", Swedish Geotechn. Inst., Proc. No.18,
1960, Stockholm

HENDRON, A.F. (1963)

"The Behavior of Sand in One-Dimensional Compression"
Thesis, University of Illinois (USA), 1963

HENKEL, D. J. (1970)

"Geotechnical Considerations of Lateral Stresses", State-of-the-Art-Report zur ASCE Spezialkonferenz 'Lateral stresses in the ground and design of earth-retaining structures', Ithaca, N.Y., Juni 1970, S. 1-49

JÄNKE, S.; MARTIN, H.; PLEHM, H. (1955)

"Dreiaxiales Druckgerät zur Bestimmung der Ruhedruckbeiwerte und des Gleitwiderstandes von Erdstoffen", Bauplanung - Bautechnik, 9. Jahrg., Heft 10, Okt. 1955

JAKY, J. (1944)

"A nyugalmi nyomas tenyezöje" (ungarisch), ("Die Ruhedruckziffer")
A Magyar Mernök es Epitesz-Egyiet Köziönve (Die ungarische Ingenieur- und Bauvereinigung), 78. köet, 22. szam, 1944 Oktober 29, 78. Band, Nr. 22)

KATZENBACH, R. (1981)

"Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 24, Nov. 1981

KENNEY, T.C. (1959)

Diskussionsbeiträge zu "Geotechnical Properties of Glacial Lake Clays", Proc. ASCE, SM 3, June 1959, pp. 67-79

KÉZDI, A. (1969)

Handbuch der Bodenmechanik, Bd. III: Bodenmechanisches Versuchswesen, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin (Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, Budapest)

KÖGLER, F. (1933)

"Baugrundprüfung im Bohrloch"
Der Bauingenieur 1933, Heft 19/20, S. 266-270

KRAUSE, J. (1965)

"Untersuchungen über die eindimensionale Konsolidation eines gestörten, wassergesättigten Schluffes"
Dissertation Aachen, 1965

LADD, R. S. (1965)

"Use of Electrical Pressure Transducers to Measure Soil Pressure", Res. Rep. R65-48, No.180, Dep. of Civil Eng., Mass. Inst. of Technology, Cambridge 1965

LADD, C.C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.;
POULOS, H.G. (1976)

"Stress-Deformation and Strength Characteristics", Generalbericht, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo 1976, Vol.2, pp.421-498

LAMBE (1964)

"Method of Estimating Settlements", Proc. ASCE 1964, SM 5, pp. 43-67

LIU, H.H. (1974)

"Laboratory Determination of In-Situ and Apparant Coefficient of Earth Pressure at Rest"
Doktorarbeit Asian Inst. of Technology Bangkok 1974

MARCHETTI, S. (1979)

"The in situ determination of an extended overconsolidation ratio", Proc. VII ECSMFE, Brighton, Vol. 2, pp. 239-245

MARCHETTI, S. (1980)

"In-Situ Tests by Flat Dilatometer",
Proc. ASCE, GT 3, März 1980, pp. 229-321

MARSLAND, A.; RANDOLPH, M.F. (1977)

"Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in-situ plate tests in London Clay", Geotechnique 27, No.2, pp. 217-243

MASSARSCH, K.R. (1975)

"New Method for Measurement of Lateral Earth Pressure in Cohesive Soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, pp. 142-145

MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.H. (1982)

" K_0 -OCR Relationships in Soil"
Proc. ASCE, Vol. 108, No. GT 6, June 1982, pp. 851-872

MÉNARD, L.F. (1957)

"An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place"
Thesis, University of Urbana, Illinois (USA), 1957

MENZIES, B.K.; SUTTON, H.; DAVIES, R.E. (1977)

"A New System for Automatically Simulating K_0 Consolidation and K_0 Swelling in the Conventional Triaxial Cell", Geotechnique, 1977

MORGENSTERN, N.R.; EISENSTEIN, Z. (1970)

"Methods of estimating lateral loads and deformations"
State-of-the-Art-Report zur ASCE Spezial Konferenz 'Lateral stresses in the ground and design of earth-retaining structures, Ithaca, N.Y., Juni 1970, pp. 51-102

MOSER, M.A. (1977)

"Wirkungsweise von Sanddrains in weichen Böden", Veröffentlichung des Inst. f. Boden- u. Felsmechanik der Univ. Karlsruhe, Heft 69

MURAYAMA, S.; SHIBATA, T. (1958)

"On the Secondary Consolidation of Clay", Proc. 2nd Japan Congr. Test. Mat. Non Metallic Materials, Kyoto pp. 178-181

MYSLIVEC, A. (1969)

"Experimental study of uniaxial swelling of clay in time"
Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, 1969, Vol.1, pp. 307-309

OHDE, J. (1949)

"Vorbelastung und Vorspannung des Baugrundes und ihr Einfluß auf Setzung, Festigkeit und Gleitwiderstand"
Die Bautechnik 26, Heft 5, S. 129-134 und 163-167

OKUMURA, T. (1971)

"The variations of mechanical properties of clay samples depending on its degree of disturbance", Proc. Spec. Conf. Int. Soc. for SMFE Bangkok, pp.73-81

PALMER (1972)

"Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test", Geotechnique 22, Nr.3, pp. 451-457

RAJU, V.S. (1967)

"Ruhedruck und eindimensionale Zusammendrückung von Kugelpackungen",
Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Techn. Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Heft 29

RAPPERT, J. (1969)

"Fehlerquellen bei der Messung des Porenwasserdruckes - Ein Beitrag zur Deutung des Porenwasserdruckes", Dissertation TH Darmstadt

ROY, M.; JUNEAU, R.; LA ROCHELLE, P.; TAVENAS, F.A. (1975)

"In-situ measurement of the properties of sensitive clays by pressuremeter tests", Proc. ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh N.C., 1975, pp. 350-372

SAADA, A.S. (1970)

"One-Dimensional Consolidation in Triaxial Cell"
Journ. of the Soil Mechanics and Foundations Division

SAMSIÖE, A.F. (1953)

"Report on the investigations of the compressibility of the ground of the hydroelectric power plant", SVIR, 1st ICSMFE, Vol.3, 1953, pp. 41-47

SCHMERTMANN, J.H. (1953)

"Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory test results", Proc. ASCE 1953, Vol. 79, pp. 311.1-311.25

SCHMIDT, B. (1966)

Diskussionsbeitrag zu "Earth Pressure at Rest Related to Stress History", Canadian Geotechn. Journal, Vol.3, No.4, pp. 239-242

SCHMIDT, B. (1967)

"Lateral Stresses in Uniaxial Strain"
The Danish Geotechn. Institute Bulletin Nr.23, 1967, pp. 5-12

SCHULZ, H. (1983)

"Einschnittsböschungen und Stützbauwerke in überkonsolidierten Tonen", Vorträgeder Baugrundtagung 1982, Braunschweig

SHERIF, M.A.; KOCH, D.E. (1970)

"Coefficient of Earth Pressure at Rest as Related to Soil Recompression Ratio and Liquid Limit", Highway Research Record, Washington, No.323, 1970, pp. 39-48

SKEMPTON, A.W. (1961)

"Horizontal Stresses in Over-Consolidated Eocene Clay"
Proc. 5th ICSMFE Paris 1961, Vol. 1, pp. 351-357

SMITH, R.E.; WAHLS, H.E. (1969)

"Consolidation under constant rates of strain"
Proc. ASCE, SM 2, 1969, pp. 519-539

SOWADA, G. (1968)

"Zur Berechnung des Ruhedruckes im allgemeinen Fall", Wasserwirtschaft-Wassertechnik, 18. Jahrgang, 1968, Heft 1, S. 28-33

STROH, D. (1974)

"Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 13, Juni 1974

TAVENAS, F.A.; BLANCHETTE, G.; LE ROUEIL, S.; ROY, M.;
LA ROCHELLE, P. (1975)

"Difficulties in the Determination of K_0 in soft sensitive Clays", Proc. ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh N.C., Vol. 1, 1975

- TEDD, P.; CHARLES, J.A. (1981)
"In-Situ Measurement of Horizontal Stress in Overconsolidated Clay Using Push-in Spade-Shaped Pressure Cells"
Geotechnique 31, No.4, 1981, S. 554-558
- TERZAGHI, K. (1925)
"Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage"
Franz Deuticke Verlag, Leipzig - Wien, 1925
- TERZAGHI, K.; FRÖHLICH, O.K. (1936)
"Theorie der Setzung von Tonschichten"
Franz Deuticke Verlag, Leipzig - Wien, 1936
- VAN ZELST (1948)
"An investigation of the factors affecting laboratory consolidation of clay", Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol.VII, pp. 52
- WISSA, A.E.Z.; CHRISTIAN, J.T.; DAVIS, E.H.; HEIBERGS. (1971)
"Consolidation at constant rate of strain"
Proc. ASCE, SM 10, 1971, pp.1393-1413
- WROTH, C.P.; HUGHES, J.M.O. (1973)
"An Instrument for the In-Situ Measurement of the Properties of Soft Clays", Proc. 8th ICSMFE, Moskau, Vol. 1,2, pp. 487-494
- WROTH, C.P. (1975)
Generalbericht:"In Situ Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics", Proc. ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh N.C., Vol. 2, 1976
- ZEEVAERT (1953)
Diskussionsbeitrag zu HABIB 'Evaluations des contraintes transversales pendant la consolidation', Proc. 3rd ICSMFE, 1953, Vol.III, S.113-114

Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Technischen Hochschule Darmstadt

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen
Hochbauten
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das
Tragverhalten des Bodens
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden
Beanspruchungen
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe
einer neuentwickelten Versuchsanordnung
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlskelettbauten auf die Verformung
und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton
Dr.-Ing. H. Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erd-
drucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Dr.-Ing. H. R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode
Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Bau-
grubenwände
Dr.-Ing. Gert - Peter Schmitt, Juli 1974

- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons
Dr.-Ing. P. Amann, Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1975
- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 bis 1977
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit
Dr.-Ing. Heinz Czapla, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten
Eine vergleichende Studie
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 22 Untersuchungen über das Verformungsverhalten von Asphaltbeton im Hinblick auf seine Verwendung als Innendichtung für Dämme (in Vorbereitung)
Dipl.-Ing. H. Schwab
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981
- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung
Dr.-Ing. H. G. Schmidt, Januar 1986
- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung
Dr.-Ing. H. G. Hartmann
- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge
Dr.-Ing. Michael H. Heilbaum
- Nr. 28 Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung
Dr.-Ing. Eberhard Klüber
- Nr. 29 Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes
Dr.-Ing. Hermann Mader