



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART

1998
Mitteilung 43
Herausgeber P.A. Vermeer

Claus Brinkmann

Untersuchungen zum
Verhalten von Dichtungsübergängen
im Staudammbau



**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1998
Mitteilung 43
Herausgeber P.A. Vermeer**

Claus Brinkmann

**Untersuchungen zum
Verhalten von Dichtungsübergängen
im Staudammbau**

Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudambau

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

vorgelegt von

CLAUS BRINKMANN

geboren in Leonberg.

Hauptberichter: em. Prof. Dr.-Ing. U. SMOLTCZYK

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. J. GIESECKE

Tag der mündlichen Prüfung: 15. Dezember 1997

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart
Telefon 0711/685-2436
Telefax 0711/685-2439
e-mail: vermeer@igs.uni-stuttgart.de

ISBN 3-921837-43-1

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

Herausgegeben 1998 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik.

Vorwort der Herausgeber

Bekanntlich hat der Grundbau seine Wurzeln im Wasserbau, und noch heute gibt es viele fachliche Überschneidungen - insbesondere dort, wo Bodenmaterial als Baustoff eingesetzt wird. Beim Bau von Staudämmen sind es neben den erdbautechnischen Fragestellungen vor allem hydraulische Probleme an inneren Grenzflächen im Dammkörper und im Untergrund, deren quantifizierende Behandlung nach wie vor Schwierigkeiten bereitet.

Die von C. Brinkmann hier veröffentlichte Untersuchung wurde durch die langjährige Befassung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart mit Sicherheitsfragen bei Staudämmen und Regenrückhaltebecken des Landes Baden-Württemberg angeregt. Um die Gefahr der inneren bzw. rückschreitenden Erosion der Dämme mit ausreichender Sicherheit ausschalten zu können, müssen die kritischen hydraulischen Gradienten bekannt sein. Es zeigte sich, daß die Antwort nicht allein durch Modellversuche in relativ großem Maßstab zu finden war, sondern daß es für die systematische Bewertung der Ergebnisse solcher Versuche notwendig war, grundlegende Untersuchungen zur Stabilität des Korngerüsts und zur totalen und effektiven Scherfestigkeit eines bindigen Dammbaustoffes durchzuführen, um Kriterien für seine Eignung zu erarbeiten.

Auch wenn den Untersuchungen eine spezielle Geometrie - der Anschluß des Dichtungskernes eines Dammes an den Untergrund durch eine Spundwand - zugrundegelegt wurde, lassen sich die Ergebnisse nach unserer Auffassung auch auf die Vermeidung von Ablöseeffekten bei Betoneinbauten in Erddämmen übertragen. Insofern zeigt die Untersuchung nicht nur die Richtung, in der weiter geforscht werden sollte, sondern ihre Ergebnisse sollten durchaus Eingang in die geotechnischen Teile der Dammbau-Richtlinien finden.

em. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Smolczyk

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

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft danke ich für die finanzielle Unterstützung des Projekts. Die nachfolgend genannten Firmen haben durch Sachspenden wesentlich zum Gelingen der Großversuche beigetragen: Philipp Holzmann AG (Neu-Isenburg), Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH & Co. (Talheim), Fa. Rammax (Metzingen), Fa. M.F. Wachter Bauunternehmung GmbH & Co. (Tiefenbronn) und Fa. Sika Chemie GmbH (Bad Urach).

Herrn Prof. Dr.-Ing. U.Smolczyk danke ich für die gebotene Möglichkeit zur Realisierung dieser Arbeit, deren Betreuung, die Übernahme des Hauptberichtes und für seine stets freundliche Diskussionsart. Mein Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. J.Giesecke für die Übernahme des Mitberichtes. Herrn Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer danke ich für die Möglichkeit zur Veröffentlichung der Arbeit als Mitteilungsheft des Institutes.

Den früheren Kolleginnen und Kollegen des Institutes für Geotechnik bin ich für die konstruktive Kritik, die Hinweise und Diskussionen dankbar. Dieser Dank gilt insbesondere Herrn Dr.-Ing. D.Salden, der diese Arbeit stets mit großem Interesse verfolgt hat und mir jederzeit als fachlich kompetenter Diskussionspartner zur Verfügung stand.

Für die zuverlässige Durchführung der Triaxialversuche und der Programmierungen danke ich recht herzlich Herrn R.Mößner. Wie auch meine Vorgänger unterstützte mich beim Aufbau und Durchführung der Feldversuche Herr H.Sooss, der durch seine langjährige Erfahrung und Kreativität zum Gelingen beigetragen hat. Frau E.Sooss danke ich für die gewissenhafte Durchführung der Laboruntersuchungen. Mein persönlicher Dank gilt all den wissenschaftlichen Hilfskräften, die durch ihre Einsatzbereitschaft sowie der Tag- und Nachtarbeit das Projekt unterstützt haben.

Die Dissertation zu schreiben war nicht gerade ein Urlaub für mich, aber meine Frau Marina und meine Töchter Julia und Carolin machten mir die Arbeit durch ihren Optimismus, ihre Geduld und ihr Verständnis wesentlich angenehmer.

Claus Brinkmann

Kurzfassung

Hochwasserkatastrophen in den letzten Jahren haben gezeigt, daß von Staubauwerken eine nicht zu unterschätzende Gefahr ausgeht. Bei der Sicherheitsbeurteilung solcher Bauwerke ist zwischen der statischen und hydraulischen Sicherheit und der Reiß-Sicherheit zu unterscheiden. Dabei sind die Betrachtungen am Gesamtsystem auf die einzelnen Dammbauteile und die vorhandenen Dichtungsübergänge auszudehnen.

In der vorliegenden Arbeit wurden Problemzonen und Dichtungsübergänge an einem Zonendamm mit innenliegendem Dichtungskern und einer Übergangskonstruktion zum Untergrund in Form einer Spundwand untersucht. Die Ergebnisse wurden anhand von numerischen Berechnungen sowie Labor- und Feldversuchen gewonnen.

Die durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen dienten zur Abschätzung des Spannungs-Verformungsverhaltens des Dammes bei verschiedenen Lastfällen und zur Lokalisierung von Problemzonen. Als kritische Bereiche stellten sich der wasserseitige Tonkernrand und der Übergangsbereich zwischen Tonkern und Spundwand heraus.

Die hydraulischen Grenzzustände für das verwendete Lößlehmmaterial wurden in Laborversuchen durch unterschiedliche Versuchsmethoden simuliert und die kritischen erosionsauslösenden Gradienten sowie die hydraulische Zugfestigkeit bestimmt. Der Kontaktbereich zwischen Tonkern und Spundwand wurde in großmaßstäblichen Feldversuchen im Maßstab 1:1 hinsichtlich Ablöseerscheinungen in Abhängigkeit von unterschiedlichen Spannungszuständen untersucht. Die hier erhaltenen kritischen Gradienten lagen deutlich unter den in den Laborversuchen gemessenen Werten.

Die undrännierte Scherfestigkeit wurde an feld- und laborverdichteten Proben mit unterschiedlicher Vorbelastung bestimmt, und die Ergebnisse für verschiedene Auswertekriterien gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß die Festlegung eines Bruchkriteriums entscheidend von den zu erwartenden Porenwasserdrücken und den zulässigen Verformungsbedingungen des jeweiligen Anwendungsfalles sowie von der im Dichtungsmaterial noch vorhandenen Vorspannung aus Verdichtung abhängig ist.

Summary

Flood disasters in recent years have shown that there is a risk by barrages which should not be neglected. Static and hydraulic safety as well as the safety against internal erosion, have to be distinguished when their limit states are evaluated. Considerations of the total system, therefore, shall cover both the various dam components and the transition zones between pervious and impervious zones.

In the present thesis numerical calculations, laboratory and field test results were applied to analyse a zoned earth dam with a central core and a sheet pile wall to protect against internal erosion.

Finite element calculations were performed to analyze the stress-strain performance of the dam under various load cases in order to find areas of maximum risk. Such areas were found at the waterside clay core boundary and at the interface of the clay core and the sheet pile wall.

Hydraulic limit states of the used loess loam were simulated in various laboratory tests by determining critical hydraulic gradients in terms of both the undrained and the tensile strength of the loam.

The hydraulic ultimate limit state of the contact zone between clay core and sheet pile wall was investigated in large-scale tests where failure occurred by clay separating from the wall. Compared to laboratory results, these critical gradients were found to be much lower.

The undrained shear strength was determined with variable consolidation ratios at specimens taken from samples compacted in the laboratory or in the field. The comparison of these results shows that it is necessary to define a failure criterion depending on the expected pore water pressure, the serviceability requirements in terms of acceptable deformation as well as on the prestress which may already exist in the clay core material by previous compaction.

Inhalt

BEZEICHNUNGEN	1
1 Einleitung	5
1.1 Problemstellung	5
1.2 Stand der Technik	7
1.3 Gliederung der Arbeit	15
2 Numerische Berechnungen	17
2.1 Allgemeines	17
2.2 Dammodell	17
2.3 Interface-Elemente	19
2.4 Materialeigenschaften	21
2.5 Rechenablauf	22
2.6 Auswertung	23
2.6.1 Lastfall Bauende	25
2.6.2 Lastfall Konsolidation	29
2.6.3 Lastfall Einstau	32
2.6.4 Horizontalverformungen	40
2.7 Zusammenfassung	55
3 Bodenmaterial	57
3.1 Allgemeines	57
3.2 Bodenmechanische Klassifikation	58
3.3 Proctorversuche	60
3.4 Mineralogische Untersuchungen	61
3.5 Weitere Untersuchungen	61
4 Großmaßstäbliche Versuche	62
4.1 Idealisierung	62
4.2 Versuchsbehälter	63
4.3 Belastungseinrichtungen und Meßtechnik	65
4.4 Materialeinbau	68
4.5 Versuchsprogramm und -ablauf	70
4.6 Versuchsergebnisse	72
4.7 Materialausbau	78

VIII

5	Hydraulische Laborversuche	83
5.1	Durchlässigkeitsversuche	83
5.2	Kritische hydraulische Gradienten und hydraulische Zugfestigkeitswerte	86
5.2.1	Der Davidenkoff-Versuch	88
5.2.2	Der modifizierte Davidenkoff-Versuch: Versuchsgerät und Versuchsdurchführung	89
5.2.3	Versuchsergebnisse	92
5.3	Hydraulic Fracturing Versuche	99
5.3.1	Versuchseinrichtung	101
5.3.2	Versuchsergebnisse	101
5.4	Saugspannungsmessungen	106
5.4.1	Versuchsergebnisse	106
6	Die undräßnierte Scherfestigkeit	110
6.1	Allgemeines	110
6.2	Belastungsgeschichte und Kennzeichnung der Proben	113
6.3	Versuchstechnik	115
6.4	Bestimmung der Vorbelastungsspannungen	119
6.5	Volumenänderungen	123
6.6	Effektive Scherparameter	129
6.7	Totale Scherfestigkeit	132
6.7.1	Auswertungskriterien	132
6.7.2	Erstbelastete Proben	140
6.7.3	Überkonsolidierte Proben	146
6.7.4	Vergleich von labor- und feldverdichteten Proben	153
6.7.5	Vergleich unterschiedlicher Bestimmungsmethoden im Feld	157
6.8	Zusammenfassung der Ergebnisse	160
7	Zusammenfassung und Ausblick	162
7.1	Zusammenfassung der Ergebnisse	162
7.2	Ausblick	165
	LITERATUR	166
	ANLAGEN	178
	FOTODOKUMENTATION	195

Bezeichnungen

In der vorliegenden Arbeit wurden Begriffe, Symbole und Definitionen gemäß den derzeit geltenden DIN-Normen verwendet. Dort nicht aufgeführte und davon abweichende Bezeichnungen sowie selbst definierte Begriffe sind im Textteil explizit erklärt bzw. nachfolgend für das jeweilige Kapitel zusammengestellt.

2. Numerische Berechnungen:

E	[m]	Einbindetiefe der Spundwand in den Dichtungskern
EMK	[-]	Lastfall Einstau mit vorangegangener Konsolidationsphase
EOK	[-]	Lastfall Einstau ohne vorangegangener Konsolidationsphase
E_{St} bzw. E_k	[MN/m ²]	Steifemodul des Stützkörpers bzw. des Dichtungskerns
IFE	[-]	Interface-Element (Übergangselement)
T	[m]	Tauchtiefe der Spundwand in den Dammuntergrund

4. Großmaßstäbliche Versuche:

p	[kN/m ²]	Wasserdruck, Abpreßdruck
$\sigma_{m,spw}$	[kN/m ²]	mittlerer Anpreßdruck auf die Spundwandfläche
σ_{mf}	[kN/m ²]	mittlere Auflast

5. Hydraulische Laborversuche:

k_h	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung
k_v	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung
c_0	[kN/m ²]	hydraulische Zugfestigkeit
$c_{0,k}$	[kN/m ²]	untere charakteristische hydraulische Zugfestigkeit

i_{krit}	[-]	kritischer hydraulischer Gradient
h_0	[m]	Probenhöhe
h	[m]	Bruchkörperhöhe
i_m	[-]	mittleres hydraulisches Gefälle ($i_m = p/h_0 \gamma_w$)
i_w	[-]	wirkliches hydraulisches Gefälle ($i_w = p_s/h \gamma_w$)
p	[kN/m ²]	Wasserdruck
p_f	[cbar]	Saugspannung
p_s	[kN/m ²]	Scheitelwasserdruck
$q_{z\beta}$	[kN/m ²]	Biegezugfestigkeit
u_f	[kN/m ²]	totaler Aufreißdruck

6. Undrained Scherfestigkeit:

$A_{1,2}$	[-]	Porenwasserdruckbeiwert ($A_i = u_i/2 c_{ui}$) im Grenzzustand G1 bzw. G2
c_{u1}	[kN/m ²]	undrained Kohäsion bei Erreichen des maximalen Porenwasserdrucks (Grenzzustand G1)
c_{u2}	[kN/m ²]	undrained Kohäsion bei Erreichen einer maximalen Stauchung von $\varepsilon = 20\%$ (Grenzzustand G2)
c_{u3}	[kN/m ²]	undrained Kohäsion beim Beginn eines negativen Porenwasserdrucks (Grenzzustand G3)
$c_{u,F}$	[kN/m ²]	undrained Kohäsion, bestimmt mit einer Flügelsonde
$c_{u,F,Rest}$	[kN/m ²]	Restscherfestigkeit, bestimmt mit einer Flügelsonde
$c_{u,P}$	[kN/m ²]	undrained Kohäsion, bestimmt mit einem Penetrometer
e_0	[-]	Anfangsporenzahl

ESP	[-]	effektiver Spannungspfad
F1	[-]	normalkonsolidierte feldverdichtete Proben (Erstbelastung)
F1W	[-]	überkonsolidierte feldverdichtete Proben (1. Wiederbelastung)
F2E	[-]	überkonsolidierte feldverdichtete Proben (2. Entlastung)
G1	[-]	Grenzzustand bei Erreichen eines max. Porenwasserdrucks
G2	[-]	Grenzzustand bei einer axialen Stauchung von 20 %
G3	[-]	Grenzzustand bei Beginn eines negativen Porenwasserdrucks
H	[-]	horizontal entnommene Probe aus einer Schicht
HS	[-]	horizontal entnommene Probe mit Schichtfuge
L1	[-]	normalkonsolidierte laborverdichtete Proben (Erstbelastung)
L1E	[-]	überkonsolidierte laborverdichtete Proben (1. Entlastung)
OCR	[-]	Überkonsolidierungsverhältnis
R	[-]	Korrelationskoeffizient
TSP	[-]	totaler Spannungspfad
$u_{1,2}$	[kN/m ²]	Porenwasserdruck im Grenzzustand G1 bzw. G2
V	[-]	vertikal entnommene Probe
w_e	[%]	Ausbauwassergehalt
$\varepsilon_{1,2,3}$	[%]	axiale Stauchung im Grenzzustand G1, G2 bzw. G3
σ_p	[kN/m ²]	Vorbelastungsspannung
σ'_{cm}	[kN/m ²]	Rekonsolidationsspannung
σ_c	[kN/m ²]	Konsolidationsspannung ($\sigma_c = \sigma_3$)

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Hochwasserkatastrophen in Deutschland, den Beneluxländern und Frankreich machen zunehmend den Neu- und Wiederaufbau sowie die Erhöhung einer Vielzahl von Stauanlagen notwendig. Die eingetretenen Dammbüche sowie das Versagen unterschiedlichster Dichtungsanschlüsse erfordern insbesondere für den *Lastfall plötzliche Belastung* eine Neubetrachtung der geotechnischen Kriterien zur Beurteilung der hydraulischen Sicherheit.

Das Gefährdungspotential von Hochwasserrückhaltebecken geringer Höhen bis 25 m und mit einigen 100.000 m³ Stauraum, wie sie z.B. in Baden-Württemberg zu finden sind, wird meist unterschätzt. In einer Untersuchung von über 60 Versagensfällen belegt SOWERS (1977), daß kleine Dämme ebenso gefährdet sind wie hohe Dämme. Dabei ließen sich die Schadensfälle folgendermaßen aufteilen:

Versagensart	kleine Dämme (H < 16,5 m)	hohe Dämme
Oberflächenerosion	50 %	20 %
Sickerungsschäden	30 %	50 %
statisches Versagen	20 %	30 %

Mehr als die Hälfte der Sickerschäden traten dabei innerhalb der ersten 5 Jahre auf, die meisten jedoch bereits innerhalb einem Jahr nach dem ersten Einstau. Ursache dieser Schäden sind meist Schichten hoher Durchlässigkeiten, Wasserwegsamkeiten entlang von Bauwerken und die von der Oberfläche aus nicht erkennbaren Riss- und Spaltenbildungen im Dichtungsmaterial.

Bereits bei der Schüttphase des Dammkörpers kann es durch ungenügende Verdichtung sowie durch Spannungumlagerungen zur Ausbildung von Druckschatten innerhalb der Dichtungszonen kommen, die das hydraulische Aufbrechen von Fugen (*Hydraulic Fracturing*) und eine dadurch bedingte Sickerwegverkürzung begünstigen. Die festigkeits-

mindernde Wirkung des eindringenden Wassers beeinflusst zusätzlich die Standsicherheit des Dammes.

Bei hohen Dämmen können die herstellungsbedingten Fehlstellen durch ihr hohes Spannungsniveau während der Schüttzeit und der Konsolidationsphase überdrückt und geheilt werden. Dies ist bei Dämmen geringer Höhe meistens nicht der Fall.

Dem Verwendungszweck entsprechend stehen die Dämme in den Talauen. Der Baugrund ist durch stark durchlässige Talfüllungen und hochliegende Grundwasserspiegel gekennzeichnet. Die wirtschaftlich günstige Ausführung einer durchgehenden (Untergrund- und Dammdichtung) Kerndichtung wird meist durch fehlende bindige Böden vereitelt.

Hier kommen Zonendämme mit einer sogenannten zweistöckigen, gestaffelten Abdichtung zur Ausführung, bei denen zunächst von der Geländeoberfläche aus der Untergrund abgedichtet wird und anschließend Damm und Dammdichtung aufgebaut werden, wobei Damm- und Untergrunddichtung mit Hilfe spezieller Übergangskonstruktionen (Bild 1.1) verbunden werden.

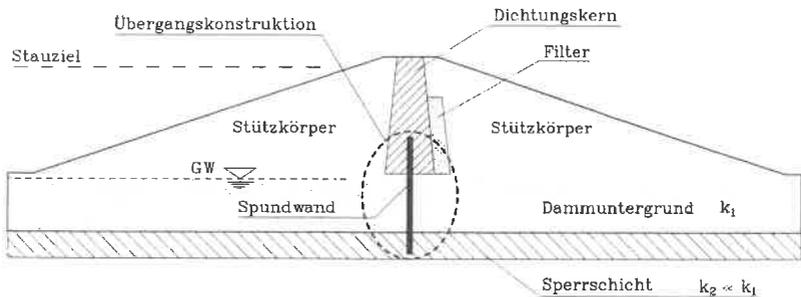


Bild 1.1: Zonendamm mit Übergangskonstruktion

Die beim Bau verwendeten Schüttmaterialien für die verschiedenen Dammmzonen wie Dichtungskern, Stütz- und Drainagekörper verändern ihre Eigenschaften durch die während des Schüttens und durch den Einstau verursachten Form- und Gestaltsänderungen (bei gesättigtem Bodenmaterial nur Gestaltsänderungen) und beeinflussen somit auch die Funktionsfähigkeit der eingebetteten Übergangskonstruktionen.

Im Rahmen der neu einzuführenden Sicherheitsbewertung im Erd- und Grundbau unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und additiven Sicherheitselementen müssen diese für die in dieser Arbeit vorgestellte Kombination von Dichtungssystemen neu diskutiert werden, da statische und hydraulische Versagenskriterien gleichermaßen in Betracht zu ziehen sind.

1.2 Stand der Technik

Der aktuelle Wissensstand zu den "Dichtungselementen im Wasserbau" ist mit Erscheinen des DVWK-MERKBLATTS ZUR WASSERWIRTSCHAFT 215/1990 dokumentiert. Die Hauptaufgabe der Dichtungen ist neben der Verhinderung von Sickerwasserverlusten die Abminderung des durch den Wasseraufstau erzeugten hydraulischen Potentials auf Gradienten bzw. Sickerwassergeschwindigkeiten an unterwasserseitigen Oberflächen im Untergrund, die garantiert keine hydrodynamischen Bodendeformationen wie hydraulischen Grundbruch, Erosion und dergleichen auslösen können.

In der DIN 19700 wird den Gefahren für den Damm durch Ribbildung und Erosionsvorgängen ein breiter Spielraum eingeräumt. So müssen Dämme mit Innendichtung nach den Beanspruchungen während der Dammschüttung sowie nachfolgender Einwirkungen aufgebaut und bemessen werden. Die verwendeten Baustoffe sollen im eingebauten Zustand dicht und erosionsfest sein und Dammverformungen schadlos aufnehmen. Insbesondere für eingebettete Massivbauwerke müssen nach DIN 19702 der Porenwasserdruck und ggf. der Ribwasserdruck berücksichtigt werden.

Gefahrenquellen sind bevorzugt bei den Bauwerken aus Stahl und Stahlbeton zu suchen, die im Dammkörper eingebettet sind oder diesen durchstoßen. Untersuchungen, wie sie zum Beispiel von BAUMANN/OCHMANN (1986), BRETH (1981) und KUTZNER (1993) durchgeführt wurden, zeigen, daß sich diese Gefahren durch konstruktive Maßnahmen minimieren lassen: das Bauwerk ist so zu gestalten, daß ein ausreichender Anpreßdruck aus der Schüttung an das Bauwerk gewährleistet ist, der größer sein muß, als der in der Kontaktfuge zu erwartende Wasserdruck. Nachteilig wirken sich deshalb senkrechte und überhängende Außenflächen sowie Kanten und Ecken von Massivbauwerken aus. Ribbildungen durch Setzungsunterschiede sind jedoch unvermeidbar.

Laut dem DVWK-MERKBLATT 202 (HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN) werden kritische Sickerwege durch das Einbinden in den gewachsenen Boden und durch Ausbildung von

Manschetten ausgeschlossen. Ungeklärt ist, wie ein solcher Anschluß den Anpreßdruck auf das Bauwerk gewährleisten kann. Die Wirksamkeit soll bei einem Probestau kontrolliert werden. Dieser wird in der Regel bei kleinen Dämmen aus Wirtschaftlichkeitsgründen und wegen fehlender Wassermassen jedoch nicht durchgeführt.

Nach dem DVWK-MERKBLATT 215 (DICHTUNGSELEMENTE IM WASSERBAU) wird zur Einhaltung der Erosionssicherheit natürlicher Erdkerndichtungen ein hydraulisches Gefälle $i \leq 5$ gefordert. Voraussetzung ist hierbei ein Kontaktbereich ohne punktuelle Fehlstellen und ohne Spannungumlagerungen.

STAHLMANN (1991) gibt in einer Übersicht die kritischen Gradienten für die Erosion an: für Böden im Ton- und Schluffbereich sollen diese zwischen 0,12 und 20 liegen. Die angegebenen kleinen Gradienten resultieren aus dem Einfluß des Wassers: infolge Wasserzutritt und Veränderung des Wasserchemismus kann die Kohäsion des Bodens reduziert werden.

Die kritischen Gradienten für nichtbindige Böden werden über die geometrischen oder hydraulischen Filterkriterien bestimmt und sind hinreichend erforscht.

Einen kritischen Vergleich der bekannten Beurteilungskriterien für die verschiedenen Erscheinungsformen der hydrodynamischen Bodendeformationen bei nichtbindigen Böden führt MUCKENTHALER (1989) durch und erhält einen funktionalen Zusammenhang zwischen dem Gradienten i_{krit} für hydraulisch bedingte Bewegung von Partikeln der Größe d und der maßgebenden Durchlässigkeit k der Erdstoffe, mit dem die Erosions- und Suffusionsgefährdung des Erdstoffes abgeschätzt werden kann. Erschreckend ist die Tatsache, daß in durchlässigen Böden Partikelbewegungen bei sehr niedrigen hydraulischen Gradienten ($i < 0,1$) erfolgen können.

Bindige Böden scheinen in dieser Hinsicht unproblematischer zu sein, solange Tongehalt und Plastizität größer 10% sind und eine ausreichende Festigkeit vorhanden ist. PREGL (1988) verlangt pauschal eine Anfangsfestigkeit c_u von 15 kN/m^2 . Aufgrund von theoretischen Überlegungen und Laborversuchen beschreibt DAVIDENKOFF (1973) die erforderliche Festigkeit c_u eines bindigen Bodens unter der Einwirkung eines hydraulischen Gradienten i in Abhängigkeit von der Porenweite d_p des angrenzenden Bodens.

Zur Abschätzung der Erosionsstabilität, Rissebildung und Dispersivität bindiger Böden dient in den angelsächsischen Ländern der Pin-Hole-Test, wie er von SHERARD ET AL (1976) zur Klärung des Schadensablaufs des Teton Dammes praktiziert wurde.

Theoretische Untersuchungen zur Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Staubauwerken wurden von BRAUNS (1978) durchgeführt. Die Ergebnisse eignen sich vorzüglich zur Abschätzung der Wirksamkeit von Teilabdichtungen, als auch zur Folgenabschätzung herstellungsbedingter und nachträglich entstehender Abdichtungsdefekte ursprünglich dichter Systeme. Wichtig erscheint die Tatsache, daß wasserseitige Dichtungsteppiche bei ausgeprägten Durchlässigkeitsanisotropien mit $k_{\text{horizontal}} > k_{\text{vertikal}}$ wenig Effektivität zeigen. Eine Ursachenforschung für das Auftreten von Defekten wurde nicht betrieben.

Fehlstellen können durch unzureichende Verdichtung und durch Gewölbeausbildungen (*arching effect*) im Schüttmaterial vorhanden sein, welche das Spannungs-Verformungsverhalten der Übergangskonstruktionen im Kontaktbereich hinsichtlich der Festigkeit des Bodens und der lokalen Wasserdurchlässigkeit beeinflussen können. Die Umlagerung der Strömungskräfte durch neu gebildete bzw. unterbundene Wasserwegigkeiten kann die hydraulische Sicherheit des Dammes herabsetzen. Verändert sich der Durchlässigkeitsbeiwert in den Druckzonen nur wenig, so entstehen in den Zugzonen durch Überschreiten der Zugfestigkeit des bindigen Bodens und durch Ablösen des Bodens von der Spundwand oder dem Grundablaßbauwerk Risse und somit zusätzliche Wasserwege und Quellen. Reicht der Sickerweg zum Abbau des hydraulischen Potentials nicht aus, so entsteht die Gefahr der Erosion und Kontakterosion.

Bei der Gesamtbeurteilung von Stauanlagen ist nach DIN 19700 Teil 10 neben der erdstatistischen und hydraulischen Sicherheit auch die Reiß-Sicherheit zu überprüfen.

Risse sind in sichtbare Oberflächenrisse und in nicht sichtbare Risse im Innern des Dammes zu unterscheiden. Diese können sowohl im Kern als auch im Stützkörper entstehen. Diese haben je nach Lage und Orientierung (THOMAS 1976) unterschiedliche Ursachen: Risse normal zur Dammachse haben ihre Ursache in ungleichmäßigen Setzungen, z.B. wenn an den Widerlagern oder über den Erhebungen im Untergrund die Schütthöhe des Dammes geringer ist als in der Mitte. Risse parallel zur Dammachse treten oft in der Übergangszone zwischen Kern und Stützkörper durch unterschiedliches Setzungsverhalten auf.

Die wohl gefährlichsten Risse stellen die im Dammkörper bzw. im Kern horizontal verlaufenden Risse dar. Sie können durch plötzliche Konsolidierung, dem sogenannten Sättigungskollaps, zwischen Zonen mit unterschiedlichen Wassergehalten entstehen. Erdbeben und Schwindungen infolge Austrocknung können ebenfalls Ursachen für Rissbildungen sein.

Der Großteil dieser Risse kann an der Oberfläche nicht direkt beobachtet werden.

Zur Beurteilung der Rißsicherheit dient das Verformungsbild des Dammes, das durch die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse der Dammenteile beeinflusst wird.

Anhaltswerte hierüber erhält man aus Finite Elemente Berechnungen, Modellversuchen und aus Messungen an bestehenden Dämmen.

Das Problem der Rißbildung und Durchströmung war ein Teilaspekt einer Untersuchung über die Standsicherheit von Zonendämmen mit Kerndichtungen (SMOLTZYK ET AL 1988). Die Studie ergab, daß bei zu geringer Kernbreite das Gewicht des Kerns über Reibung in den steiferen Stützkörper umgelagert wird; es bildet sich ein Gewölbe aus. Bei trapezförmigen Kernen findet diese Lastumlagerung ab einer gewissen Breite des Kerns nur in den Randzonen statt. Der Kern erhält eine setzungserzeugende Belastung infolge Eigengewicht, welche zu einem horizontalen Riß im Kern führt (Bild 1.2).

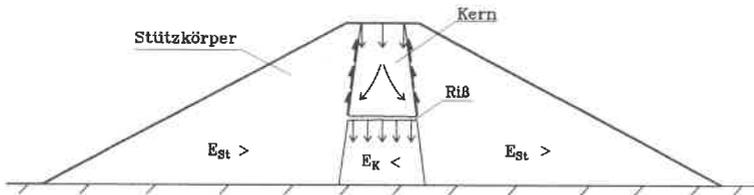


Bild 1.2: Horizontaler Riß in einem Dichtungskern

Eine Bestätigung der Ergebnisse findet man in HAMMER (1991) und HARDT (1976). Aus diesem Grund sollten die Kernbreite in der Aufstandsfläche mindestens der 0,6-fachen Dammhöhe entsprechen und die Verformungseigenschaften benachbarter Dammmzonen durch einen stufenweisen Übergang aufeinander abgestimmt werden.

Bei sehr breiten Kernformen klingen die durch den Schüttvorgang entstandenen Porenwasserüberdrücke jedoch langsamer ab, und die Querschnittsflächen der Stützkörper werden vermindert. Dies führt insbesondere im Lastfall "schnelle Spiegelsenkung" zu größeren Belastungen des wasserseitigen Stützkörpers.

Das Defizit an Vertikalspannungen im Kern erhöht die Gefahr des hydraulischen Aufreißen des Bodens (*hydraulic fracturing*) und kann zu einer Verkürzung des Sickerwegs führen.

SHERARD (1986) weist darauf hin, daß alle undurchlässigen Zonen eine Vielzahl von Rissen enthalten, die sich bereits während der Dammerstellung infolge Austrocknung, Manövrieren von Baustellenfahrzeugen und dem unvollständigen Verbund zwischen einzelnen Schichten sowie zwischen Dammbauwerken und Schüttschichten gebildet haben. Die Risse werden durch das Gewicht der Überschüttung zusammengedrückt, sie bleiben aber als geschlossene Risse in der Struktur des verdichteten Bodens erhalten. Hydraulisches Aufreißen wird dann in Gang gesetzt, wenn der Wasserdruck größer ist als der Erddruck. SHERARD (1986) berichtet, daß bereits beim ersten Einstau kleinste Risse mit Wasser gefüllt werden, jedoch zunächst durch zu kleine Fließgeschwindigkeiten keine Erosionen stattfinden. Mit zunehmender Einstauhöhe vergrößert sich der Riß und kann durch Auflockerungen zum lokalen Versagen der Dichtung führen. Die Gefahr des hydraulischen Aufreißen ist auch bei geringem Wasserüberdruck durch das Vorhandensein latenter Risse gegeben: noch vor der Sättigung des Bodens und der Ausbildung einer Sickerlinie kann es zur Rißbildung und somit zum Versagen des Dammes kommen.

Zur Vermeidung der Rißbildung wird von KUTZNER (1993) und SOWERS (1977) vorgeschlagen, das Kernmaterial, den Verdichtungsgrad sowie den Wassergehalt bei der Verdichtung so zu wählen, daß es nicht zur Versprödung des Kernes und zur Ausbildung von Schwindrissen kommt. Aus diesem Grund sollte das kohäsive Kernmaterial mit einem Wassergehalt, der über dem optimalen Wassergehalt liegt, eingebaut werden.

RAJCEVIC (1970, ZIT. IN KUTZNER 1995) empfiehlt dagegen für die verschiedenen Einbauzonen unterschiedliche Plastizitätszustände des Kernmaterials (Bild 1.3).

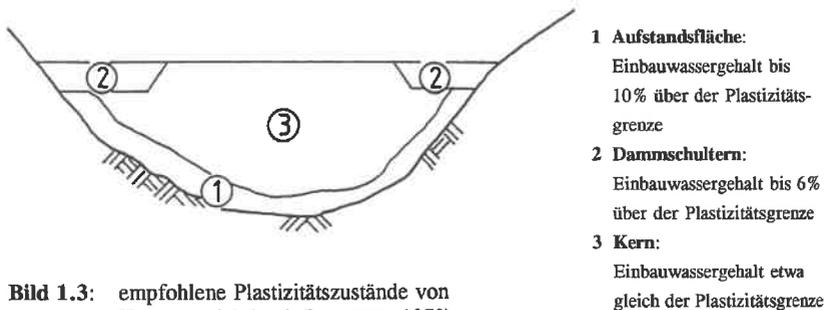


Bild 1.3: empfohlene Plastizitätszustände von Kernmaterial (nach RAJCEVIC 1970)

Diese Art vorzugehen ist jedoch mit dem entscheidenden Nachteil verbunden, daß bei plötzlichen Belastungen unerwünschte und stabilitätsmindernde Porenwasserdrücke auftreten (ALPMAN 1964).

Aus den angesprochenen Problempunkten ergeben sich folgende Fragestellungen:

- *Inwieweit treten schädliche Spannungsumlagerungen bei Dämmen mit geringer Höhe und einer eingebetteten membranartigen Dichtung auf ?*
- *Welche Abhängigkeiten zeigt die Dichtigkeit des Kontaktbereichs zwischen Spundwand und Schüttung ?*
- *Welche hydraulischen Austrittsgradienten sind zulässig und wie groß ist die Gefahr des hydraulischen Aufreißens für den Tonkern ?*

Eine der wichtigsten Eingangsgrößen für die Spannungs-Verformungsanalysen ist die Scherfestigkeit des Bodens. Man unterscheidet hierbei zwischen der Anfangsfestigkeit und der Endfestigkeit.

Die Anfangsfestigkeit wird maßgeblich durch die Verdichtungsarbeit und den Einbauwassergehalt des Bodens beeinflusst. Der Boden ist nach der Verdichtung vorbelastet.

Die weitere Festigkeitsentwicklung wird durch Volumenänderungen beeinflusst, welche durch den lagenweisen Schüttvorgang sowie die Aufsättigung des Materials durch Oberflächenwasser sowie Kapillarwasser gekennzeichnet ist. Dabei ist es je nach Größe der Auflast möglich, daß die Probe eine Verdichtung (Volumenabnahme) oder eine Auflockerung (Volumenzunahme) erfährt. Die eingeprägte Verspannung aus Verdichtung oder aus statischen Lasten kann durch diese Vorgänge vergrößert, abgemindert oder auch ausgelöscht werden. Für die Standsicherheitsbetrachtungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten kann dies von größter Wichtigkeit sein.

Nachfolgend soll hier der Aufgabenstellung entsprechend nur auf die undränierete Scherfestigkeit eingegangen werden, wie sie bei plötzlich auftretenden Belastungen und bei gering durchlässigen Dichtungsmaterialien für Standsicherheitsbetrachtungen maßgebend wird.

Aus der Vielzahl der in der Literatur vorgefundenen Untersuchungen wird in diesem Kapitel nur ein kleiner Auszug dargestellt. Weitere Informationen sind im Kapitel 6 zusammengetragen und werden mit den eigenen Ergebnissen diskutiert.

Der Zusammenhang zwischen dem Verhältnis der undrÄnirten KohÄsion und dem effektiven Überlagerungsdruck in Abhängigkeit von der Plastizität wurde für normal-konsolidierte Proben von SKEMPTON/BJERRUM (1957) aufgestellt und später von BJERRUM (1972) und KENNEY (1976) für überkonsolidierte Böden erweitert.

Eine Einteilung in Abhängigkeit von der Plastizität nimmt VAUGHAN ET AL (1978) vor. So findet er für plastische Böden eine Abhängigkeit der totalen KohÄsion von der mittleren effektiven, wirksam gewesenen Spannung. Ebenso lieferten unterschiedliche Verdichtungsarten unterschiedliche c_u -Werte. Weiterhin werden Umrechnungsfaktoren für die Übertragung der Ergebnisse von labor- auf feldverdichtete Proben angegeben. Gering plastische Böden, wie z.B. sandige Tone, erreichten ihre maximale undrÄnirte Scherfestigkeit erst bei sehr großen Stauchungen. Die untersuchten Proben zeigten keine Abhängigkeiten von der Verdichtungsart (labor- oder feldverdichtet), sondern nur eine Abhängigkeit vom Wassergehalt.

Einen Zusammenhang zwischen Wassergehalt und c_u für einfach verdichtete und überverdichtete Proben findet man in SCHULTZE/MUHS (1967). Diese Werte sind unabhängig von der verwendeten Versuchsart (Zylinderdruckversuch, Flügelsondierung, CU-Triaxialversuch).

DENNEHYS (1978) führte Versuche unter Variation des Zelldrucks zwischen 50 und 200 kN/m^2 durch und bestätigt die Abhängigkeit vom Wassergehalt. Er begrenzt diese Aussage auf Proben mit einem Luftporenanteil kleiner 5 % bzw. für annähernd gesättigte Proben.

Großangelegte Untersuchungsreihen zur Scherfestigkeit labor- und feldverdichteter Proben wurden an der Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA durchgeführt. Wie bereits in der Arbeit von RILLING (1994) erwähnt, ist der Informationsgehalt dieser Untersuchungen, insbesondere die auf Regressionsanalysen gestützten Gleichungen zur Vorausbestimmung von Volumenänderungen, Porenwasserdruckentwicklungen und der Scherparameter, kritisch zu bewerten.

SEED UND CHAN (1959) untersuchten den Einfluß der Bodenstruktur auf die Scherfestigkeit, indem sie Proben auf der trockenen (Zellstruktur) und nassen Seite (Schichtstruktur) des Proctoroptimums herstellten, sättigten und dann absicherten. Bild 1.4 zeigt die Ausgangslage sowie die Lage der untersuchten Proben nach der Sättigung im Proctordiagramm, die Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie die Porenwasserdruckentwicklung.

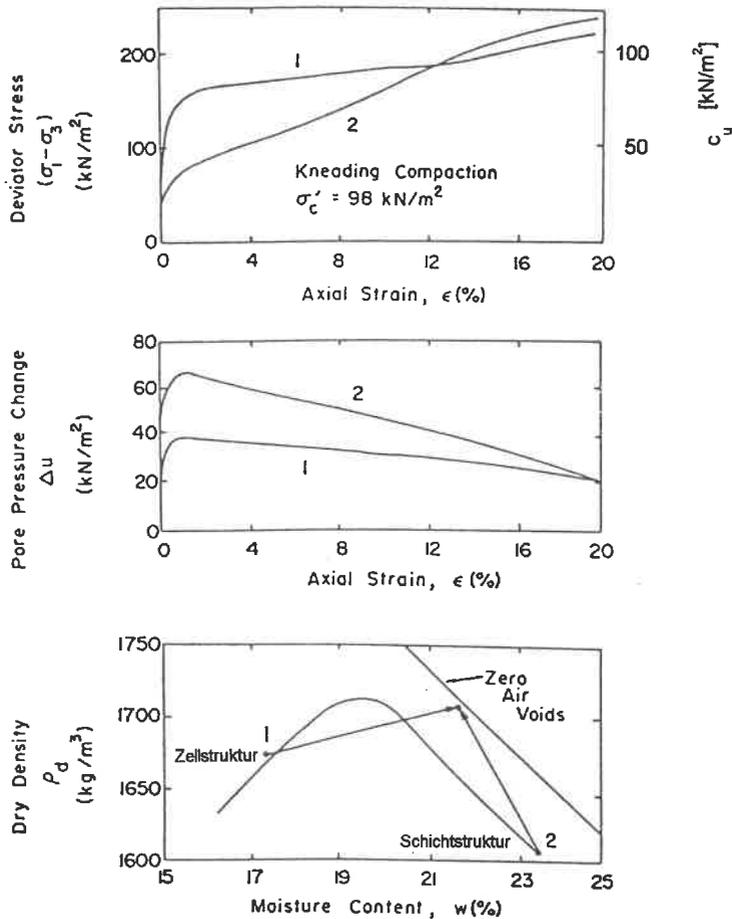


Bild 1.4: Einfluß der Bodenstruktur auf die undrained Scherfestigkeit (nach SEED UND CHAN 1959)

Man erkennt, daß die Probe 1 mit Zellstruktur bei geringen Stauchungen eine größere Festigkeit aufweist und kleinere Porenwasserdrücke entwickelt als die Probe 2 mit Schichtstruktur. Für größere Stauchungen nähern sie sich jeweils einem gemeinsamen Endwert.

Da für den entwerfenden Ingenieur ein Vorentwurf des Dammes mit dem sicheren Ansatz charakteristischer Scherparameter verbunden ist, sind folgende Fragen zu beantworten:

- Wie groß sind die Volumenänderungen infolge Be- und Entlastungsvorgängen und in welchem Maße wird dadurch die Scherfestigkeit beeinflusst ?
- In welcher Größenordnung werden die durch Verdichtung erreichten Festigkeiten des Bodens durch Volumenänderungen und durch die Aufsättigung verändert ?
- Welche Abhängigkeiten zeigt die undrainede Scherfestigkeit bei unterschiedlichen Spannungszuständen ?
- Lassen sich die Festigkeiten in-situ anhand von laborverdichteten Proben mit ausreichender Sicherheit vorherbestimmen ?

1.3 Gliederung der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist es, durch systematische Untersuchungen (Bild 1.5) das Gefährdungspotential eines für Baden-Württemberg typischen Zonendamms mit einem innenliegenden Dichtungskern abzuschätzen. Die Teil- bzw. vollständige Abdichtung des Untergrundes erfolgt hierbei durch eine membranartige Dichtung in Form einer Spundwand, welche in den Tonkern einbindet.

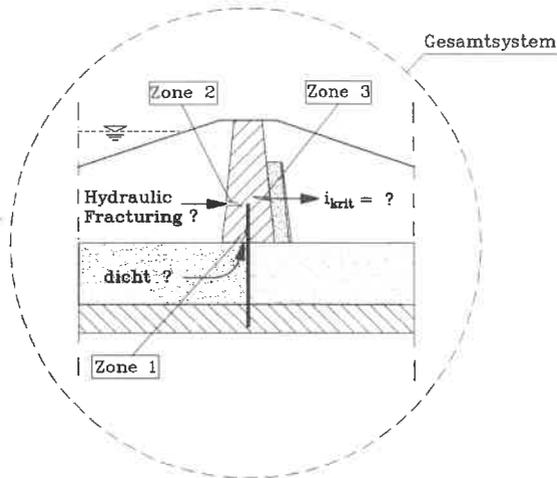


Bild 1.5: untersuchte Problemzonen

In Kapitel 2 werden für das **Gesamtsystem** Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Für unterschiedliche Lastfälle (lagenweises Schütten - Konsolidation - Einstau) sowie für verschiedene Einbindelängen und Tauchtiefen der Spundwand werden das Lastabtragsverhalten des Dammes und das Verformungsverhalten der Übergangskonstruktion studiert.

In Kapitel 3 findet man die bodenphysikalische Klassifikation des verwendeten Dichtungsmaterials. Es handelt sich dabei um einen Lößlehm, wie er in Baden-Württemberg häufig im Dammbau Verwendung findet.

Die großmaßstäblichen Versuche, welche zur praktischen Beurteilung der Dichtungswirkung zwischen Tonkern und eingebetteter Spundwand (**Zone 1**) durchgeführt wurden, sind in Kapitel 4 beschrieben. Aus den Messungen können Rückschlüsse auf den Beginn von Umläufigkeiten sowie auf die Bruchzeitpunkte in Abhängigkeit von der Auflast und von dem Bodenanpreßdruck gegen die Spundwand gezogen werden.

Zusätzlich sind in diesem Kapitel Informationen über die Verdichtungskontrollen beim Ein- und Ausbau des Bodenmaterials zu finden.

Die durchgeführten hydraulischen Laborversuche finden sich in Kapitel 5. Es werden Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte und Saugspannungswerte für Proben unterschiedlicher Verdichtungsart, sowie die kritischen Gradienten (**Zone 3**) und hydraulischen Zugfestigkeitswerte mit Hilfe von Indexversuchen bestimmt. Die Gefahr des hydraulischen Aufreißens feldverdichteter Proben (**Zone 2**) wird durch Hydraulic Fracturing Tests in Abhängigkeit unterschiedlicher Einbau- und Spannungszustände untersucht.

Kapitel 6 beleuchtet die Bestimmung der Scherfestigkeitsparameter für den Lastfall plötzliche Belastung, welcher aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeitswerte und langsam abklingender Porenwasserüberdrücke durch das undrained Verhalten des Bodens geprägt ist. Für unterschiedliche Be- und Entlastungsvorgänge feld- und laborverdichteter Proben wird auf die Volumenänderungen, Porenwasserdruckentwicklungen sowie auf die im Triaxialgerät bestimmten Scherfestigkeitswerte näher eingegangen. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus Laborversuchen auf in-situ Verhältnisse wird diskutiert. Vergleichende Messungen mit der Flügelsonde und dem Penetrometer lassen Rückschlüsse auf deren Vertrauensbereich zu.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse findet sich in Kapitel 7. Abschließend werden die dadurch bedingten weiteren Forschungsziele formuliert.

2 Numerische Berechnungen

2.1 Allgemeines

Zum Studium des Spannungs- und Verformungsverhaltens eines Zonendamms mit eingebauter Untergründdichtung in Form einer Spundwand wurden Finite-Elemente Berechnungen mit dem Programm PLAXIS Version 4.0 (Stand März 1994) durchgeführt.

Zur Anwendung kamen folgende Programm-Module:

- Spannungs- und Verformungsberechnung: als Grenzbedingung wird das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium verwendet
- Konsolidationsberechnung basierend auf Terzaghi
- Sickerströmungsberechnung

Simuliert wurde das lagenweise Schütten des Dammkörpers mit und ohne Konsolidationsphase nach Schütten und anschließendem Einstau. Variiert wurden dabei die Einbindetiefe der Spundwand in den Dichtungskern und die Tauchtiefe in die durchlässige Talfüllung. Der Einfluß unterschiedlicher Kernbreiten, deren Variation über das Verhältnis von Kernbreite zu Kernhöhe nach SCHÖBER (in HARDT 1976) definiert wird (schmaler Kern: $B/H < 0.5$; breiter Kern: $B/H > 0.5$), wurden ebenfalls untersucht.

Die Ergebnisse und sämtliche Berechnungsdaten (HÖFLINGER 1994) sind am Institut für Geotechnik archiviert und sind nachfolgend auszugsweise zusammengefaßt.

2.2 Dammodell

Die Netzdiskretisierung des nachfolgend beschriebenen Dammodells (Bild 2.1) nützt die maximal verfügbare Anzahl (90 Elemente) der 15-knotigen Elemente aus. Der unsymmetrische Querschnitt des idealisierten Zonendamms ist durch die begrenzte Anzahl der Elemente bedingt.

2.3 Interface-Elemente

Die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk werden mit Hilfe von Übergangselementen, sogenannten Interface-Elementen (IFE), beschrieben. Da im vorliegenden Fall diese Elemente zur Klärung der Lastabtragung zwischen Spundwand und Boden von maßgebender Bedeutung sind, wird nachfolgend auf diese näher eingegangen.

Der Verbund zwischen einem Interface-Element und einem Bodenelement ist in Bild 2.2 dargestellt.

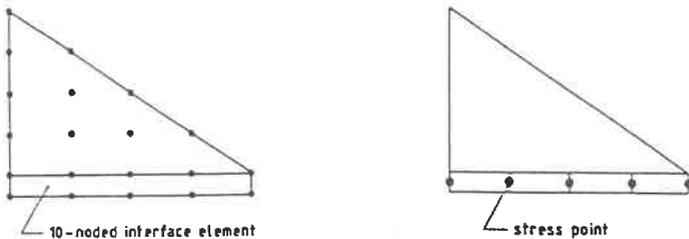


Bild 2.2: Anordnung der Interface-Elemente an das Dreieckselement
(aus VERMEER ET AL., 1994)

Bei dem verwendeten 15-knotigen Dreieckselement besteht das IFE aus fünf Knotenpaaren und fünf Spannungspunkten, die zwischen den Knotenpaaren angeordnet sind. Die Aufstellung der Steifigkeitsmatrix erfolgt durch numerische Integration über die fünf Spannungspunkte.

Das Mohr-Coulombsche Modell bildet die Grundlage für die Grenze zwischen elastischem und plastischem Verhalten des Interface-Elementes:

$$\text{elastisches Verhalten: } \tau < \sigma \tan \varphi_i + c_i$$

$$\text{plastisches Verhalten: } \tau = \sigma \tan \varphi_i + c_i$$

mit

τ [kN/m ²]	Schubspannung
φ_i [°]	innerer Reibungswinkel des IFE
σ [kN/m ²]	Normalspannung
c_i [kN/m ²]	Kohäsion des IFE

Daraus resultieren folgende Verformungen:

elastische Verschiebung normal zum IFE: $(\sigma t_i) / K_i$

elastische Verschiebung parallel zum IFE: $(\tau t_i) / G_i$

mit

G_i [kN/m ²]	IFE-Schubmodul
K_i [kN/m ²]	IFE-Kompressionsmodul
t_i [m]	virtuelle IFE-Dicke

Der Zusammenhang zwischen K_i und G_i ist durch folgende Formel gegeben:

$$K_i = 2 G_i (1 - \nu_i) / (1 - 2 \nu_i)$$

Die Definition der IFE-Parameter findet über die Modifikation der Bodenkennwerte mit dem Multiplikator R statt:

$$\begin{aligned} \tan \varphi_i \text{ [rad]} &= R \tan \varphi_{\text{Boden}} \\ c_i \text{ [kN/m}^2] &= R c_{\text{Boden}} \\ G_i \text{ [kN/m}^2] &= R^2 G_{\text{Boden}} \\ \nu_i \text{ [-]} &= 0,45 \\ \psi_i \text{ [}^\circ] &= 0 \end{aligned}$$

Eine Spundwand ohne Interface-Elemente wird programmintern als vollkommen durchlässig betrachtet. Erst durch eine beidseitige Anordnung erhält diese ihre Funktion als undurchlässiges Element.

IFE-Durchlässigkeit in Normalenrichtung: k_{ni} [m/s] = RpermN $k_{n\text{Boden}}$

IFE-Durchlässigkeit in Parallelrichtung: k_{si} [m/s] = RpermS $k_{s\text{Boden}}$

mit

RpermN	Multiplikator für die Durchlässigkeit normal zu einer Fläche
RpermS	Multiplikator für die Durchlässigkeit parallel zu einer Fläche

2.4 Materialeigenschaften

Für das durchlässige Stützkörpermaterial und die durchlässige Talfüllung wurde ein Materialtyp verwendet, welcher ein dränirtes Materialverhalten beschreibt. Eine Porenwasserüberdruckentwicklung tritt nicht auf.

Aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Dichtungskerns entwickeln sich bei Belastungsänderungen Porenwasserdrücke. Zur numerischen Berechnung derselben aus den effektiven Eingabeparametern muß vollständig wassergesättigtes Material vorausgesetzt werden (LECLERCQ/VERBRUGGE 1986). Nähere Angaben zur Beschreibung des un-dränirten Materialverhaltens finden sich bei VERMEER ET AL (1994).

Das verwendete elastisch-plastische Stoffgesetz erfordert die Kenntnis folgender Eingabeparameter:

1. Die Querdehnzahl ν wurde zu 0,33 angenommen.
Dies begründet sich durch die Untersuchungen von HUPFAUF (1991). Er stellt fest, daß mit zunehmender Querdehnung des Kerns die horizontale Vorbelastung des Dammkörpers unter Eigengewicht vergrößert wird. Dies bedeutet, daß auch eine in den Tonkern eingebettete Spundwand durch einen Anpreßdruck gekennzeichnet ist. Da die Ergebnisse durch die untersuchte Dammhöhe von 80 m auf einem wesentlich höherem Spannungsniveau basieren, kann für den hier untersuchten Damm mit einer Höhe von 22 m davon ausgegangen werden, daß der Ansatz der Querdehnzahl auf der sicheren Seite liegt.
2. Der Schubmodul G wurde unter Berücksichtigung der Querdehnzahl und der behinderten Seitendehnung der Oedometerversuche aus dem Steifemodul E_{s1} an feldverdichteten Proben bestimmt.
Nach dem Verdichtungsvorgang (Erstbelastung) wird der Boden im Sinne des Oedometerversuchs aus bodenmechanischer Sicht wiederbelastet.
3. Die Scherparameter φ' und c' wurden den Ergebnissen von RILLING (1994) entnommen. Dabei wurde von einem optimal verdichteten Boden mit einem Verdichtungsgrad von $D_{pr}=1,0$ und einem maximalen Luftporengehalt von 5% ausgegangen.
4. Der Dilatanzwinkel wurde zu 0 gesetzt.

Die Auswahl der zusätzlich notwendigen Parameter beruht einerseits auf den langjährigen Erfahrungen des Instituts bei der Planung von Hochwasserrückhaltebecken, andererseits wurden sie dem DVWK-MERKBLATT 202 und der DIN 1055 entnommen.

Die Tabelle 2.1 gibt eine Zusammenstellung der für die Berechnungen zugrunde gelegten Parameter.

MATERIALKENNWERT		Dammuntergrund, nichtbindiger Stützkörper	bindiger Dichtungskern
Bodengruppe nach DIN 18196		SW, GW, mitteldicht	TL, TM
Materialverhalten	[-]	dräniert	undräniert
γ_d	[kN/m ³]	18	17,2
γ_r	[kN/m ³]	20	21
φ'	[°]	32,5	25
c'	[kN/m ²]	1	30
ν	[-]	0,33	0,33
G	[kN/m ²]	12700	1800
ψ	[°]	0	0
$k_x = k_y$	[m/d]	0,864	$8,64 \cdot 10^{-4}$
Wandreibungswinkel (IFE)	[-]	$2/3 \varphi'$	$2/3 \varphi'$
RpermN (Dammuntergrund)	[-]	10^{-15}	10^{-15}
RpermN (Stützkörper)	[-]	1	10^{-15}
RpermS	[-]	0	0

Tabelle 2.1: verwendete Materialkennwerte

2.5 Rechenablauf

Nach Berechnung des Eigenspannungszustandes des Dammuntergrundes wurden anschließend die sich während des Schüttvorganges einstellenden Spannungs- und Verformungszustände ermittelt. Durch die sukzessive Aktivierung der Elementreihen wird das lagenweise Herstellen des Dammkörpers bis zu seiner endgültigen Höhe simuliert.

Der Einbau der Spundwand erfolgt nach der Schüttung derjenigen Schicht, mit welcher die Spundwandoberkante auf gleicher Höhe abschließt. Diese Einbareihenfolge ent-

spricht einer realitätsgetreuen Bauweise.

Im Falle einer anschließenden Konsolidationsberechnung wird einer gewissen Liegezeit des Dammes Rechnung getragen. Die Porenwasserüberdrücke des Tonkerns werden bis auf 1 % des Ausgangswertes reduziert.

Der plötzliche Einstau stellt die ungünstigste Beanspruchung für den Dichtungskern dar, denn innerhalb weniger Stunden wirkt der gesamte Wasserdruck auf den stark undurchlässigen Kern.

Im Lastfall Einstau ohne Konsolidation (EOK) wird nach abgeschlossener Schüttung zunächst die Strömungsberechnung durchgeführt. Anschließend erfolgt die Simulation des Einstaues über eine plastische Verformungsanalyse.

Im Lastfall Einstau mit Konsolidation (EMK) wird nach Beendigung des Schüttvorganges die Konsolidationsberechnung durchgeführt, der weitere Rechenablauf entspricht Lastfall EOK.

2.6 Auswertung

Bild 2.3 gibt eine Übersicht der untersuchten Dammvarianten A bis D.

Die wichtigsten Erkenntnisse der Spannungs- und Verformungszustände nach Schüttende, Konsolidation und Einstau sind nachfolgend in Kurzform zusammengefasst. Dabei wurde das Hauptaugenmerk auf die Spannungsumlagerungen und die dadurch bedingten Ausbildungen von Gewölbezonen und Entlastungsbereichen gerichtet.

Der Ausnutzungsgrad der maximal verfügbaren Schubspannung wird durch den Wert τ/τ_{\max} beschrieben und ist in den beiliegenden Farbbildern durch die unterschiedlichen Farbgebungen charakterisiert.

Zusätzlich wird auf die Entwicklung des Porenwasserüberdrucks, der Bodenzugspannungen und der Normal- und Momentenbeanspruchung der Spundwand, respektive der Interface-Elemente, näher eingegangen.

Da die ungünstigste Beanspruchung bei Volleinstau eintritt und die dabei auftretenden Horizontalverformungen von größter Wichtigkeit sind, werden zuletzt noch die Last-Verschiebungskurven der Knotenpunkte im Tonkern besprochen.

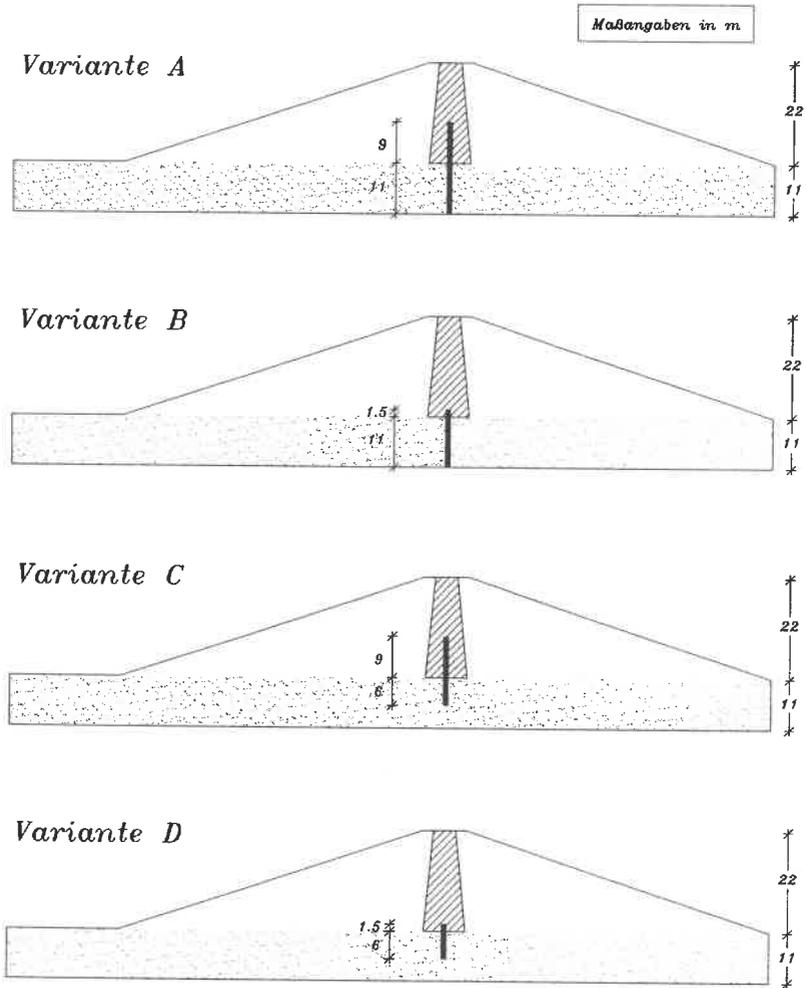


Bild 2.3: untersuchte Dammvarianten A bis D

2.6.1 Lastfall Bauende

Schubbeanspruchung (Bild 2.4 und 2.5)

Bei allen Varianten ist eine deutliche Spannungumlagerung vom weichen Tonkern in die steiferen Stützkörper und in die Spundwand zu erkennen, welche aus den unterschiedlichen Steifigkeiten der einzelnen Bauteile resultiert. Der Tonkern wird dabei entlastet und der an ihn angrenzende Stützkörper und die Spundwand belastet.

Die Intensität der Aufhängeerscheinungen wird hierbei durch die Einbindelänge und die Verschieblichkeit der Spundwand zusätzlich beeinflusst.

Durch den fehlenden Steifigkeitseinfluß der Spundwand bei den Varianten B und D im oberen Tonkernbereich dehnt sich die Umlagerungszone vom oberen Drittel des Tonkerns (Variante A) bis ungefähr zu Mitte des Tonkerns aus.

Durch die vertikale Verschieblichkeit der Spundwand bei den Varianten C und D vermindern sich die Spannungumlagerungen und somit auch die Aufhängeerscheinungen zwischen Tonkern und Stützkörper.

Im unteren Bereich des Tonkerns werden die Lasten von der Steifigkeit der Spundwand angezogen, wodurch es im Kontaktbereich zwischen Tonkern und Spundwand zu einer Spannungumlagerung kommt. Die nicht umgelagerten Lasten wandern mit zunehmender Tiefe verstärkt in Richtung der steiferen Stützkörper und in die Dammaufstandsfläche ab und lassen dabei die Ausbildung eines Stützgewölbes erkennen.

Da in der Dammachse das größte Überlagerungsgewicht herrscht, wird der Tonkern auf der sehr viel steiferen Dammaufstandsfläche auseinandergedrückt. Die daraus resultierenden Spreizkräfte erzeugen Querkzugspannungen und führen zu einer Entlastung im Bereich der Tonkernaufstandsfläche.

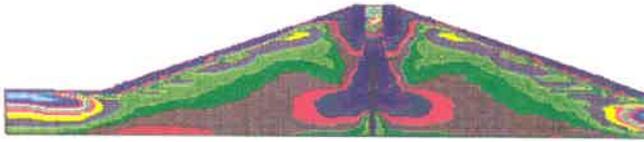
Die vollständig mobilisierten Zonen an den Spundwandköpfen neigen bei großen Einbindelängen zu einer Dreiecksform. Die rechteckige bzw. ballonartige Form bei geringer Einbindelänge verdeutlicht eine verminderte Stützgewölbeausbildung, die auf eine verstärkte Lastabtragung über Normalspannungen schließen läßt. Dadurch schwächen sich die Querkzugspannungen in der Dammaufstandsfläche ab.

Aus der vertikalen Verschieblichkeit der Spundwand bei den Varianten C und D resultiert eine deutlich gleichmäßigere Spannungsverteilung im Tonkern.

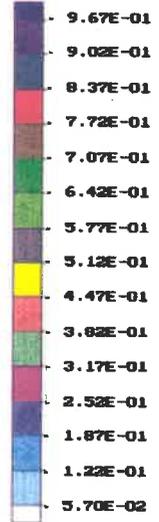
Mesh Scale
 0 1 2 3 [$\times 10$]

Plane Strain

Variante A



Shading of relative shear stress (τ/τ_{max})
 Minimum value 2.45E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante B



Shading of relative shear stress (τ/τ_{max})
 Minimum value 2.47E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

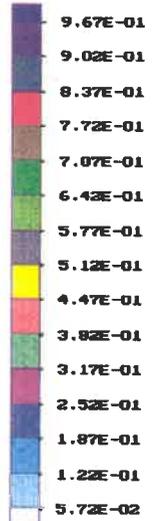
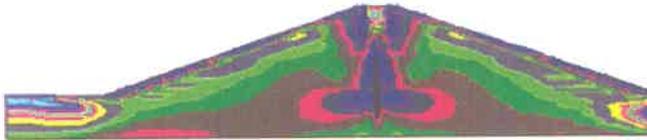


Bild 2.4: Schubbeanspruchung im Lastfall Bauende (Varianten A und B)

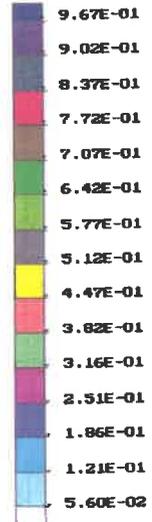
Mesh Scale
0 1 2 3 [$\times 10^1$]

Plane Strain

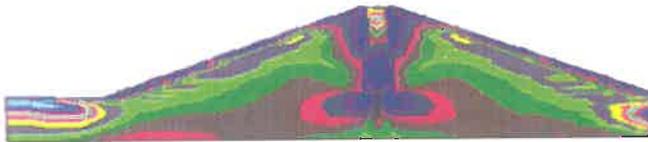
Variante C



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
Minimum value 2.35E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante D



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
Minimum value 2.42E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

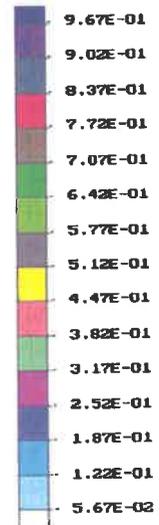


Bild 2.5: Schubbeanspruchung im Lastfall Bauende
(Varianten C und D)

Das Lastabtragungsverhalten der Spundwand bei diesen Varianten ist mit dem eines Pfahles mit Mantelreibungs- und Spitzendruckeffekt zu vergleichen.

Porenwasserüberdruck

Der Porenwasserüberdruck nimmt mit der Tiefe zu. Bei den Varianten A und C kommt es im Bereich der Spundwand zu einer kleineren Porenwasserüberdruckentwicklung als am Tonkernrand, und die Porenwasserdrücke wachsen mit zunehmender Entfernung von der Spundwand an.

Da bei den Varianten B und D die Lasten im Tonkern vorwiegend über Normalspannung abgetragen werden, treten größere (bis zu 20 kN/m^2) und gleichmäßiger verteilte Porenwasserüberdrücke auf.

Bodenzugspannungen

Programmintern werden in der verwendeten *Plaxis Version 4.0* Zugspannungen nach dem Mohr-Coulombschen Rechenmodell bis zu einer Größe von $c'/\tan \varphi'$ zugelassen. Da dies nach neueren Erkenntnissen (siehe z.B. BREINLINGER 1989) nicht real ist, sollten die berechneten Bodenzugspannungen kritisch bewertet werden.

Die Zone größter Zugspannungen mit einem Maximalwert von 23 kN/m^2 befindet sich bei allen Varianten auf einer Höhe von $9,0 \text{ m}$ über der Dammaufstandsfläche in der Kernachse. Im Kontaktbereich der Spundwand mit dem Tonkern treten bis zu einer Einbindetiefe von $1,5 \text{ m}$ Höhe Zugspannungen in der Größenordnung von 20 kN/m^2 auf. Anschließend durchgeführte Konsolidationsberechnungen zeigen, daß bereits nach einer Konsolidationszeit von einem Tag diese Zugspannungen nicht mehr vorhanden sind.

Normalkraftbeanspruchung der Spundwand

Die Normalkräfte in der Spundwand nehmen im Tonkernbereich stetig zu. Die Interface-Schubspannungen im Tonkern sind bei nahezu allen Varianten vollständig mobilisiert. Dies bestätigt eine vollständige Spannungumlagerung über Normalkräfte vom Tonkern in die Spundwand.

Im Dammuntergrund treten bei Variante B nahezu doppelt so große Normalkräfte in der Spundwand auf als bei der Variante A. Dies ist ein Beweis dafür, daß durch die geringere Einbindetiefe der Spundwand in den Tonkern (fehlende Spannungumlagerung) der Dammuntergrund in der Dammachse wesentlich höhere Lasten aufzunehmen hat.

Durch die Verschieblichkeit der Spundwand entzieht sich diese der Lastabtragung, wie an den geringeren Normalkraftzunahmen der Varianten C und D gegenüber den Varianten A und B deutlich wird.

2.6.2 Lastfall Konsolidation

Schubbeanspruchung (Bild 2.6 und 2.7)

Durch den Abbau der Porenwasserüberdrücke nehmen die effektiven Spannungen und Setzungen im Tonkern zu.

Im Vergleich zum Lastfall Bauende ist ein durch die Konsolidationssetzung verursachter, größerer Aufhängeeffekt des Tonkerns am Stützkörper zu erkennen. Die Spannungsumlagerung findet über eine Höhe von $2/3$ der Gesamthöhe des Tonkerns statt; bei den Varianten B, C und D sind die Setzungen des Tonkerns größer und gleichmäßiger als bei der Variante A und sind wie im Lastfall Bauende auf die Steifigkeitsverhältnisse zurückzuführen.

In der Dammachse ist das Überlagerungsgewicht und daher auch die Spannungszunahme durch die Konsolidation am größten. Die daraus resultierende Lastkonzentration im unteren Teil des Tonkerns wird zusätzlich durch den Steifigkeitseinfluß des Dammuntergrundes und der Spundwand begünstigt.

Im unteren Teil des Tonkerns führt die Zunahme der effektiven Spannungen einerseits zu einer Erhöhung des effektiven Anpreßdruckes an die Spundwand, andererseits nehmen auch die Spreizkräfte und die Querspannungen im Tonkern in der Dammachse in Höhe der Dammaufstandsfläche zu. Der Stützkörper hindert den Tonkern in seiner horizontalen Ausdehnung, und die Lasten werden an den Ecken des Tonkerns konzentriert in Stützkörper und Dammuntergrund eingeleitet.

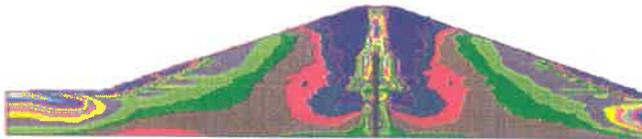
Die großen Ausrundungen der maximal mobilisierten Scherparameterzonen im Damm veranschaulichen wie die Lasten aus den hochbeanspruchten Stützkörperzonen und dem Tonkern durch den steifen Dammuntergrund abgetragen werden. Deutlich zeigen die Varianten B und D eine Spannungskonzentration am Spundwandkopf.

Große Setzungsmulden und ein Anwachsen des Horizontaldruckes im Bereich direkt unterhalb des Tonkerns sind die Folge.

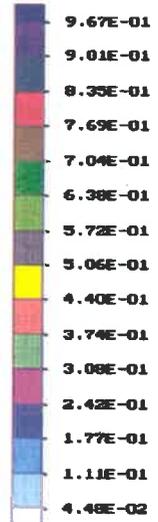
Mesh Scale
 0 1 2 3 (+10)

Plane Strain

Variante A



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.19E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante B



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.48E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

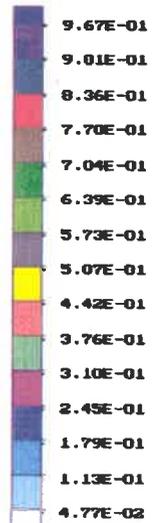


Bild 2.6: Schubbeanspruchung im Lastfall Konsolidation
 (Varianten A und B)

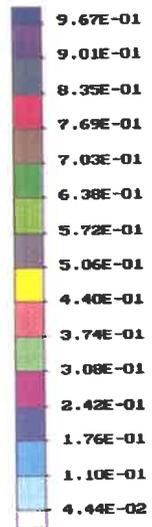
Mesh Scale
 0 1 2 3 ($\times 10$)

Plane Strain

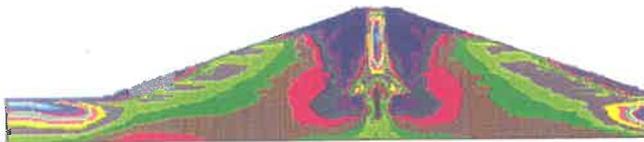
Variante C



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.15E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante D



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.45E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

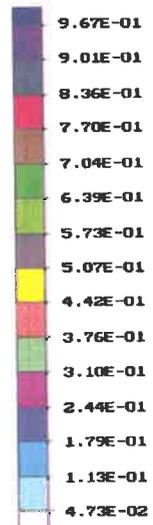


Bild 2.7: Schubbeanspruchung im Lastfall Konsolidation
 (Varianten C und D)

Insgesamt gesehen wird der Dammuntergrund unterhalb des Tonkerns über die ganze Höhe im Vergleich zum Lastfall Bauende um 30 bis 40 % geringer belastet.

Porenwasserüberdruck

Bei dem schmalen Tonkern ist die Konsolidation nach ca. 200 Tagen abgeschlossen. Die Konsolidationszeit für den breiten Kern beträgt aufgrund der längeren Sickerwege bis zu 1,3 Jahre.

Durch die Konsolidation wird der Porenwasserüberdruck programmintern auf ein Minimum abgebaut. Die maximalen Porenwasserüberdruckzonen befinden sich in einer Höhe von 6 bis 12 m über der Dammaufstandsfläche.

Da vor der Konsolidation bei den Varianten B und D ein größerer Porenwasserüberdruck vorhanden war, verbleibt auch nach der Konsolidation im Vergleich zu den Varianten A und C noch ein "Vorsprung" von bis 20 kN/m².

Bodenzugspannungen

Der Porenwasserüberdruck wurde durch die Konsolidation so stark abgebaut, daß im Tonkern keine Zugspannungen mehr auftreten.

Normalkraftbeanspruchung der Spundwand

Durch die Tonkernsetzungen wachsen die Spundwandnormalkräfte im Tonkern im Vergleich zum Endzustand Bauende nochmals an. Die Schubspannungen im Kontaktbereich zwischen Spundwand und Tonkern sind bei nahezu allen Varianten vollständig mobilisiert.

Der Dammuntergrund direkt unterhalb des Tonkerns wird durch das Lastabtragungssystem bei der Konsolidation weniger beansprucht.

2.6.3 Lastfall Einstau

Schubbeanspruchung (Bild 2.8 bis 2.11)

Durch den Einstau und der damit verbundenen Plastifizierung des Materials bildet sich auf der Wasserseite eine Bruchschneise aus. Die geringe Mobilisierung der Scherparameter des luftseitigen Stützkörpers weist darauf hin, daß der Bereich von der Böschungsoberfläche bis zur Mitte des Stützkörpers nicht an der Lastabtragung des Einstaudrucks beteiligt ist.

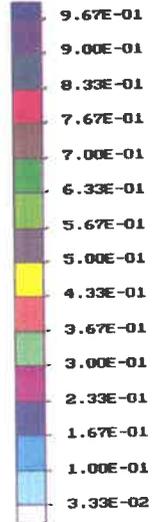


Plane Strain

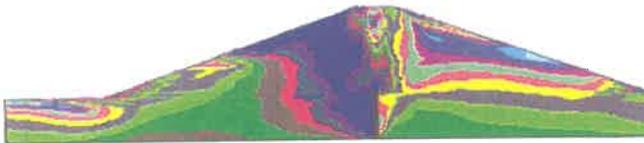
Variante A



Shading of relative shear stress (τ/τ_{max})
 Minimum value 0.00E+00 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante B



Shading of relative shear stress (τ/τ_{max})
 Minimum value 0.00E+00 units; Maximum value 1.00E+00 units

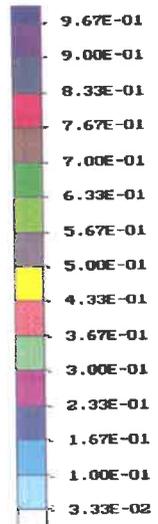
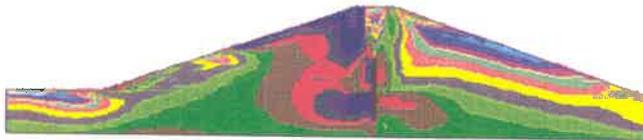


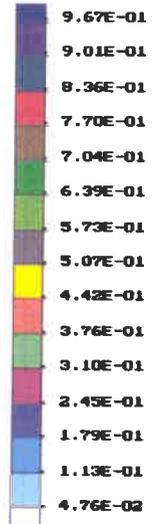
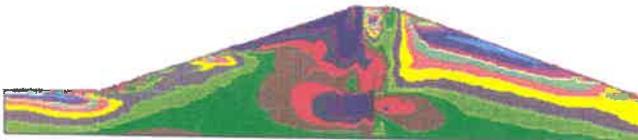
Bild 2.8: Schubbeanspruchung im Lastfall Einstau ohne Konsolidation (Varianten A und B)

Mesh Scale
 0 1 2 3 (*10)

Plane Strain

Variante C

Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.47E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

Variante D

Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.49E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

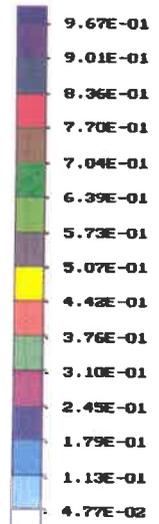
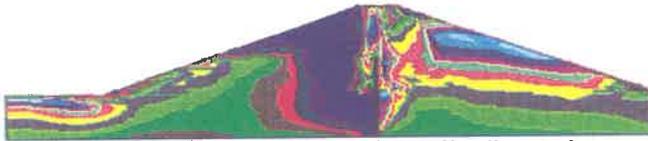


Bild 2.9: Schubbeanspruchung im Lastfall Einstau ohne Konsolidation (Varianten C und D)

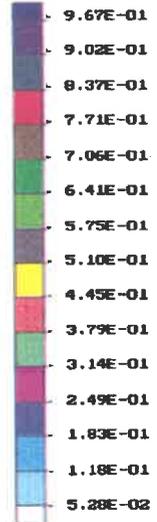
Mesh Scale
0 1 2 3 [$\times 10$]

Plane Strain

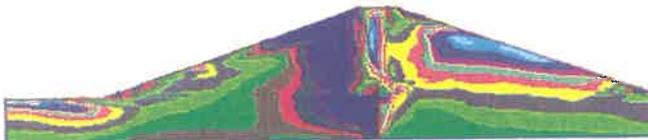
Variante A



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
Minimum value 2.01E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante B



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
Minimum value 6.44E-03 units; Maximum value 1.00E+00 units

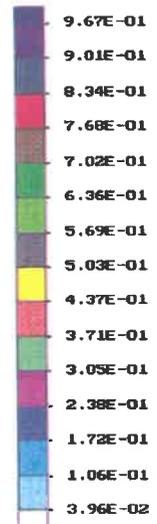
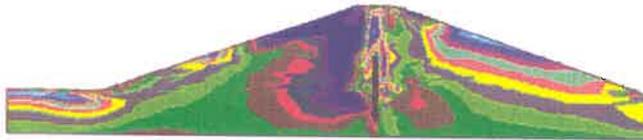


Bild 2.10: Schubbeanspruchung im Lastfall Einstau mit Konsolidation (Varianten A und B)

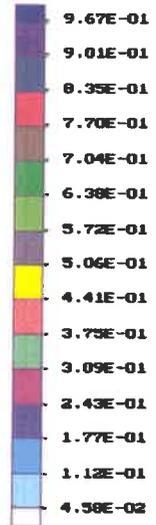
Mesh Scale
 0 1 2 3 [$\times 10$]

Plane Strain

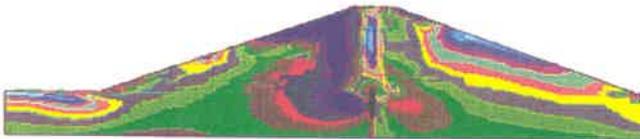
Variante C



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.29E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units



Variante D



Shading of relative shear stress (τ/τ_{\max})
 Minimum value 1.49E-02 units; Maximum value 1.00E+00 units

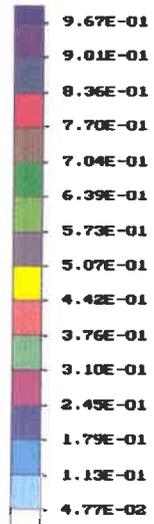


Bild 2.11: Schubbeanspruchung im Lastfall Einstau mit Konsolidation (Varianten C und D)

Wie bei den vorangegangenen Lastfällen sind die Steifigkeitsunterschiede des Systems für die Lastabtragung kennzeichnend: die Lasten werden bei den Varianten A und B durch die große Steifigkeit des Systems Dammuntergrund - Spundwand angezogen. Dies bewirkt eine hohe Aktivierung der Scherfestigkeit in der wasserseitigen Dammhälfte. Es kommt zur Ausbildung einer Bruchschneise von der wasserseitigen Böschungsoberfläche bis zum Spundwandfuß.

Durch die horizontale Verschieblichkeit und die geringere Tauchtiefe der Spundwand in den Untergrund bei den Varianten C und D ist die Bruchschneise weniger stark ausgeprägt.

Tonkernbeanspruchung im Lastfall Einstau ohne Konsolidation (Bild 2.8 bis 2.9)

Durch die gewichtsmindernde Wirkung der Auftriebskräfte wird die Beanspruchung des Tonkerns bei allen Varianten gegenüber dem Ausgangszustand Bauende verringert. Die im Ausgangszustand (Lastfall Bauende) durch die Spannungumlagerung hervorgerufenen Entlastungszonen im oberen Drittel des Tonkerns bleiben auch bei Vollstau bestehen.

Die wasserseitige Tonkernbeanspruchung bei der Variante C nimmt nicht, wie bei der Variante A, mit der Tiefe vertikal zu, sondern man findet eine über die Einbindetiefe gleichmäßige, mit Annäherung an die Spundwand zunehmende Scherparametermobilisierung vor. Dasselbe gilt für die Luftseite, nur in umgekehrter Reihenfolge.

Tonkernbeanspruchung im Lastfall Einstau mit Konsolidation (Bild 2.10 bis 2.11)

Bei den Varianten A und C ist wasserseitig im unteren Drittel des Tonkerns eine Zunahme der Beanspruchung zu erkennen, wobei die stärker ausgeprägte Mobilisierungszone bei der Variante A auf eine intensivere Beanspruchung schließen läßt. Auf der Luftseite des Tonkerns ist bei beiden Varianten eine sehr geringe Ausnutzung der Scherparameter zu vermerken, wobei dies bei der Variante A über die gesamte Spundwandlänge zutrifft, bei der Variante C nur für die Einbindelänge in den Tonkern.

Im Vergleich zur Variante D wird der Tonkern auf der Wasserseite bei der Variante B wesentlich stärker beansprucht. Dies ist an der deutlich intensiveren Ausbildung der Mobilisierungszone über die gesamte Höhe des Kerns zu erkennen, aber auch an den im unteren Teil des Tonkerns und vor allem oberhalb des Spundwandkopfes ausgeprägteren Aktivierungszonen. Die größere Beanspruchung macht sich ebenfalls in der stärkeren Verformung der Entlastungszone (obere zwei Drittel des Tonkerns) bemerkbar.

Luftseitig ist die Beanspruchung im Tonkern bei beiden Varianten im Vergleich zum Ausgangszustand nahezu konstant geblieben.

Beanspruchung des Dammuntergrundes und des Stützkörpers

Auf der Luftseite des Dammes wird die Beanspruchung des Dammuntergrundes durch die ausgebildete Sickerlinie und die Wirkung der Auftriebskräfte verringert.

Obwohl sich bei den Varianten C und D infolge der Unterströmung ein um 2,4 m höherer Grundwasserspiegel einstellt, ist die Abnahme der Scherfestigkeitsbeanspruchung im Untergrund gegenüber dem Ausgangszustand geringer als bei den Varianten A und B: auf der Luftseite verbleibt hinter der Spundwand eine breitflächig aktivierte Zone.

Auffallend ist auch, daß bei den Varianten A und B die Scherparameteraktivierung im Dammuntergrund direkt hinter der Spundwand gering ist. Dies bedeutet, daß bei den Varianten C und D, aufgrund der horizontalen Gesamtverschieblichkeit des Dichtungssystems, ein über die Tauchtiefe gleichmäßigerer und somit größerer Erdwiderstand mobilisiert wird. Dagegen geht bei den Varianten A und B die für die Erdwiderstandsmobilisierung notwendige Verformung durch die rückhaltende Wirkung der Spundwand verloren.

Im Lastfall Einstau ohne Konsolidation wird der an den Tonkern angrenzende Stützkörper bei den Varianten C und D stärker an der Lastabtragung beteiligt als bei den Varianten A und B. Im Lastfall Einstau mit Konsolidation ist der an den Tonkern angrenzende luftseitige Stützkörper bei der Variante A wesentlich geringer beansprucht als bei der Variante C, obwohl die Auftriebskräfte durch den höher liegenden Grundwasserspiegel bei der Variante C größer sind. Dasselbe trifft beim Vergleich der Varianten B und D zu: die Mobilisierung der Scherparameter ist bei der Variante D wesentlich größer als bei der Variante B.

Momentenbeanspruchung der Spundwand

Folgende Aussagen können gemacht werden:

1. Die Einbindetiefe in den Tonkern hat keinen Einfluß auf das Verformungsverhalten der Spundwand im Dammuntergrund, wie anhand der gleich großen Momentenbeanspruchung der Spundwand im Dammuntergrund bei den Varianten A und B gefolgert werden kann (Einspanneffekt der Spundwand in den steifen Dammuntergrund). Diese Aussage bezieht sich auf den Lastfall Einstau ohne und mit vorangegangener Konsolidation gleichermaßen.

2. Im Lastfall Einstau mit Konsolidation ist die Beanspruchung der Spundwand bei den Varianten A und C im Tonkern größer als im Lastfall Einstau ohne Konsolidation. Da der konsolidierte Tonkern eine größere Steifigkeit besitzt, übt das Dichtungssystem somit auch eine größere Anziehungskraft auf die Lasten aus.
3. Durch die Starrkörper-Verschieblichkeit des Dichtungssystems der Varianten C und D erfährt die Spundwand keine Momentenbeanspruchung.

Porenwasserüberdruck

Durch den Auftrieb nimmt der Porenwasserüberdruck im Vergleich zum Ausgangszustand auf der Wasserseite des Dammkörpers ab, luftseitig hingegen kommt es zu einer Zunahme.

Die größten Porenwasserüberdrücke treten bei den Varianten mit geringer Einbindetiefe in den Tonkern auf. Dies führt zu einer gleichmäßigen Spannungsverteilung, die Lasten werden vorwiegend über Normalspannung abgetragen.

Die größten Porenwasserüberdrücke treten auf der Luftseite des Tonkerns bei den Dammvarianten mit einer Tauchtiefe von 11 m (Varianten A und B) auf, wasserseitig hingegen bei den Varianten mit einer Tauchtiefe von 6 m. Die bei den Varianten A und B größere vorhandene Steifigkeit des Dichtungssystems hat zur Folge, daß die Lasten verstärkt angezogen werden und dadurch die Beanspruchung des Tonkerns gesteigert wird. Auf der Wasserseite des Tonkerns führt dies bei diesen Varianten zu einer stärkeren Abnahme des Porenwasserüberdruckes. Luftseitig ist der im Vergleich zu den Varianten C und D vorhandene Porenwasserüberdruck größer und auf die größere Ausdehnung des oberhalb der Sickerlinie befindlichen Ton- und Stützkörperbereiches zurückzuführen.

Zum gleichen Ergebnis kommt man bei der Auswertung der Graphen für die Porenwasserüberdruckentwicklung am Tonkernrand: die wasserseitigen Abnahme- und luftseitigen Zunahmebeträge sind bei der Variante A stets größer als bei der Variante C. Beim konsolidierten Kern wirkt sich die wasserseitige Abnahme des Porenwasserüberdruckes wesentlich weniger stark aus als beim unkonsolidierten Kern. Bezüglich der luftseitigen Zunahme tritt der umgekehrte Fall ein. Beim Vergleich der Varianten A und C stellt man fest, daß die Ausgangswerte der Porenwasserüberdrücke vor Einstau des Dammes (Endwerte der Lastfälle Bauende und Konsolidation) wasser- wie luftseitig nicht voneinander abweichen. Dies ist für die Lastfälle EOK und EMK gleichermaßen zutreffend.

Bodenzugspannungen

Bodenzugspannungen treten nur im Lastfall Einstau ohne Konsolidation auf, denn dort sind die Porenwasserüberdrücke noch so groß, daß sie das Tonkernmaterial auf Zug beanspruchen können.

Die maximalen Zugspannungen treten wasserseitig am Tonkernrand auf und unterscheiden sich betragsmäßig nicht wesentlich vom Ausgangszustand (Lastfall Bauende); dies trifft ebenfalls auf die gesamte Zugspannungsverteilung im wasserseitigen Tonkern zu. Die Gefahr des hydraulischen Aufreißen ist somit wasserseitig am Tonkernrand bei unkonsolidiertem Material am größten. Dabei ist zu beachten, daß die Sicherheit gegen Zug-Aufreißen in Wirklichkeit noch deutlich kleiner ist als berechnet.

2.6.4 Horizontalverformungen

Die größte und ungünstigste Beanspruchung des Dichtungskerns tritt bei Vollstau auf. Auf diese Tatsache weist auch ZANGL (1979) in seiner Studie über Erdschüttdämme mit Kerndichtungen aus Asphaltbeton hin. Während bei der Schüttung des Dammes und der Konsolidationsphase des Dichtungskerns die Vertikalverformungen von überwiegendem Interesse sind, stehen im Lastfall Einstau die Horizontalverformungen im Vordergrund.

Erste Erkenntnisse über das Verformungsverhalten des Übergangsbereichs können aus den vektoriellen Verschiebungsfeldern gezogen werden (Bild 2.12 und 2.13).

Nach dem Schüttvorgang zeigen die Verschiebungsvektoren im Bereich des Tonkerns hauptsächlich Vertikalbewegungen an, die sich mit zunehmender Entfernung von der Tonkernmittelachse in Richtung der steiferen Stützkörper neigen.

Eine anschließende Konsolidation bewirkt im unteren Bereich des Tonkerns zusätzliche, in Richtung Stützkörper weisende Horizontalverformungen. Durch die daraus resultierenden Spreizspannungen kann der Anpreßdruck des Bodens auf die Spundwand, bedingt durch Entlastungsvorgänge, negativ beeinflusst werden.

Im Lastfall Einstau bei Erreichen des maximalen Wasserstandes sind die auf der Wasserseite liegenden Verschiebungsvektoren bei konsolidiertem Bodenmaterial im unteren Bereich des Tonkerns deutlich stärker in Richtung Spundwand geneigt als im unkonsolidierten Zustand. Dies deutet auf eine verstärkte Horizontalbewegung des Bodens auf die Spundwand hin.

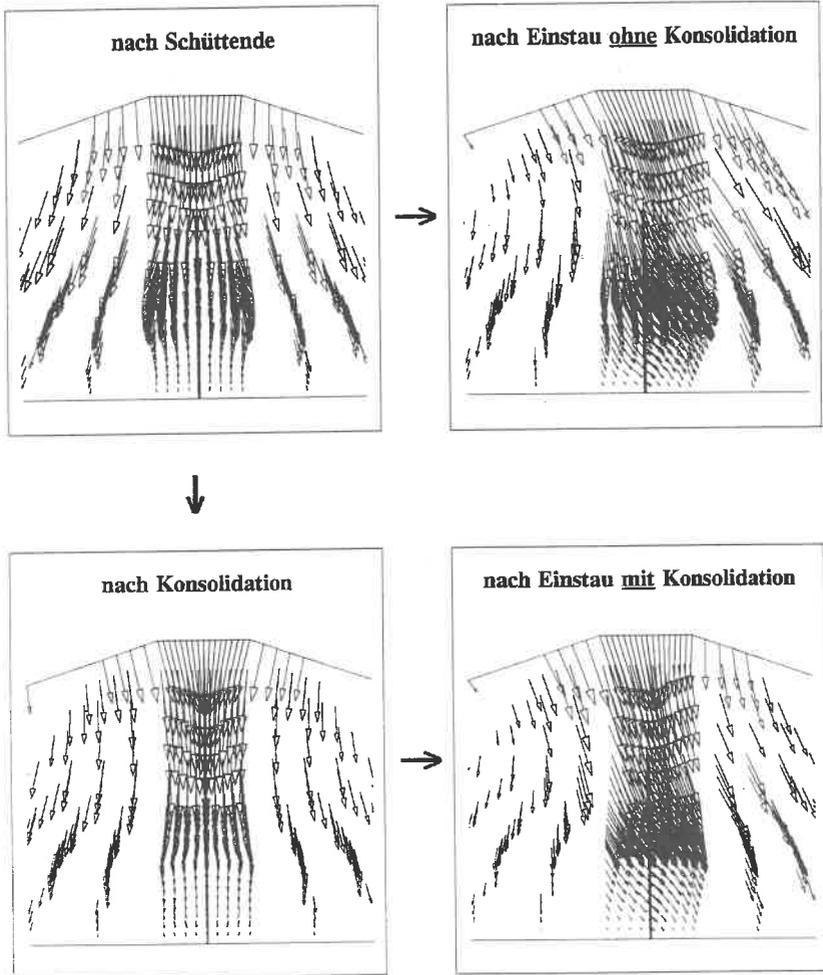


Bild 2.12: vektorielle Verschiebungsfelder (Variante A: $T=11\text{m}$, $E=9\text{m}$)

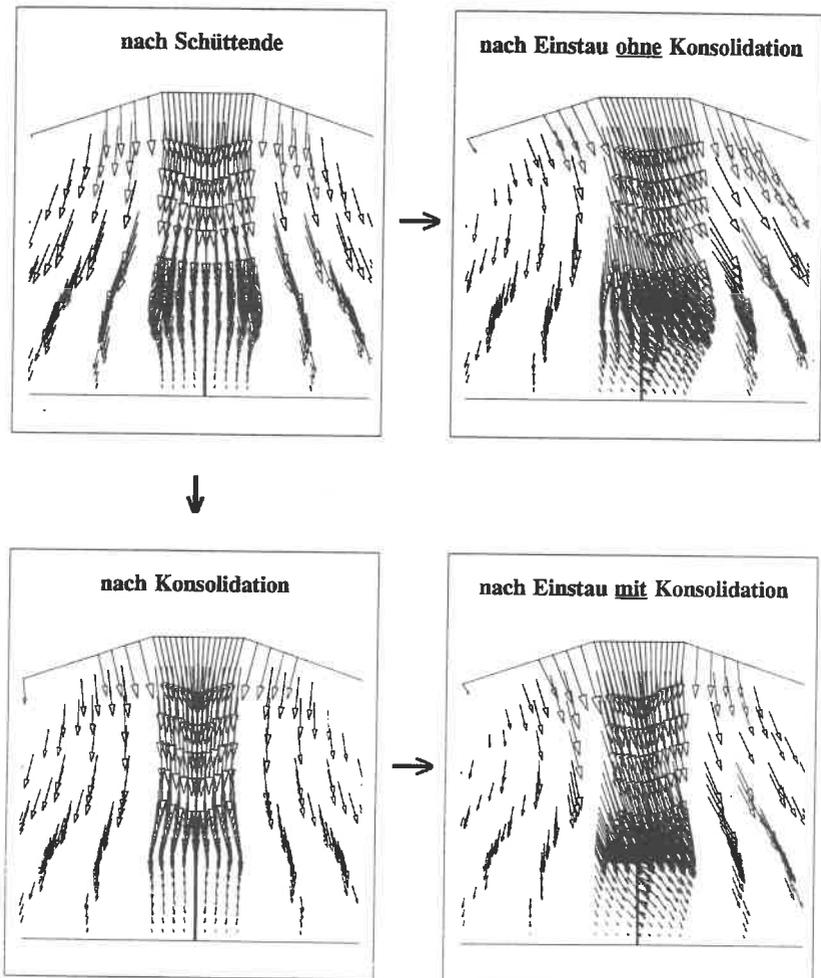


Bild 2.13: vektorielle Verschiebungsfelder (Variante B: $T=11\text{m}$, $E=1,5\text{m}$)

Um eine Aussage über die Verteilung und Größe der Horizontalverformungen nach Schüttende sowie bei Volleinstau im Tonkern zu erhalten, wurden die horizontalen Anteile der wasserseitigen Verschiebungsvektoren in verschiedenen Schnitten 1 bis 5 (Bild 2.14) über die Höhe des Tonkerns aufgezeichnet (Bild 2.15 bis 2.18). Deutlich erkennt man, daß im Einbindebereich E der Spundwand die aus den Querzugspannungen resultierenden Horizontalverformungen mit zunehmender Entfernung von der Tonkernmittellinie anwachsen.

Die maximalen Verformungen im unkonsolidierten Zustand nach Schüttende (Bild 2.15 u. 2.16) liegen dabei ungefähr im unteren Drittelpunkt des Tonkerns. Durch eine anschließende Konsolidation verlagert sich der Verschiebungspunkt vom oberen Tonkernbereich in den unteren Bereich. Die Verformungen nehmen dabei im oberflächennahen Bereich zu und im unteren Einbindebereich ab.

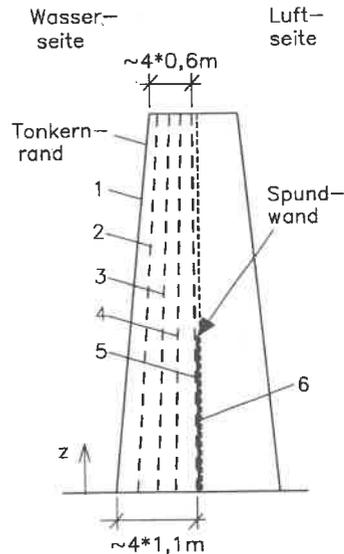


Bild 2.14: Lage der Schnitte 1 bis 6

Durch den Volleinstau (Bild 2.17 u. 2.18) werden die aus den Querzugspannungen resultierenden Horizontalverformungen überdrückt und eine Bewegung des Tonkerns in Richtung Luftseite findet statt. Für unterschiedliche Einstauhöhen zeigen die Bilder 2.19 und 2.20 die wasserseitigen Horizontalverformungen des Bodens im Schnitt 5, der am nächsten zur Spundwand liegt.

Zusätzliche Informationen über das Dichtigkeitsverhalten der Kontaktzone zwischen Boden und Spundwand erhält man, indem man die Relativverschiebungen der Spundwand zu dem angrenzenden wasser- und luftseitigen Bodenmaterial (Schnitt 5 und 6) betrachtet. Sind die Horizontalverformungen des wasserseitigen Bodens größer als die der Spundwand, so kann ein gewisser Anpreßdruck vorhanden sein. Der Vergleich dieser Verformungen ist für den Lastfall Schüttende in den Bildern 2.21 und 2.22, für den Lastfall Volleinstau in den Bildern 2.23 und 2.24 dargestellt. Wie zu erwarten zeigt sich, daß der wasserseitige Boden gegen die Spundwand drückt und diese wiederum auf das luftseitig anstehende Bodenmaterial, wobei die Verformungen durch die Konsolidation zusätzlich verstärkt werden.

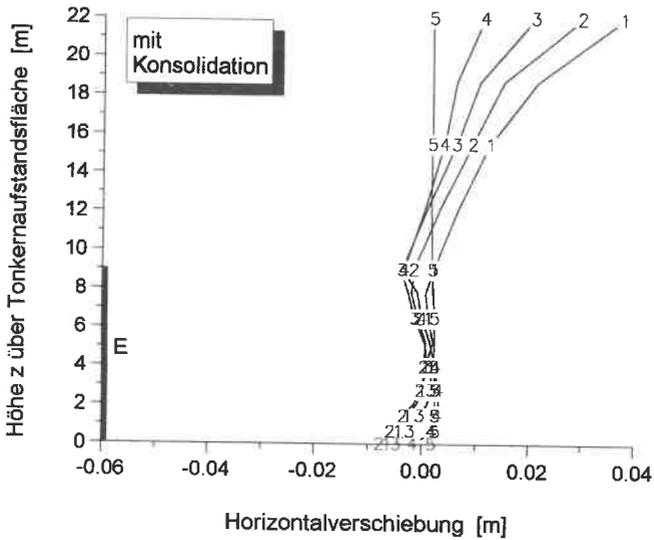
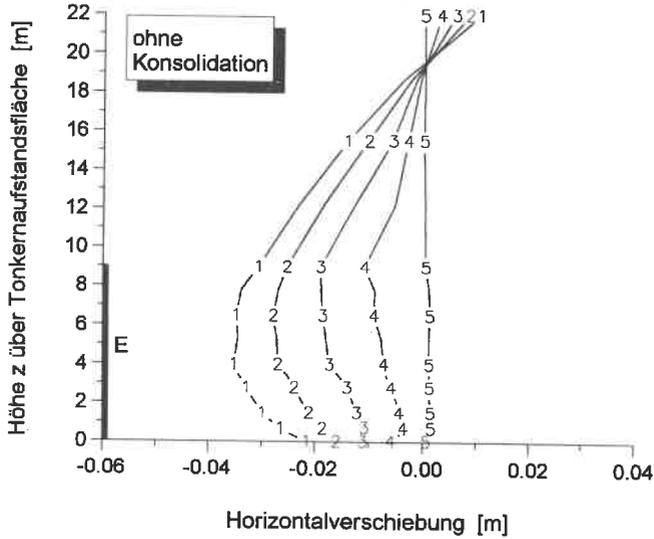


Bild 2.15: Horizontalverformungen nach **Schüttende** in den Schnitten 1 bis 5 (Variante A: T=11m, E=9m)

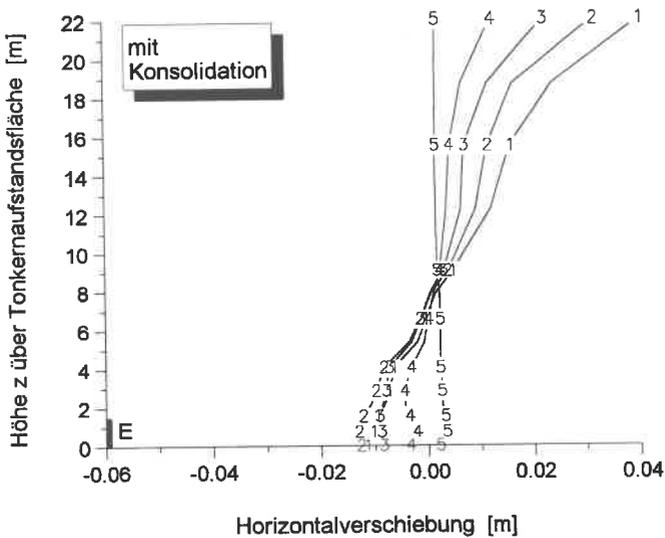
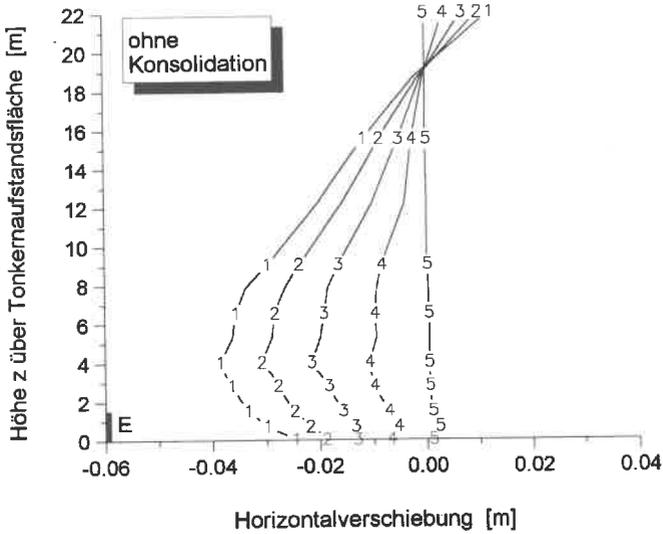


Bild 2.16: Horizontalverformungen nach **Schüttende** in den Schnitten 1 bis 5 (Variante B: T=11m, E=1,5m)

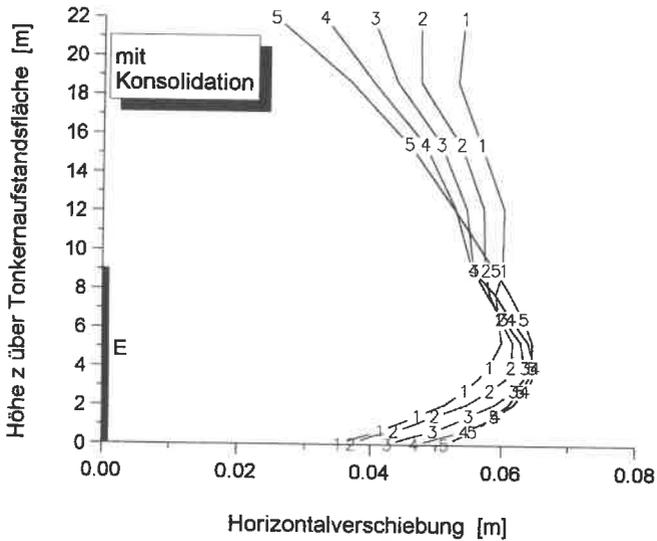
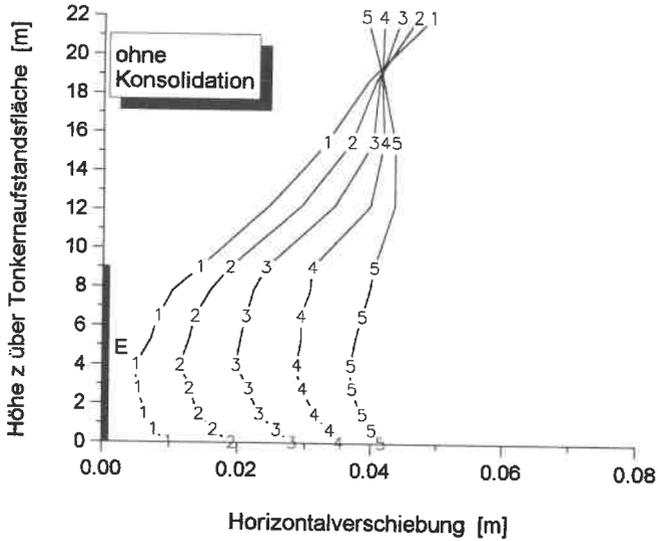


Bild 2.17: Horizontalverformungen nach **Volleinstau** in den Schnitten 1 bis 5 (Variante A: T=11m, E=9m)

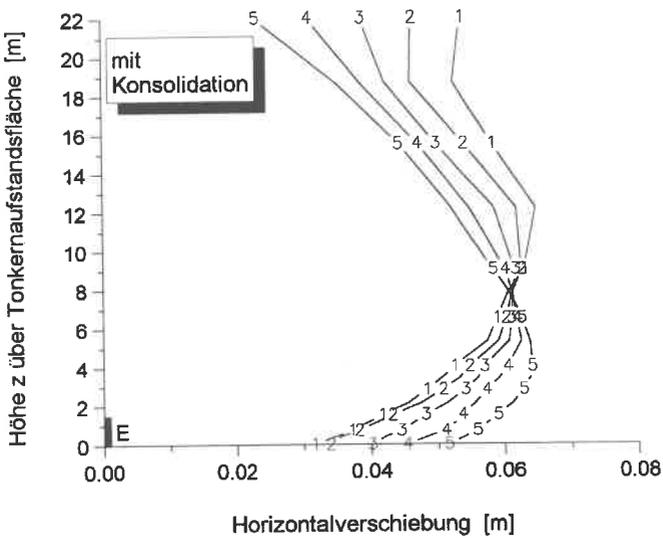
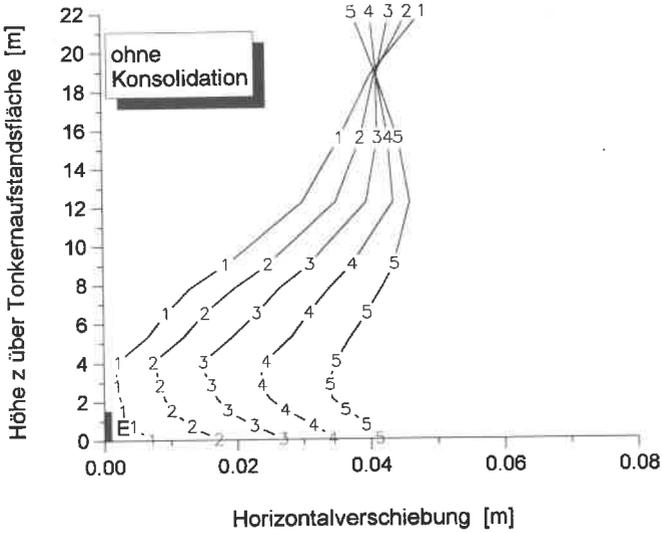


Bild 2.18: Horizontalverformungen nach **Volleinstau** in den Schnitten 1 bis 5 (Variante B: T=11m, E=1,5m)

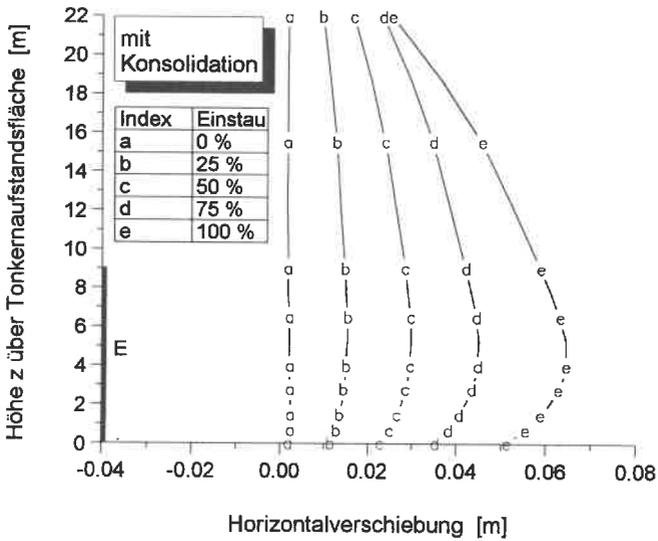
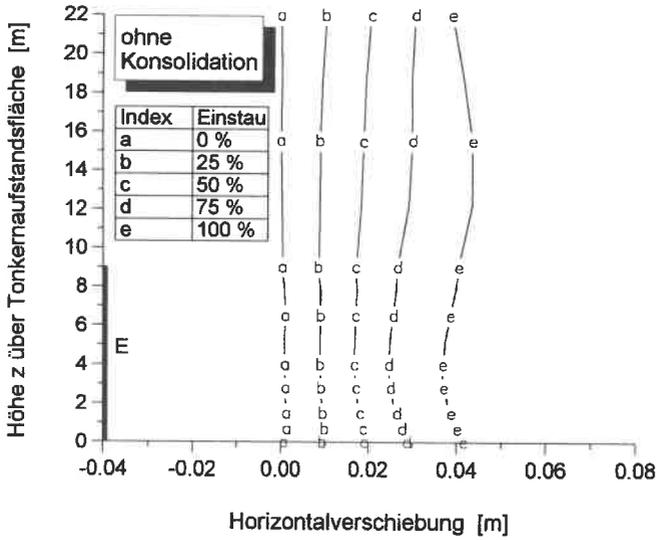


Bild 2.19: Horizontalverformungen durch **Einstau** im Schnitt 5
(Variante A: T=11m, E=9m)

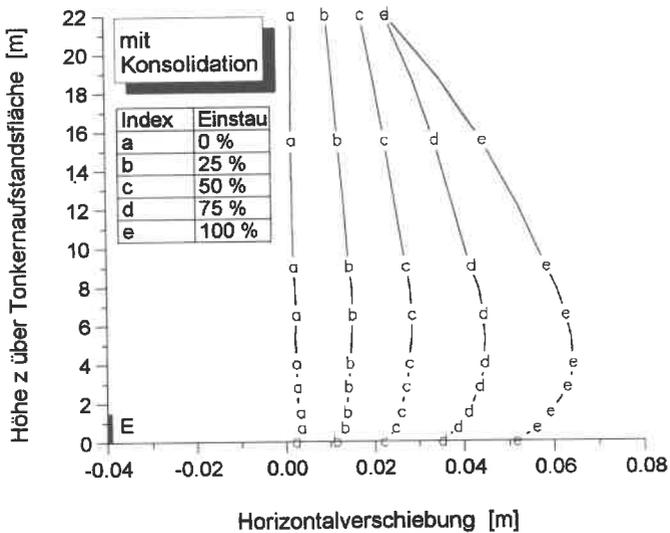
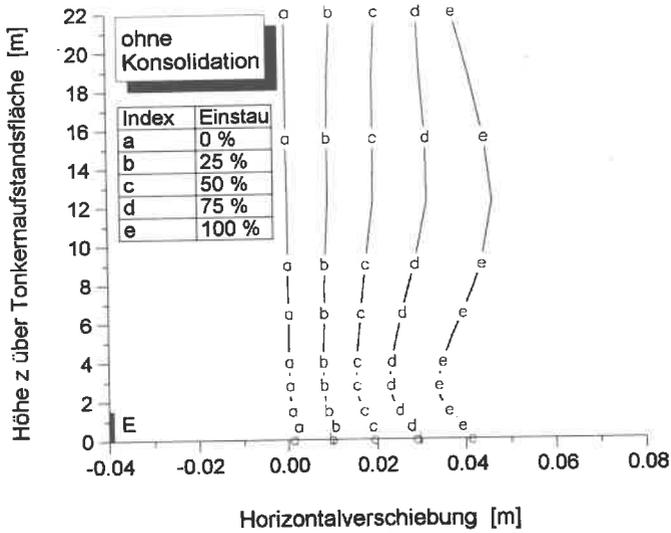


Bild 2.20: Horizontalverformungen durch **Einstau** im Schnitt 5
(Variante B: T=11m, E=1,5m)

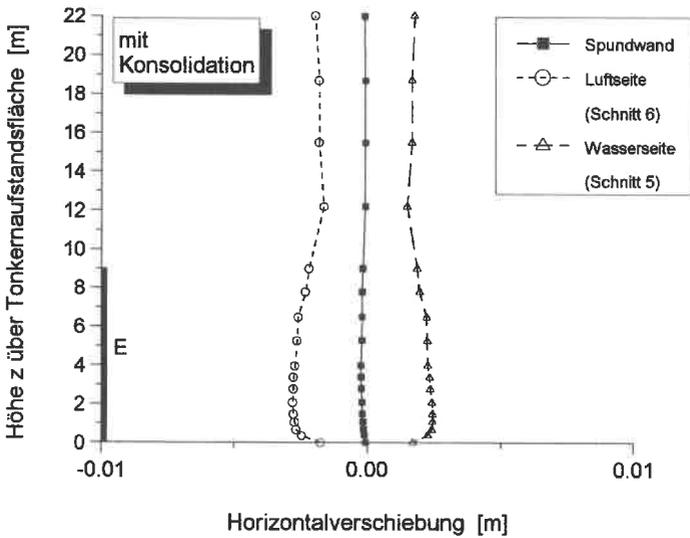
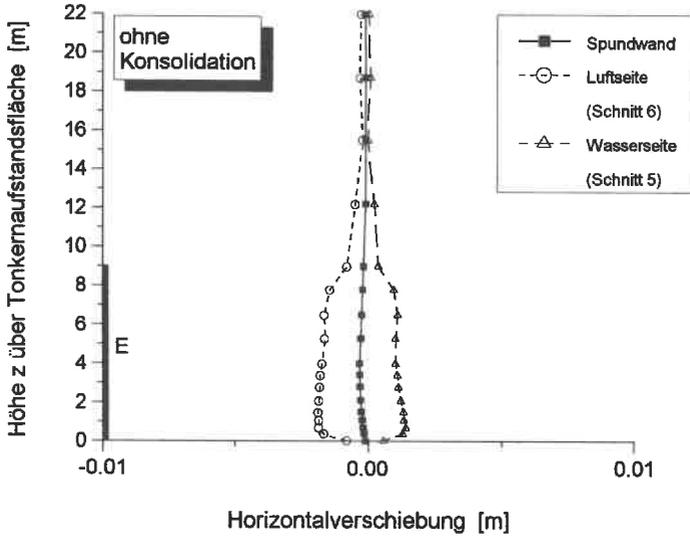


Bild 2.21: Vergleich der Horizontalverformungen im Kontaktbereich der Spundwand bei Schüttende (Variante A: T=11m, E=9m)

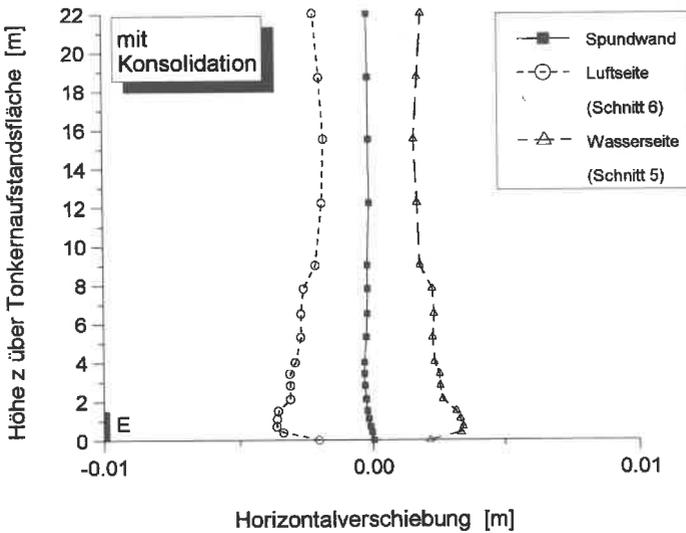
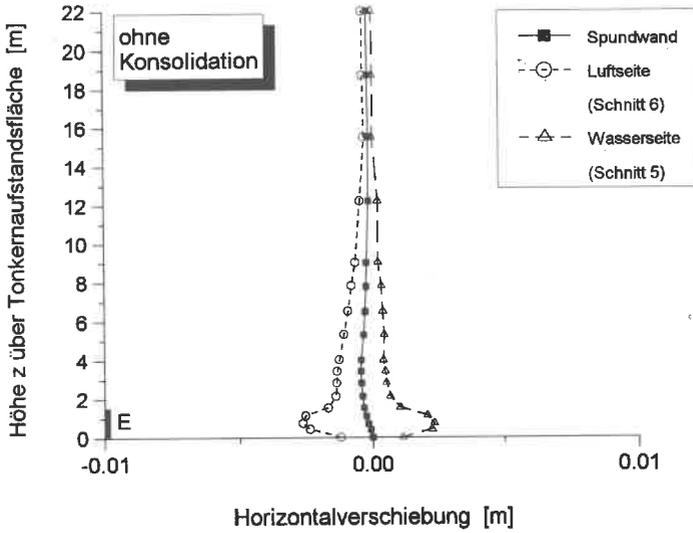


Bild 2.22: Vergleich der Horizontalverformungen im Kontaktbereich der Spundwand bei **Schüttende** (Variante B: T=11m, E=1,5m)

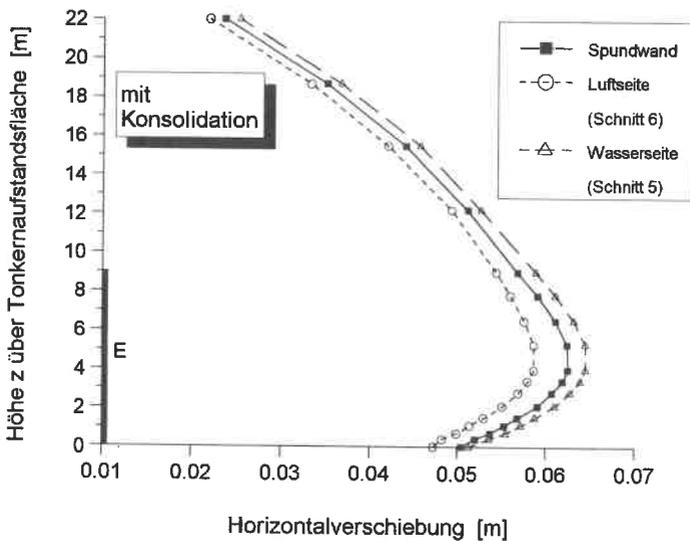
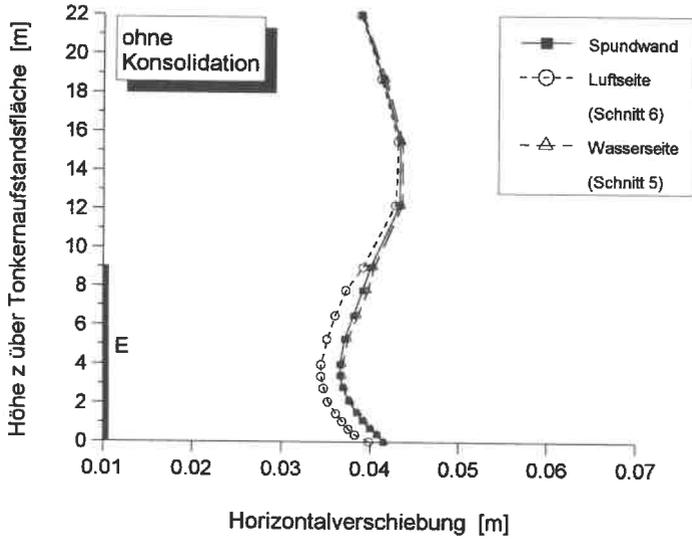


Bild 2.23: Vergleich der Horizontalverformungen im Kontaktbereich der Spundwand bei Volleinstau (Variante A: $T=11\text{m}$, $E=9\text{m}$)

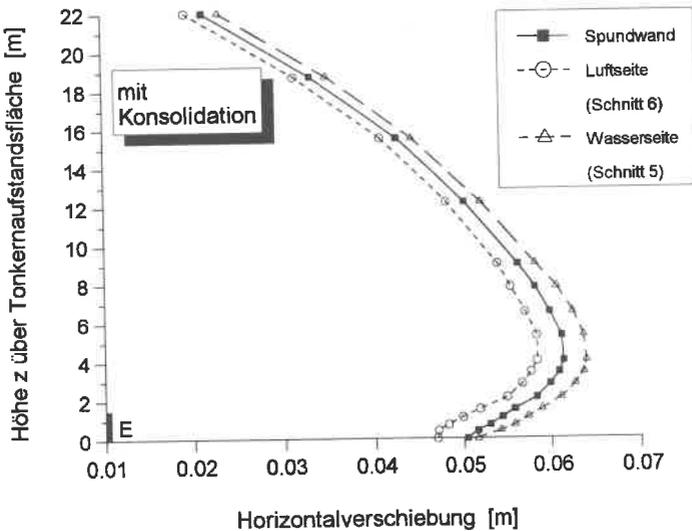
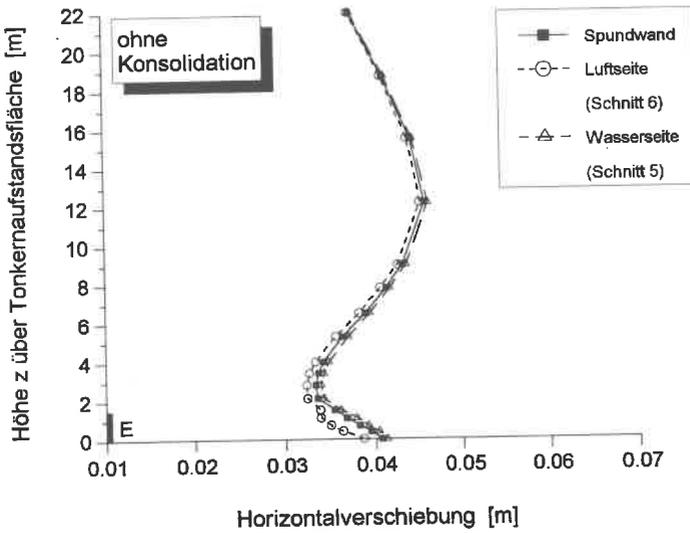


Bild 2.24: Vergleich der Horizontalverformungen im Kontaktbereich der Spundwand bei **Volleinstau** (Variante B: $T=11\text{m}$, $E=1,5\text{m}$)

Somit liegen nach den Berechnungsergebnissen keine Ablöseerscheinungen im Übergangsbereich zwischen Tonkern und eingebetteter Spundwand vor, die auf eine erhöhte Wasserwegsamkeit schließen lassen. Da die Differenzbeträge jedoch im mm-Bereich liegen, sind die Ergebnisse nur von theoretischer Bedeutung.

Abschließend soll der Einfluß eines verminderten Wandreibungswinkels von $2/3 \varphi'$ auf $1/3 \varphi'$ zwischen Tonkernmaterial und Spundwand diskutiert werden, der durch den Einbau von Material mit hohem Wassergehalt verursacht werden kann.

Insbesondere im unteren Kontaktbereich zwischen Spundwand und Boden treten dadurch verstärkt Horizontalverformungen auf (Bild 2.25). Der untere Teil des Tonkerns verschiebt sich im Lastfall Einstau deutlich stärker als der obere Bereich. Hier sind größere Scherverformungen zu erwarten, die sich zu wasserführenden Gleitflächen ausbilden können. Aus diesem Grund empfiehlt es sich, beim Entwurf über die gesamte Höhe des Tonkerns eine Reduktion des Wandreibungswinkels vorzunehmen, um die Verformungsunterschiede zu minimieren.

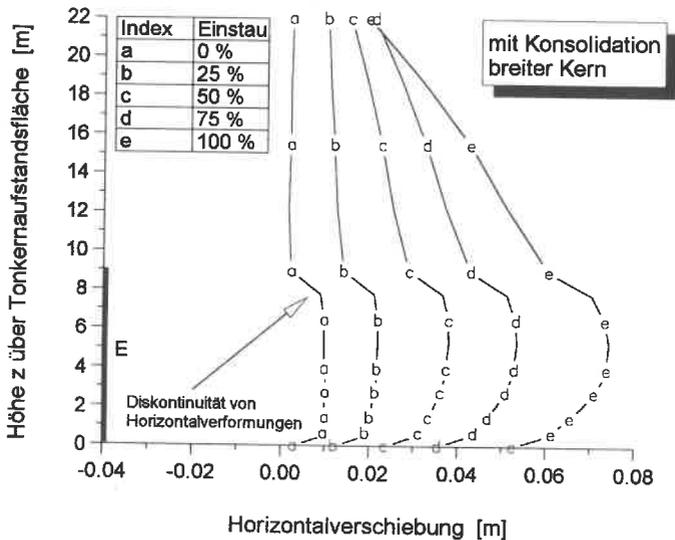


Bild 2.25: Einfluß eines abgeminderten Wandreibungswinkels im Lastfall-Volleinstau ($T=11\text{m}$, $E=9\text{m}$, breiter Kern, mit Konsolidation)

2.7 Zusammenfassung

Die durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen zur Abschätzung des Spannungs-Verformungsverhaltens eines Zonendammes lassen die Aussage zu, daß die von hohen Dämmen bekannten Spannungsumlagerungen und Gewölbewirkungen auch bei Dämmen mit geringer Höhe entstehen können. Sie sind abhängig von der Steifigkeitsverteilung im System. SCHÖBER (1987) gibt hierzu eine Abschätzformel an, welche die Biegesteifigkeit des Kerns und das Steifigkeitsverhältnis zum Stützkörper berücksichtigt.

Bereits im Lastfall Schüttende ist bei dem untersuchten Dichtungssystem deutlich der Steifigkeitseinfluß der im Tonkern eingebetteten Spundwand erkennbar. So wandern die Lasten nicht nur in die steiferen Stützkörper und in den Dammuntergrund ab, sondern lagern sich je nach Einbindelänge und Grad der Verschieblichkeit der Spundwand zum Teil auf diese um.

Die resultierenden Aufhängeerscheinungen (*arching effect*) im oberen Drittel des Tonkerns und die damit verbundenen Gewölbeausbildungen sind für Zonendämme kennzeichnend und werden durch die Literatur bestätigt. Im unteren Bereich des Tonkerns entstehen durch Querspannungen Entlastungszonen, die den Anpreßdruck des Dichtungsmaterials auf die eingebettete Spundwand beeinflussen können.

Die unterschiedlichen Liegezeiten eines Dammes vor dem ersten Einstau wurden durch die Variation der Konsolidationszeiten untersucht. Dabei wurden zwei Grenzzustände betrachtet:

Im ersten Fall wurde keine Konsolidation zugelassen. Die durch den Schüttvorgang entstandenen Porenwasserdrücke sind voll wirksam. Da der Dammkörper in Wirklichkeit bereits während des Schüttvorgangs konsolidiert, ist diese Betrachtungsweise nur von theoretischer Bedeutung.

Im zweiten Fall konnte der Dammkörper vor dem ersten Einstau vollständig auskonsolidieren. Die Konsolidierungszeiten werden hierbei von dem Spannungsniveau, den Abmessungen des Dichtungskerns sowie der Materialdurchlässigkeit bestimmt.

Durch den Abbau der Porenwasserüberdrücke nehmen die effektiven Spannungen und Setzungen im Tonkern zu. Die Konsolidationssetzungen verursachen über einer Höhe von 2/3 des Tonkerns zusätzliche Spannungsumlagerungen, welche den Aufhängeeffekt des Tonkerns vergrößern. Im unteren Tonkernbereich führen die Spannungsumlagerungen zum einen zu einer Erhöhung des effektiven Anpreßdrucks auf die Spundwand, zum anderen jedoch auch zu einer Zunahme der Spreizspannungen.

Bei einem theoretischen Einstau bei unkonsolidiertem Tonkernmaterial sind die gefährdeten Zonen durch Bodenzugspannungen gekennzeichnet. Diese lagen bei den hier untersuchten Dammtypen in der Dammachse auf etwa halber Höhe des Tonkerns und traten u.a. in abgeschwächter Form im Einbindebereich der Spundwand bis zu einer Höhe von 1,5 m über der Dammaufstandsfläche auf.

Die am wasserseitigen Tonkernrand auftretenden Bodenzugspannungen kennzeichnen diesen Bereich als gefährdete Zone hinsichtlich des hydraulischen Aufreißen.

Unabhängig vom Konsolidierungsgrad zeigt sich im Lastfall Einstau, daß der luftseitige Stützkörper nur im unteren Teil an der Lastabtragung beteiligt ist. Die obere Hälfte bewegt sich als Block mit. Auf der Wasserseite bildet sich ein Bruchkeil aus, der in Richtung der steiferen Zonen, bestehend aus Untergrund und Spundwand, verläuft. Die Intensität ist deutlich abhängig von der Horizontalverschieblichkeit des Dichtungssystems. Die Lastabtragung in den Untergrund ist durch die Mobilisierung der luftseitigen Erdwiderstände gekennzeichnet: während bei Teilabdichtungen größere Reaktionskräfte aktiviert werden, gehen die notwendigen Verformungen bei Vollabdichtung des Untergrunds durch die Dübelwirkung der Spundwand verloren.

Eine Aussage über das Dichtigkeitsverhalten der Kontaktzone zwischen Tonkern und Spundwand kann über die auftretenden Horizontalverformungen vorgenommen werden. Bereits nach Schüttende sind im Übergangsbereich Querkzugspannungen vorhanden, die sich durch eine anschließende Konsolidation abbauen können und zu einer Zunahme des effektiven Anpreßdrucks führen können. Die ermittelten Verformungen liegen im mm-Bereich.

Im Lastfall Einstau wird das wasserseitige Tonkernmaterial zusätzlich gegen die Spundwand gedrückt, und der Anpreßdruck kann dadurch erhöht werden.

Sämtliche Aussagen der Finite-Elemente Berechnungen beschränken sich auf das statische Verhalten des vorgestellten Dammes, wobei die Formgebung der Spundwand und festigkeitsmindernde Wassergehaltszunahmen unberücksichtigt bleiben.

Aus diesem Grund wurde, wie in Kapitel 4 beschrieben, das Dichtigkeitsverhalten des Übergangsbereichs Tonkern-Spundwand anhand eines 1:1 Versuch an einem Prototyp untersucht. Zusätzlich wurden Laborversuche zur Beurteilung des Dichtungsmaterials hinsichtlich seiner Durchlässigkeit und der hydrodynamische Verformungen auslösenden kritischen Gradienten durchgeführt sowie das Verhalten beim hydraulischen Aufreißen untersucht (Kapitel 5).

3 Bodenmaterial

3.1 Allgemeines

Bei Modellversuchen mit hydraulischen Problemen findet man in der Literatur hauptsächlich den Einsatz von nichtbindigen Böden, sogenannten Modellsanden. Dies wird dadurch begründet, daß die Strömungskräfte unabhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert k sind und sich die Versuchszeiten verkürzen lassen. Als Fluid werden entlüftetes Wasser oder Öle verwendet.

Eine Übertragung solcher Versuchsergebnisse auf die Situationen in-situ ist schwierig, da sich die dort verwendeten bindigen Dichtungsmaterialien hinsichtlich Spannungsumlagerungen und hydrodynamischer Vorgänge infolge ihrer Plastizität und Kohäsion gänzlich anders verhalten als nichtbindige Böden.

Aus diesem Grund wurde für die hier untersuchten Fragestellungen ein nach dem DVWK-MERKBLATT 202 (HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN) ausgewähltes Dichtungsmaterial verwendet und einer baustellenähnlichen Verdichtung unterzogen.

Bei dem ausgewählten Material handelt es sich um einen Lößlehm aus dem Steinbruch Robert BOPP GmbH & Co. Talheim bei Heilbronn.

Eine ausführliche bodenmechanische Klassifizierung des Anstehenden findet sich in RILLING (1994). Da der Lößlehm seiner Entstehung entsprechend äolisch antransportiert und sedimentativ abgelagert wurde, mußte davon ausgegangen werden, daß sich die Zusammensetzung des Lößlehms bereits in kleineren Entfernungen ändert und somit auch Unterschiede hinsichtlich seines mechanischen Verhaltens zu erwarten waren.

Aufgrund der unterschiedlichen Entnahmezonen wurde das zu Versuchszwecken entnommene Material einer weiteren bodenmechanischen Klassifikation unterzogen.

3.2 Bodenmechanische Klassifikation

Anhand der in Tabelle 3.1 zusammengestellten Ergebnisse ist der Boden nach DIN 18196 als leicht- bis mittelplastischer Ton (TL, TM) klassifiziert. Unter Hinzuziehung des Kornverteilungsbandes (Bild 3.1) kann der verwendete Lößlehm nach DIN 4022 als Schluff, tonig, sandig eingestuft werden.

KENNWERT		Anzahl Versuche	Mittel- wert	Standard- abweichung	min. Wert	max. Wert
Wassergehalt	w_n [%]	53	16,7	1,4	13,7	20,3
Fließgrenze	w_L [%]	28	33,9	2,4	30,9	42,2
Ausrollgrenze	w_p [%]	28	15,0	1,0	12,3	16,6
Plastizitätszahl	I_p [%]	28	18,9	2,5	14,3	26,5
Konsistenzzahl	I_c [-]	28	0,93	0,08	0,75	1,06
Tongehalt	[%]	27	23	5	15	32
Aktivitätszahl	I_A [-]	27	0,84	0,17	0,57	1,25
Schrumpfgrenze	w_s [%]	8	11,8	0,97	9,9	12,7
Kalkgehalt	V_{ca} [%]	50	2,4	1,2	0,8	5,4
Glühverlust	V_{gl} [%]	18	4,1	0,6	3,3	5,0
Wasseraufnahme	w_A [%]	15	52,6	2,1	50,8	56,6
Korndichte	ρ_s [t/m ³]	41	2,68	0,02	2,65	2,71

Tabelle 3.1: Zusammenstellung der bodenmechanischen Versuchsergebnisse

Es zeigt sich, daß die ermittelten Kennwerte in den von RILLING (1994) ermittelten Streubreiten liegen und keine wesentlichen Änderungen im mechanischen Verhalten zu erwarten sind und somit nicht weiter verfolgt werden.

Ein Vergleich der erhaltenen Kennwerte des Lößlehms mit den im DVWK-MERKBLATT 202 (HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN) angegebenen Materialanforderungen für mineralische Dichtungen zeigt (Tabelle 3.2), daß außer dem Organgehalt alle Richtwerte eingehalten sind. Der geforderte Wert des Organgehalts wird um ca. 1% überschritten. Nach DIN 4022 Teil 1 ist der Boden als schwach humos zu bezeichnen und läßt ein erhöhtes Wasserbindevermögen und schlechtere Verformungs- und Festigkeitseigenschaften erwarten.

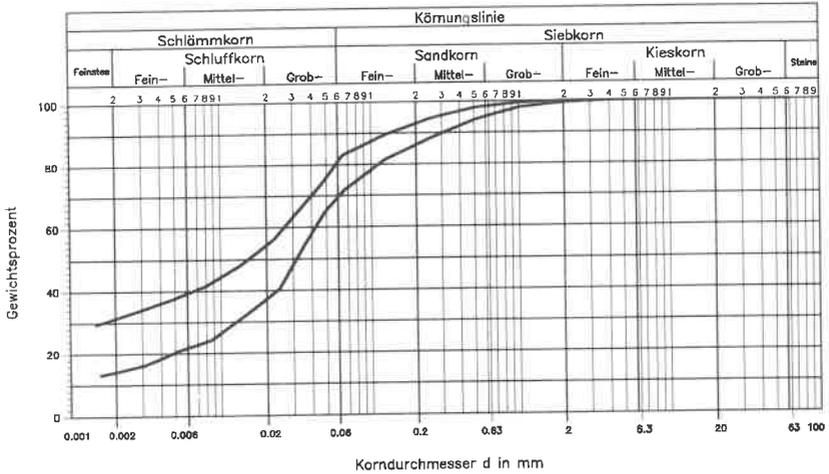


Bild 3.1: Kornverteilungsband

KENNWERT		Materialanforderungen nach DVWK 202	ausgewähltes Material (Mittelwerte)
Steinanteil	[%]	≤ 35	0
nat. Kalkgehalt	[%]	≤ 10	2,4
Gehalt an organischen Stoffen	[%]	≤ 3	4,1
Fließgrenze w_L	[%]	≤ 80	33,9
Ausrollgrenze w_p	[%]	≤ 20	15,0
Plastizität I_p	[%]	≥ 10	18,9
Tongehalt CP	[%]	≥ 20	23
Durchlässigkeitsbeiwert k_f	[m/s]	$\leq 10^{-7}$	$\leq 10^{-9}$

Tabelle 3.2: Vergleich der Materialkennwerte des mineralischen Dichtungsmaterials

3.3 Proctorversuche

Die Bandbreite der Verdichtbarkeit des verwendeten Lößlehms wurde anhand von zehn Proctorversuchen überprüft (Bild 3.2).

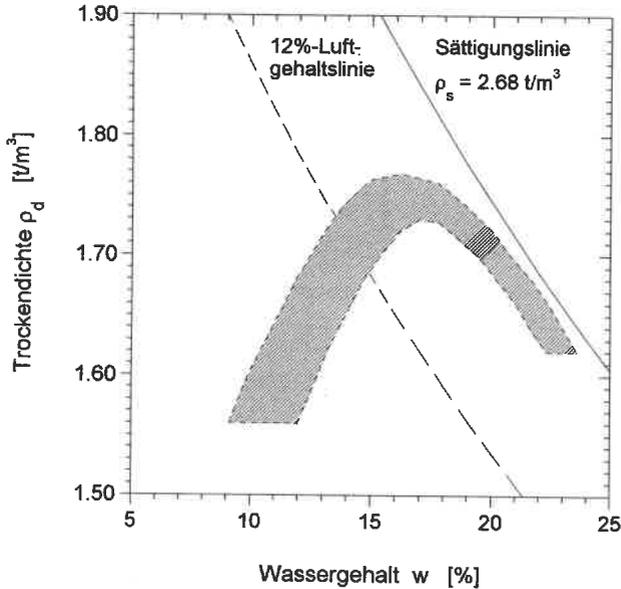


Bild 3.2: Bandbreite der Proctorversuche

Es können folgende mittlere Kenngrößen angegeben werden:

KENNWERT			Anzahl der Versuche	Mittelwert	Standardabweichung	min. Wert	max. Wert
Proctordichte	ρ_{Pr}	[t/m ³]	10	1,75	0,02	1,73	1,77
opt. Wassergehalt	w_{Pr}	[%]		16,6	0,5	16,2	17,7

Tabelle 3.3: Kenngrößen der Proctorversuche

3.4 Mineralogische Untersuchungen

Die mineralogischen Untersuchungen des Versuchsbodens wurden im Rahmen eines anderweitigen Forschungsprojekts durch das Tonmineralogische Labor der ETH Zürich durchgeführt. Durch eine Behandlung der Tonaggregate werden auch die Tonpartikel erfaßt, die in der Schlämmanalyse nach DIN 18123 als Schluffkorn ermittelt werden. Nähere Angaben zur Meßmethodik findet man bei FIECHTER (1995).

Tabelle 3.4 gibt eine Übersicht der ermittelten Werte:

	prozent. Anteil
Kornverteilung inkl. Karbonat:	
< 63 μm	87
< 2 μm	34
Zusammensetzung der Tonfraktion:	
Quarz	2
Kaolinit	2
Chlorit	10
Mixed Layer Illit/Smektit	45
Illit	<40
Anteil quellfähiger Tonminerale am Gesamtmaterial	15
Karbonatgehalt:	<5
Calcit	65
Dolomit	30
Siderit	5

Tabelle 3.4: Tonmineralogische Analyse
(aus FIECHTER 1995)

Die Einstufung des Bodens hinsichtlich seines Schwellvermögens wird in Kapitel 6.5 im Rahmen der untersuchten Volumenänderungen vorgenommen.

3.5 Weitere Untersuchungen

Die Durchlässigkeitsbeiwerte für unterschiedliche Verdichtungsarten werden in Kapitel 5.1 untersucht.

Die Scherparameter des Lößlehms sind in Kapitel 6.6 und 6.7 angegeben.

4 Großmaßstäbliche Versuche

4.1 Idealisierung

Um eine sichere Beurteilung des hydraulischen Verhaltens einer Übergangskonstruktion in einem Modellversuch und eine direkte Übertragung auf in-situ Verhältnisse zu ermöglichen, wird eine möglichst naturgetreue Abbildung des Dichtungsübergangs notwendig.

Aus der Vielzahl von Übergangskonstruktionen wird hier speziell der in Bild 1.1 dargestellte Einbindebereich einer Spundwand in einer aus bindigem Material hergestellten Kerndichtung im 1:1 Maßstab untersucht (vgl. Anlage F). Die Kontaktfläche zwischen der Spundwand und dem bindigen Dichtungsmaterial hat hierbei eine Breite von 2 m und eine Höhe von 1,75 m.

Bei der Übertragung des Naturzustands mußten einige auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden, die nachfolgend erläutert werden.

Im Kern kann durch Spannungumlagerungen ein Defizit an Vertikalspannungen entstehen, welche das Überdrücken vorhandener Risse verhindern. Im Versuch wird die Vertikalspannung durch unterschiedliche Bodenpressungen simuliert.

In Wirklichkeit ist die Spundwand im Dichtungskern sowie in der Talfüllung eingebettet. Vertikal angreifende Kräfte können den Boden gegen den Spundwandkopf nach unten drücken und somit dort befindliche Risse wieder schließen. Im Versuch wird die Vertikalbewegung der Wand durch ein nur in horizontaler Richtung bewegliches Rollenlager unterbunden.

Die statische Funktion und die Dichtfunktion einer Dichtung bzw. eines -übergangs müssen in der Versuchstechnik unabhängig voneinander dargestellt werden, um gezielte Interpretationen vorzunehmen zu können.

Im Großversuch wird deshalb die Verformung der Wand bzw. der einzustellende Spannungszustand vor dem eigentlichen Abpreßversuch induziert und während des Versuchs keine weitere Wandverformung zugelassen.

4.2 Versuchsbehälter

Der Versuchsbehälter mußte somit folgende Randbedingungen erfüllen:

- ausreichende Dichtigkeit, um Druck- und Wasserverluste bei einem Bemessungswasserdruck von 20 m Einstauhöhe zu minimieren;
- ausreichende Grundfläche, um die notwendige Verdichtung mit einem statisch-dynamischen und baustellengerechten Verdichtungsgerätes auszuführen;
- ausreichende Bodenkubatur, um beim Einbau und nach Versuchsende ungestörte Probenentnahmen zu ermöglichen;
- ausreichender Witterungsschutz und geringe Temperaturschwankungen, um einen ungestörten Versuchsablauf über 2-3 Monate zu gewährleisten;
- Maßquerschnitt von einer Mindestbreite von 2 m, um die Einflüsse der Spundwandform zu berücksichtigen;
- vorhandene Randbereiche zur Realisierung eines nahezu zweidimensionalen Spannungszustands.

Aus den vorgegebenen Bedingungen entstand der im Querschnitt in Bild 4.1 dargestellte Versuchsbehälter mit den Innenabmessungen von $B \times H \times T = 2,55 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 4,2 \text{ m}$.

Dieser wurde aus 25 mm starkem Grobblech in einer 4 m tiefen Versuchsgrube im Freiversuchsgelände auf einem verdichteten Sandauflager hergestellt. Die Stoßstellen wurden wasserdicht verschweißt und mit einem Epoxidharzkleber zusätzlich gedichtet. Als äußere Stützung des Behälters kamen biegesteife Rahmensysteme zum Einsatz, die aus vertikal aufgestellten Stahlträgern aus IPB1500 und IPB1360 im lichten Abstand von ca. 50 cm bestanden und mit der Bodenplatte sowie dem umlaufenden oberen Gurt verschweißt wurden. Auf der langen Seite des Behälters wurde eine dichtgeschweißte Spundwand Larssen 20 auf einer Breite von 2 m und einer Höhe von 1,8 m eingebaut. Durch den Einbau von Rollenlagern auf der Unterseite und einer Punktstützung über vier 100 t Pressen war die Spundwand verschieblich gelagert.

Besonderes Augenmerk war auf die Flankenbereiche der Spundwand zu richten, da diese als Unstetigkeitsstellen im Kontaktbereich zum Boden hinsichtlich Verformungsfähigkeit und Dichtigkeit infolge unterschiedlicher Steifigkeiten zu bewerten sind.

Zum Einsatz kam ein 200 mm breites PUR-Band der Fa. Sika Chemie GmbH. Dieses elastische Fugenband zeichnet sich durch eine 120 mm Dehnungszone und die beidseitigen jeweils 40 mm breiten Klebezonen aus und kann große Bruchdehnungen aufnehmen.

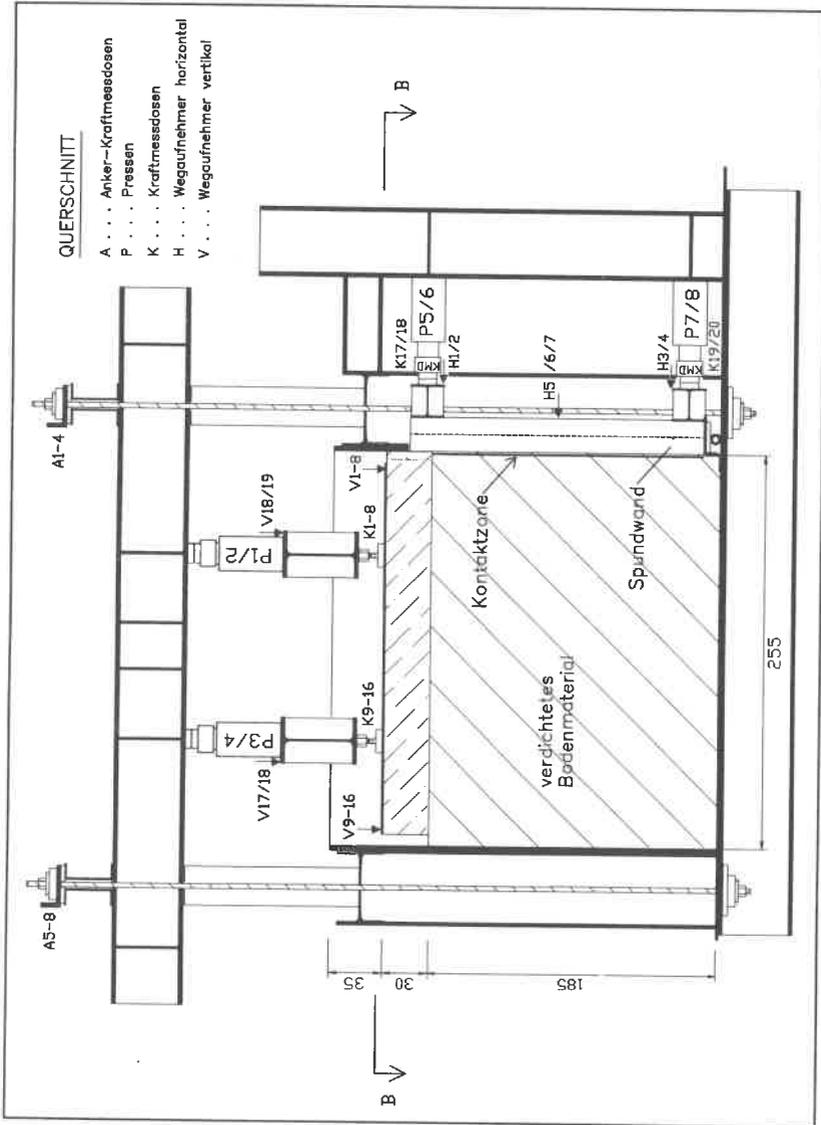


Bild 4.1: Querschnitt des Versuchsbehälters (Maße in cm)

Mit einem elastischen 1-Komponenten-Dichtstoff auf Polyurethanbasis (Sikaflex-11 FC) konnte ein dichter Anschluß zwischen Spundwand und dem angrenzenden Stahlblech realisiert werden. Um eine möglichst geringe Durchbiegung des Fugenbandes zu gewährleisten und eine dadurch bedingte Wasserwegsamkeit zu unterbinden, wurde der luftseitige Spalt zwischen Spundwand und der angrenzenden Stahlwand durch Einbau eines Stabstahls auf ca. 2 mm reduziert.

Gegen Witterungseinflüsse und Temperaturschwankungen wurden die Versuchs- und die Meßeinrichtungen durch ein fahrbares Zelt allseitig geschützt. Während der Gesamtversuchsdauer von über 2 Monaten (Oktober bis Dezember) traten Temperaturschwankungen von max. 9°C auf. Die Schwankungen während der Durchführung der Abreißversuche lagen unter 3°C.

4.3 Belastungseinrichtungen und Meßtechnik

Die in Bild 4.1 bis Bild 4.3 eingezeichneten Meßinstrumente werden im folgenden Text näher erläutert.

Die statischen Belastungseinrichtungen bestanden aus acht hydraulischen Pressen P1-8 (LUKAS-Zylinder LZM 100/200), die einzeln steuerbar waren. Die hydraulische Steuerung ist bei RILLING (1994) näher beschrieben.

Die Vertikalauflast wurde über vier Pressen (P1-4) eingeleitet, über einen starren Rahmenträger auf über 16 Kraftmeßdosen (K1-16) übertragen, die auf den vier Belastungsplatten (2,5 m x 1 m x 0,3 m) eine gleichmäßige Lastverteilung zuließen.

Als Widerlager dienten zwei Querträger, welche die Auflagerkräfte in acht Einstabanker Durchmesser 32 mm in die biegesteifen und starren Rahmensysteme übertrugen. Die Ankerkräfte wurden über die Kraftmessdosen A1-8 gemessen.

Die Haltekräfte der Spundwand wurden mit Hilfe von Handpumpen über vier einzeln steuerbare Pressen (P5-8) einreguliert. Der lokale Erddruck auf die Spundwand wurde durch insgesamt 9 pneumatische Erddruckgeber (E1-9) der Marke GLÖTZL mit den Abmessungen von 10 x 20 cm erfasst, die gleichmäßig in den Spundwandtälern und im -berg in drei Höhenlagen verteilt waren.

Die Herausführen der Druckluftleitungen erfolgte auf der Luftseite der Spundwand, da sich bei Vorversuchen gezeigt hatte, daß durch die Einbettung derselben in den Boden Wasserwegsamkeiten entstehen können, welche die Meßwerte verfälschen.

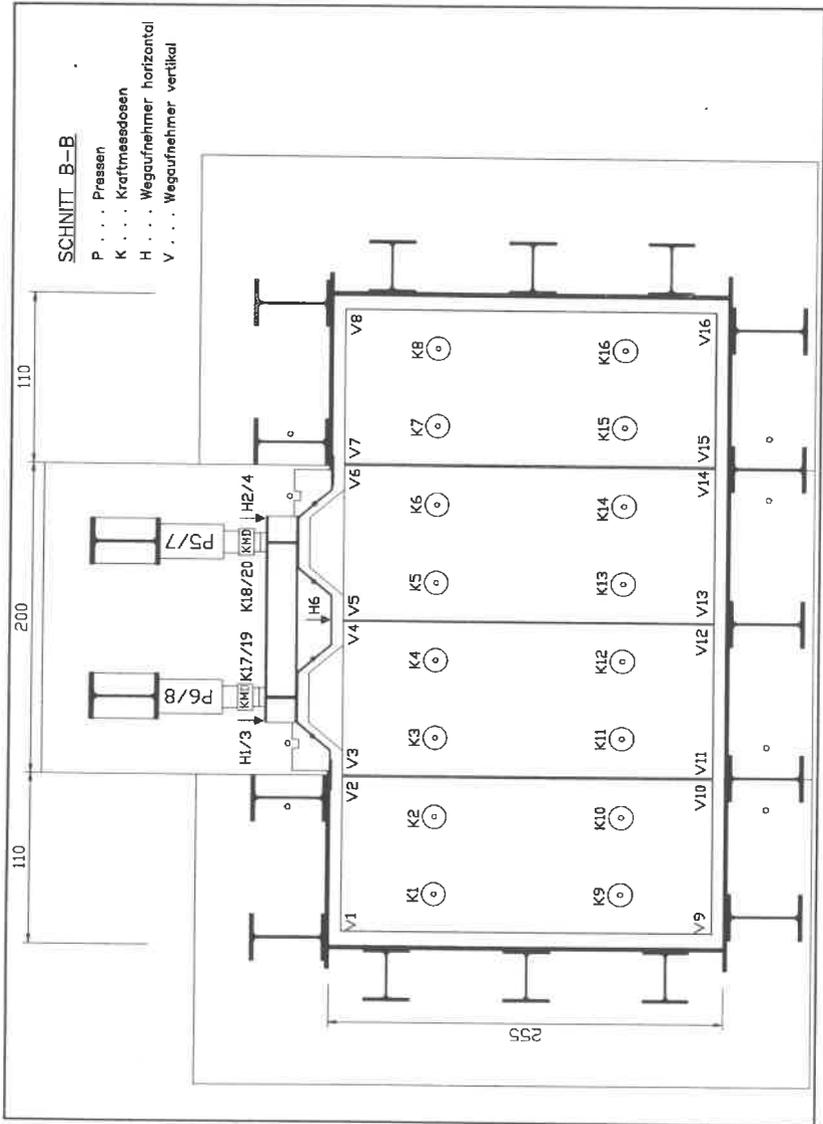


Bild 4.2: Draufsicht auf Versuchsbehälter; Schnitt B-B (Maße in cm)

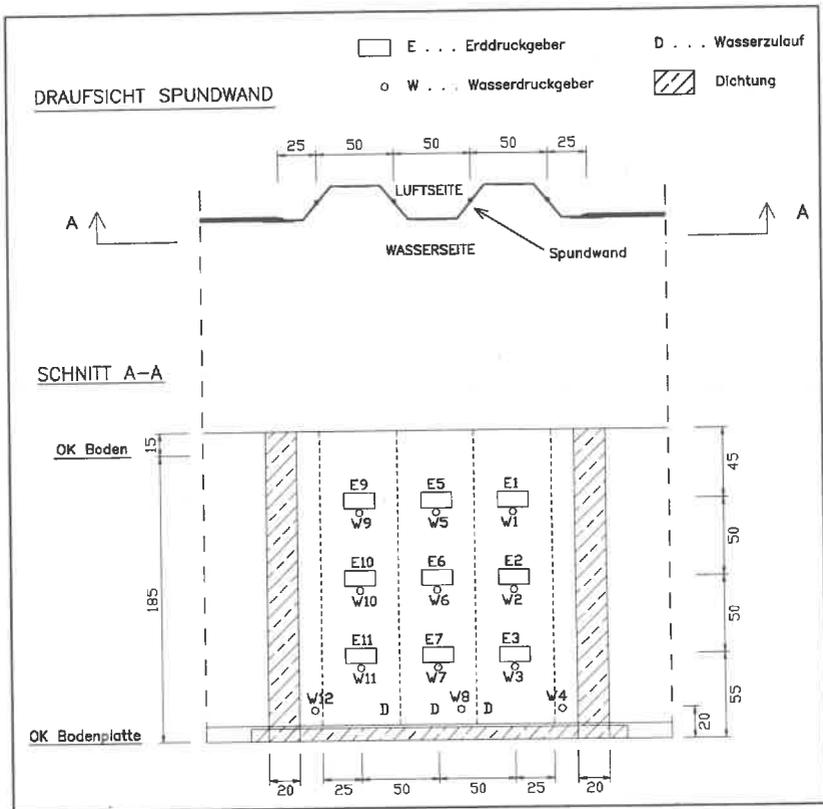


Bild 4.3: Meßinstrumente in der Spundwand (Maße in cm)

Auf den Einbau von Porenwasserdruckgebern in die Schüttung wurde verzichtet, da die zuverlässige Messung von Porenwasserdrücken gesättigtes Bodenmaterial voraussetzt. Da während des Versuchs ein zu geringer Sättigungsdruck herrschte, ist von einem teilgesättigten Boden auszugehen.

Beim Einbau des Versuchsmaterials wurde die Spundwand durch vertikal eingebaute Stahlträger fixiert. Vor Versuchsbeginn wurde diese Haltevorrichtung entfernt. Gegen unvorhersehbare Ausfälle der Hydraulik und den damit verbundenen unerwünschten Bewegungen der Spundwand während des Versuchs dienten vier horizontal eingebaute Sprieße.

Die hydraulische Belastungseinrichtung zur Durchführung der Abreißversuche war folgendermaßen aufgebaut:

In einem Stahlbehälter mit einem Volumen von 80 l wurde ein Vordruck des Wassers erzeugt und konstant gehalten. Über einen zwischengeschalteten Druckminderer konnte der Abreißdruck in den drei Zuleitungen (in Bild 4.3 als D gekennzeichnet), die zur Unterkante einer jeden der drei Spundwandbohlen führte, einreguliert werden. Als zusätzliche Meßeinrichtung dienten zwischengeschaltete Schwebedurchflußmesser, die den Verlauf des Durchflusses registrierten.

Die Wasserdruckverteilung an der Spundwandunterseite wurden über drei elektronische Druckgeber (W4, W8, W12) registriert, die zusätzlich über ein manuell ablesbares Manometer überprüft wurde.

Die den Erddruckgebern (E1-9) zugeordneten Wasserdrücke wurden an der Spundwand über neun elektronische Druckgeber (W1-9) erfaßt. Zum Schutz der Geber vor Einspülen von Feinstteilen wurde jeder Meßquerschnitt mit einem Feinsieb geschützt.

Zur Meßdatenerfassung wurde eine Vielkanal-Meßanlage mit einem 16-Bit Analog/Digitalwandler notwendig, um die Vielzahl der Meßwerte abzufragen. Die umgewandelten Meßsignale wurden an einen PC weitergeleitet und konnten jederzeit am Bildschirm abgefragt werden.

Die luftbetriebenen Ventilgeber wurden über eine Umschaltgruppe an eine Zwangssteuerung angeschlossen und automatisch abgefragt. Durch Manometerablesungen konnten die per EDV registrierten Spannungen zusätzlich kontrolliert werden.

4.4 Materialeinbau

Das zur Herstellung der Schüttung notwendige Lößlehmmaterial wurde bereits in Kapitel 3 hinsichtlich seiner bodenmechanischen Eigenschaften beschrieben und die Eignung als Dammdichtungsmaterial nachgewiesen.

Von dem natürlich anstehenden Lößlehm wurden vor Ort ca. 70 Tonnen mit einem Radlader abgebaut (vgl. Anlage F 1), auf Lastkraftwagen verladen und in das Freiver suchsgelände in Stuttgart-Vaihingen transportiert.

Bis zum Zeitpunkt des Einbaus wurde das Material mit Planen vor Witterungseinflüssen geschützt.

Der lagenweise und kontrollierte Materialeinbau sollte den erdbautechnischen Regeln und dem Vorgehen auf der Baustelle entsprechen.

Folgende Einbauanforderungen waren nach dem DVWK-MERKBLATT 202 einzuhalten:

- Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 1,0$; innerhalb einer Schüttlage $D_{Pr} > 0,97$
- Luftporenanteil $n_a \leq 12\%$
- Größtkorn $\leq 10\%$ der Schichtdicke bzw. ≤ 80 mm

Die Verdichtung erfolgte mit einer von der Fa. RAMMAX zur Verfügung gestellten Vibrations-Grabenwalze RW1404-HF (vgl. Anlage F 3) mit einem Gesamtgewicht von 1360 kg und einer Verdichtungsleistung von 71 kN.

Da aus sicherheitstechnischen Gründen das Steuern der Walze im Versuchsbehälter ausgeschlossen war, kam eine Solar-Infrarot-Steuerung zum Einsatz, die ein sicheres Arbeiten von der Geländeoberkante aus gewährleistet.

Die 85 cm breiten Bandagen der Walze zeichneten sich durch ein scharfkantiges Nockenprofil aus, welches speziell zur Verdichtung von reinen Lehmböden zum Einsatz kommt.

Zur Verdichtung der Randbereiche und schwer zugänglichen Stellen wurde ein Dieselstamper RAMMAX DS68 verwendet.

Das angelieferte Material hatte einen mittleren Wassergehalt von 16,9% und lag somit im optimalen Bereich des Einbauwassergehalts auf der nassen Seite.

Der Verdichtungserfolg wurde anhand von Verdichtungskontrollen überprüft. Dazu wurden aus den neun verdichteten Schichten jeweils drei Sonderproben der Güteklasse I nach einem festgelegten Raster entnommen und in das in Bild 4.4 dargestellte Proctordia-gramm eingezeichnet.

Im Mittel konnte ein Verdichtungsgrad von $D_{pr}=1,0$ erreicht werden. Der geforderte Verdichtungsgrad innerhalb einer Schüttlage von $>97\%$ wurde von zwei Proben geringfügig unterschritten. Der Luftporenanteil lag i.M. bei 6% und unterschreitet somit den in dem DVWK-MERKBLATT 202 geforderten Wert von 12% .

Während des Verdichtungsvorgangs wurden die in der Spundwand eingebauten Erddruckgeber ständig abgelesen. Nach Abschluß des Materialeinbaus pendelte sich der mittlere Anpreßdruck auf die Spundwand auf einen Minimalwert von 24 kN/m² ein.

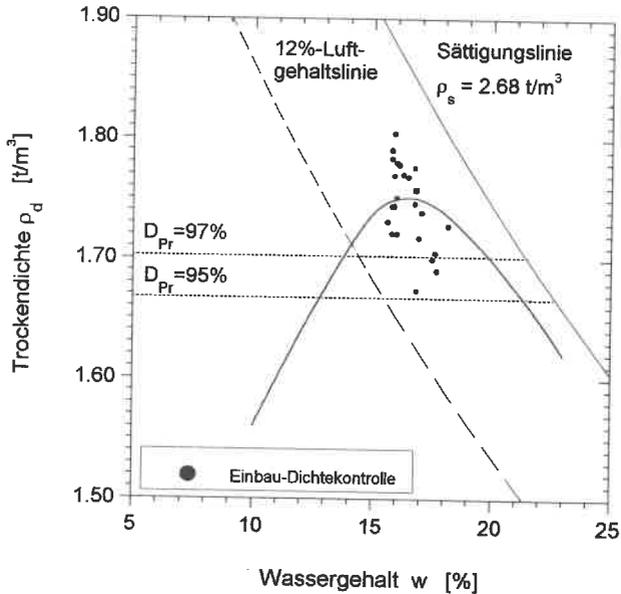


Bild 4.4: Einbau-Verdichtungskontrolle

4.5 Versuchsprogramm und -ablauf

In Bild 4.5 ist das Ablaufschema der durchgeführten Versuche mit unterschiedlichen Anpreßdrücken und Auflasten dargestellt.

Die einzelnen Abpreßversuche stellen dabei jeweils einen Momentanspannungszustand eines Übergangselementes während einer hydraulischen Belastung im Lastfall Einstau dar.

Zunächst wurde der gewünschte Spannungszustand bzw. Anpreßdruck der Spundwand über die acht Pressen (P1-8) induziert, konstant gehalten und die Spundwand fixiert. Während dieses Versuchsabschnitts wurden die Pressenkräfte am Anfang in Abständen von ca. einer halben Stunde, später alle 2 Stunden nachreguliert. Bei Erreichen von inkrementellen Spannungsänderungen kleiner 0,1% der gewünschten Spannung innerhalb einer Stunde wurde der Abpreßversuch begonnen.

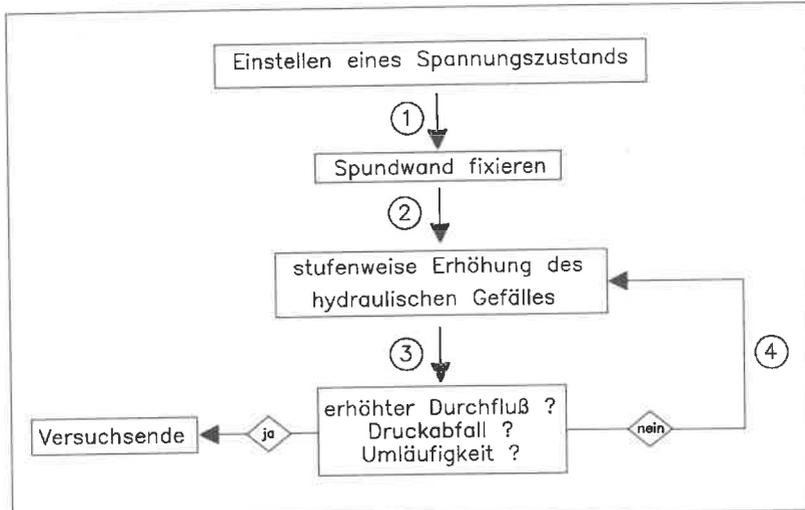


Bild 4.5: Versuchsablauf eines Abreißversuchs

Die zur Spundwandunterseite führenden Zuleitungen (D) sowie die Anschlußstutzen der Wasserdruckgeber (W1-12) wurden mit Wasser gefüllt und entlüftet (vgl. Bild 4.3). Nach dem Verschließen der Entlüftungsschrauben wurde ein Nullabgleich aller Meßgeber durchgeführt. Der Wasserdruck an der Spundwandunterseite konnte nun über den eingebauten Druckminderer stufenweise gesteigert werden.

Das Versuchsende war bei folgenden Abbruchkriterien erreicht:

- sichtbarer Wasseraustritt an der Oberkante der Spundwand bzw. an den Randbereichen
- plötzlicher Anstieg des Durchflusses
- plötzlicher Abfall des Wasserdrucks

Bei den Versuchen des Typs A wurde der Kontaktbereich zwischen Boden und Spundwand bei vorwiegender Drehung um den Spundwandfußpunkt abgepreßt.

In Anschluß daran wurde versucht, eventuelle Wasserwegigkeiten durch mehrmaliges Bewegen der Spundwand und Aufbringen erhöhter Auflasten zu schließen (Typ B). Diese Versuchsreihe mußte bei Versuch Nr. B20 wegen des Versagens des Dichtungsbandes bei einem Wasserdruck von 2 bar abgebrochen werden. Eine Reparatur der Dichtung war

nicht möglich.

Die anschließenden Versuche des Typs C dienten zur Überprüfung der punktuellen Dichtigkeit der Kontaktfläche und wurden an jeweils neun Meßpunkten (vgl. Bild 4.3, W1-3, W5-7, W9-11) durchgeführt.

4.6 Versuchsergebnisse

Die Versuchsrandbedingungen und die Ergebnisse der Versuchstypen A und B sind in der Tabelle 4.1 zusammengefaßt.

Da das Auswerteverfahren für die Versuchstypen A und B gleich war, soll es für einen typischen Versuch exemplarisch erläutert werden. Zunächst wurden die Veränderungen der totalen Erddruckspannungen und des Wasserdrucks an den neun Meßpunkten der Spundwand während des Abpreßversuchs untersucht.

Es zeigte sich,

- daß die einzelnen Erddruckgeber je nach Höhenlage unterschiedlich reagierten. Wie zu erwarten, zeigten die in der untersten Reihe eingebauten Geber bereits bei kleinen Wasserdrücken stärkere Spannungsumlagerungen an, als die nahe der Erdoberfläche fixierten Geber.
- Die Spannungsumlagerungen waren um so deutlicher, je stärker die Spundwand vor Beginn des Abpreßversuchs bewegt wurde.
- Einem zunächst registrierten geringen Spannungsabfall folgt nach dem Erreichen eines Minimums ein Wiederanstieg.

Bei der Auswertung der einzelnen Wasserdruckgeber zeigte sich,

- daß ein Großteil der in der mittleren und oberen Höhenlage eingebauten Geber nur zum Teil einen Druck anzeigte, obwohl ein Wasseraustritt an der Oberfläche im Bereich Spundwand/Boden stattfand. Dies läßt vermuten, daß sich eine Wasserwegigkeit an der Kontaktfläche zwischen der Spundwand und dem Boden gebildet haben muß, welche von den Meßgebern nicht erfaßt werden kann. Weiter ist daraus zu schließen, daß der Anpreßdruck im Bereich der eingebauten Meßgeber größer sein muß als an den vom Wasser erschlossenen Zonen. Im Randbereich der einzelnen Spundwandbohlen sind Druckschatten- bzw. Entspannungszonen zu erwarten, die das Umströmen der Spundwand begünstigen.

- Bei den Versuchen des Typs B zeigten alle Geber einen Druckanstieg während der Abpreßversuche.

Aufgrund der unterschiedlichen Reaktionen der Meßgeber in der Spundwand erscheint eine punktuelle Auswertung der Versuche des Typs A und B als unzweckmäßig und wenig aussagekräftig.

Aus diesen Gründen wurde eine globale Betrachtung der Spannungsverhältnisse an der Spundwand zur Auswertung herangezogen. Hierzu wurde ein mittlerer Anpreßdruck aus den neun eingebauten Erddruckgebern und ein mittlerer Abpreßdruck der in der untersten Reihe eingebauten Wasserdruckgeber zugrundegelegt.

Es zeigte sich bei allen Versuchen, daß sich im Laufe des Abpreßversuches bei unverschieblicher Spundwand ein Abbau der mittleren Erddruckspannung infolge Auftrieb mit einem ausgeprägten Minimum ergab, dem ein Wiederanstieg folgte (Bild 4.6 und 4.7). Der plötzliche Druckanstieg der Erddruckgeber ist als das Aufreißen der Kontaktfuge zwischen Boden und Spundwand zu interpretieren, welcher aus der Einwirkung des Wasserdrucks resultiert.

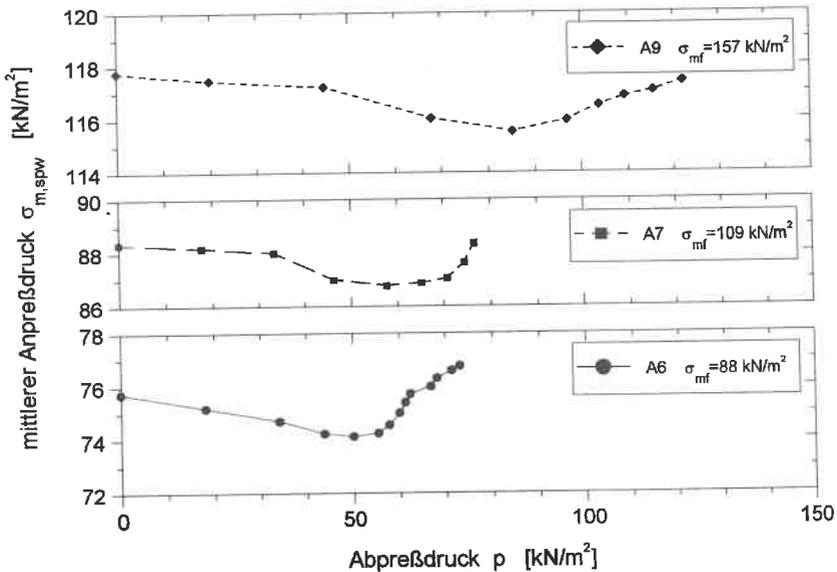


Bild 4.6: Typischer Verlauf des Anpreßdrucks $\sigma_{m,spw}$ beim Abpreßversuch (Typ A)

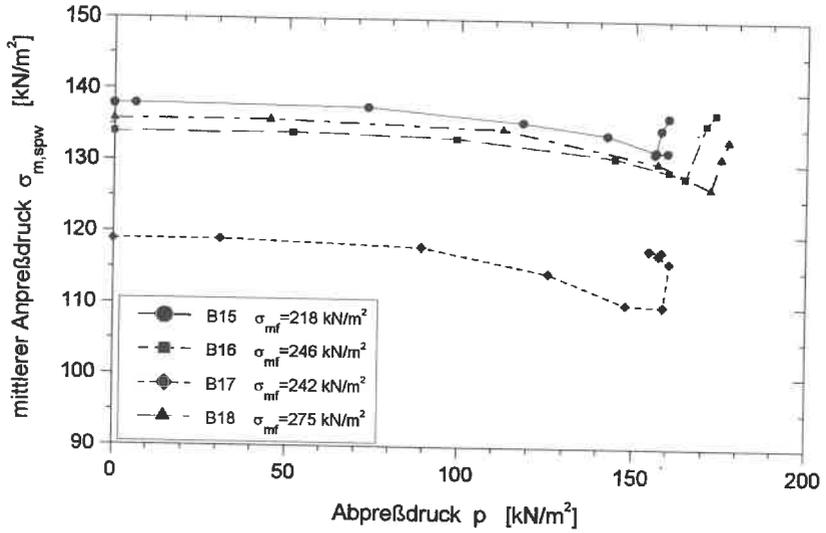


Bild 4.7: Typischer Verlauf des Anpreßdrucks $\sigma_{m,spw}$ beim Abreßversuch (Typ B)

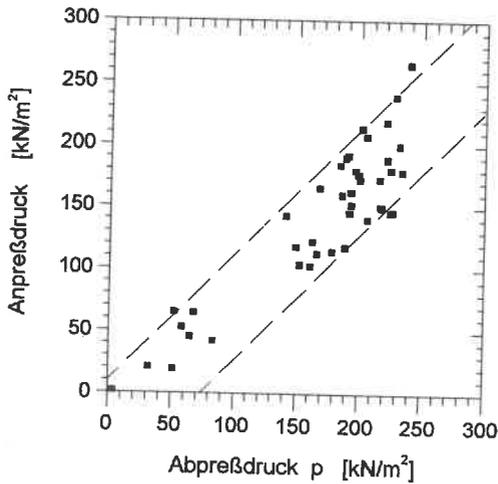


Bild 4.8: Versuchsergebnisse des Typs C

Die große Streubreite der Versuche des Typs C sind in Bild 4.8 dargestellt.

Zur Herstellung einer Beziehung zwischen zulässigem Wasserdruck und vorhandenem Anpreßdruck auf die Spundwand bzw. der vertikalen Auflast wurden unterschiedliche Auswertkriterien verwendet:

1. Auswertkriterium:

Als erstes Auswertkriterium wurde das Erreichen des minimalen Anpreßdrucks auf die Spundwand benützt. Dieser Zeitpunkt ist als Beginn des Umströmungsvorgangs einzustufen.

2. Auswertkriterium:

Das zweite Auswertkriterium ist das Erreichen des maximalen Wasserdrucks. Bei diesem Zustand wurde an der Oberfläche ein Durchbruch des Wassers erkannt bzw. der Durchfluß nahm plötzlich zu. Sofort nach dem Erreichen dieses Zustands wurde der Wasserdruck abgelassen, um einen nachfolgenden Erosionsvorgang zu minimieren und die Beschädigung des Trennflächenmaterials für die folgenden Versuch gering zu halten.

3. Auswertkriterium:

Das dritte Auswertkriterium gilt für die, im Gegensatz zu den Versuchen des Typs A und B, schnell durchgeführten Versuche des Typs C. Dabei konnte das Erreichen eines minimalen Anpreßdrucks auf die Spundwand nicht erfaßt werden. Der Abpreßdruck wurde zum Zeitpunkt des plötzlichen Wasserdruckabfalls bestimmt.

In Bild 4.9 sind die Zusammenhänge der Versuchreihen des Typs A und B, wo möglich in Form von linearen Regressionsgeraden, dargestellt. Zur Auswertung wurden nur Versuchsergebnisse herangezogen, die eine eindeutige Zuordnung zu den Auswertkriterien zuließen.

Die Ergebnisse der Versuche des Typs B zeigen ein anderes Verhalten und lassen sich nicht eindeutig einordnen. Deutlich erkennbar ist jedoch, daß vermutlich durch die größeren Wandverformungen und die dabei ausgelösten Spannungsumlagerungen bei gleichem mittleren Anpreßdruck höhere Wasserdrücke aufnehmbar sind als bei den Versuchen des Typs A. Dies läßt vermuten, daß durch das Einwirken der erhöhten Auflasten ein Verschließen der vorhandenen Wasserwegsamkeiten stattfinden kann.

Vers. Typ und Nr.	Versuchsrandbedingungen		Versuchsergebnisse			
	bei 1. / 2. Auswertkriterium		1. Auswertkriterium		2. Auswertkriterium	
	Auflast σ_{mf} [kN/m ²]	Anpreßdruck der Spundwand $\sigma_{m,spw}$ [kN/m ²]	Wasser- druck p ¹⁾ [kN/m ²]	hydraulischer Gradient i ²⁾ [-]	Wasser- druck p ¹⁾ [kN/m ²]	hydraulischer Gradient i ²⁾ [-]
A1	29,8/30,4	28,0/28,8	70	4,2	75	4,6
A2	34,6/33,3	28,5/31,0	32	1,9	40	2,4
A3	62,3/62,6	36,8/38,7	20	1,2	25	1,5
A4	60,6/60,6	46,6/46,7	30	1,8	30	1,8
A5	59,0/61,8	68,4/68,7	38	2,3	65	3,9
A6	87,8/89,8	74,2/76,7	50	3,0	72	4,4
A7	108,5/110,6	86,8/89,7	56	3,4	90	5,5
A8	107,3/108,3	99,3/99,8	73	4,4	85	5,2
A9	156,8/156,9	115,6/117,4	85	5,2	120	7,3
A10	156,6/157,7	130,9/132,8	92	5,6	120	7,3
A11	158,0/158,5	143,5/144,3	108	6,6	125	7,6
A12	206,8/210,0	154,3/156,0	110	6,7	150	9,1
A13	207,9/208,0	162,1/162,2	110	6,7	112	6,8
A14	210,0/214,2	172,2/173,9	125	7,6	153	9,3
B15	218,4/219,3	131,5/131,7	156	9,5	160	9,7
B16	245,5/242,5	128,0/137,0	164	9,9	172	10,4
B17	242,0/241,4	110,0/116,0	160	9,7	160	9,7
B18	275,0/273,0	126,5/133,2	173	10,5	178	10,8
B19	281,5/277,4	169,7/170,5	175	10,6	190	11,5
B20	(305,0/-)	(174,0/-)	keine Ergebnisse wegen Dichtungsdefekt			

¹⁾ mittlerer Wasserdruck p der Wasserdruckgeber W4, W8 und W12

²⁾ i = mittlerer Wasserdruck p / (Abstand der Wasserdruckgeber W4, W8, W12 zur Oberkante Boden) γ_w

Tabelle 4.1: Versuchsergebnisse der Abpreßversuche (Typ A und B)

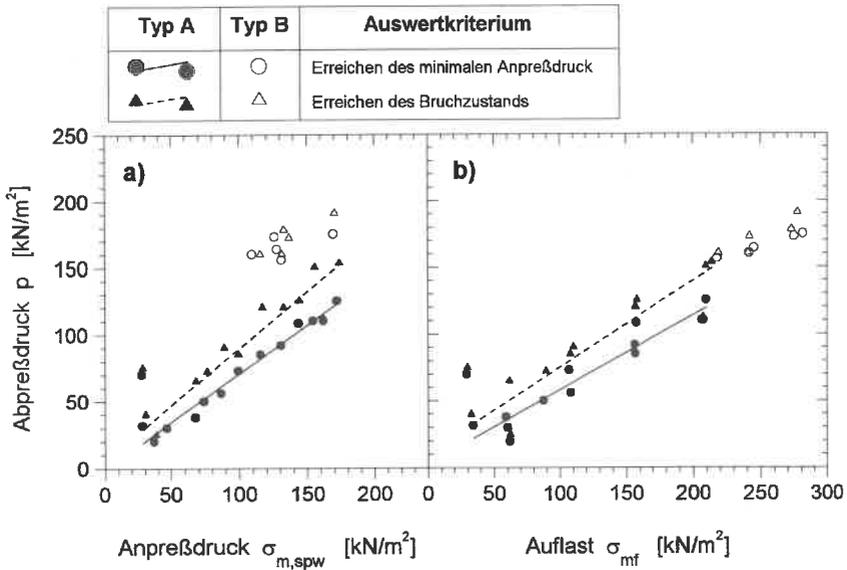


Bild 4.9: Darstellung der Versuchsergebnisse (Typ A und B) in Abhängigkeit von a) dem Anpreßdruck, b) der Auflast

Eine zusätzliche Aussage über das Dichtigkeitsverhalten der Kontaktzone zwischen Spundwand und Boden läßt einen Vergleich der dargestellten Regressionsgeraden der Versuchsreihe A mit den aus der Finite Elemente Berechnung ermittelten Anpreßdrücken sowie Auflasten zu.

Dazu wurden die mittleren Anpreßdrücke auf die Spundwand sowie die gemittelten Auflasten in Höhe des Spundwandkopfes bei unterschiedlichen Einstauhöhen im konsolidierten und unkonsolidierten Zustand für die Dammvariante B ($T=11\text{m}$, $E=1,5\text{m}$) bestimmt. Der Vergleich mit den Ergebnissen des Feldversuchs ist in Bild 4.10 dargestellt.

Betrachtet man nur den Anpreßdruck, so erkennt man, daß im unkonsolidierten Zustand die Dichtigkeit der Kontaktfuge gewährleistet ist, da die Porenwasserdrücke dem Einstaudruck im Bereich der Spundwand entgegenwirken.

Durch den Abbau der Porenwasserüberdrücke wirkt im konsolidierten Zustand bei

Beginn des Einstauvorgangs nur noch der effektive Anpreßdruck, und es können bei ca. 50% des Volleinstaus theoretisch Wasserumläufigkeiten beginnen. Zusätzliche Sicherheiten sind jedoch durch die wesentlich höheren Auflasten zu erwarten, die in Wirklichkeit vorherrschen. Die Ergebnisse der Versuchsreihe B, die mit höheren Auflasten gefahren wurden, bestätigen, daß auch im konsolidierten Zustand deutlich höhere Abpreßdrücke bzw. Wasserdrücke in der Kontaktzone zwischen Spundwand und Boden aufgenommen werden können.

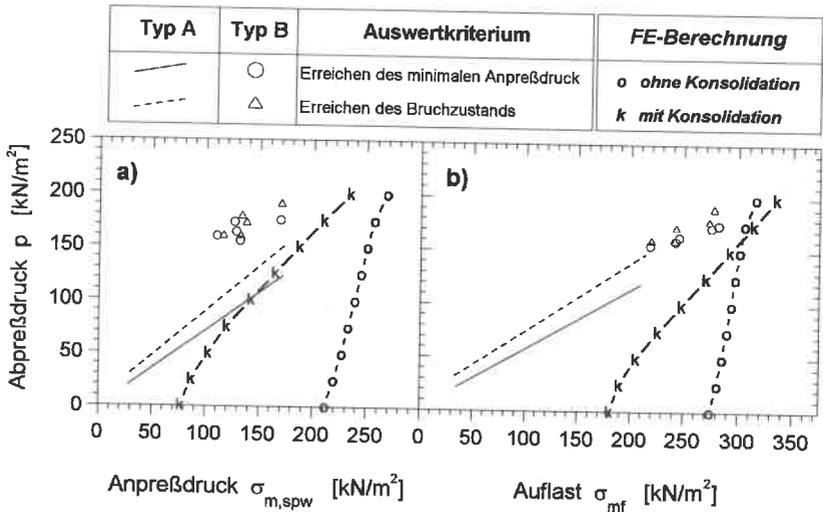


Bild 4.10: Vergleich der Feldergebnisse mit den FE-Berechnungen in Abhängigkeit von a) dem Anpreßdruck, b) der Auflast

4.7 Materialausbau

Zur Lokalisierung von Diskontinuitäten bezüglich der Festigkeit und Durchlässigkeit wurde die verdichtete Bodenkubatur nach Versuchsende systematisch untersucht. Die Entnahme von über 200 Sonderproben der Güteklasse I zur Bestimmung der Scherfestigkeit, der Durchlässigkeit sowie weiterer Laborversuche erfolgte nach dem in Bild 4.11 dargestellten Raster.

Nach dem Öffnen eines Suchschlitzes wurden nacheinander die Schnitte A bis G von Hand freigelegt (vgl. Anlage F 7) und folgende Untersuchungen durchgeführt:

- visuelle Lokalisierung und Vermessen der Schichtfugen;
- punktuelle Wassergehaltsbestimmungen in jeder Schichtfuge sowie Schichtmitte in den Schnitten II und IV;
- zugehörige Flügelsondierungen und vereinzelte Messungen mit dem Penetrometer;
- Entnahme von Sonderproben der Güteklasse I mittels Ausstechzylinder:
 - a) aus unterschiedlichen Richtungen (horizontal in der Schicht und in der Schichtfuge, sowie entsprechende Vertikalproben) sowie
 - b) Vergleichsproben, die aus derselben "Zone" wie die Entnahmeprobe aus der Verdichtungskontrolle beim Materialeinbau stammen.

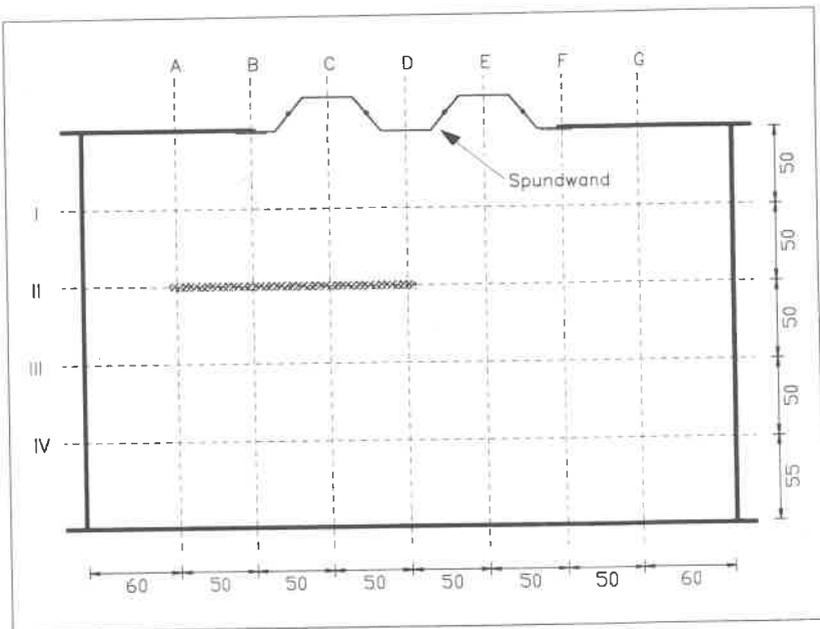


Bild 4.11: Entnahmeraster

Bei der optischen Begutachtung der einzeln freigelegten Abschnitte konnten vereinzelt weiche krümmelige Auflockerungszonen sowie unsystematisch in Größe und Form variierende Wasserlinsen festgestellt werden.

Bei vorsichtigem Ablösen der einzelnen Schichten wurden zum Teil die Noppenabdrücke des Verdichtungsgeräts sichtbar (vgl. Anlage F 8). Eine dadurch bedingte Auflockerungs-

zone oder erhöhte Schichtfugendurchlässigkeit konnte weder durch geringe Flügelsondierwerte noch durch eine gravierende Wassergehaltszunahme nachgewiesen werden.

Lokale Wasserwegsamkeiten und aufgeweichte Zonen, die auf das vereinzelt Aufreißen von Schichtfugen und Schichtpaketen hinweisen, können durch die exzessive Veränderung des Einbauwassergehalts und durch geringe Flügelsondierungs- und Penetrometerwerte nachgewiesen werden. Bei einem mittleren Sättigungsgrad von nahezu 92% (Tabelle 4.2) dürfte jedoch die Verwendung der Flügelsonde gerechtfertigt sein.

Die Gefahr des hydraulischen Aufreißens wurde im Abschnitt AII bis DII (vgl. Bild 4.11) untersucht. Dabei wurde davon ausgegangen, daß sich erhöhte Schichtdurchlässigkeiten auch in einem Abstand von 1 m von der Spundwand bzw. vom Ort des maximal auftretenden Wasserdrucks bemerkbar machen. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den folgenden Abbildungen dargestellt.

Kennzeichnend bei den Profilen der Wassergehaltsänderungen (Bild 4.12) ist, daß keine der Schichtfugen höhere Werte als ihre angrenzenden Schichten zeigt.

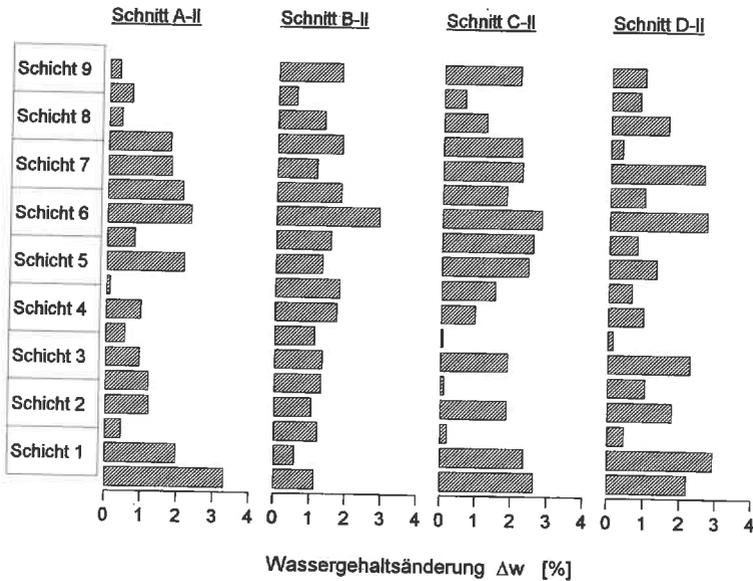


Bild 4.12: Wassergehaltsänderungen ($\Delta w = w_{\text{Ausbau}} - w_{\text{Einbau}}$)

Betrachtet man die einzelnen Schichtpakete, so läßt die Schicht 6 eine ausgeprägte Wassergehaltszunahme erkennen, die im Schnitt CII auf die benachbarten Schichten übergreift. Aufweichungszonen müßten sich durch geringe Flügelsondier- bzw. Penetrometerwerte bemerkbar machen. Bis auf eine Ausnahme (Schichtfuge 4/5 in Schnitt BII) lagen die Meßwerte in den Schichtfugen aber jedoch höher als in den angrenzenden Schichtpaketen.

Trägt man die Ausbaudaten der entnommenen Proben in das Proctordiagramm (Bild 4.13) ein, weisen diese Sättigungsgrade zwischen 84 und 100% auf. Der Hauptanteil liegt dabei bei über 90% .

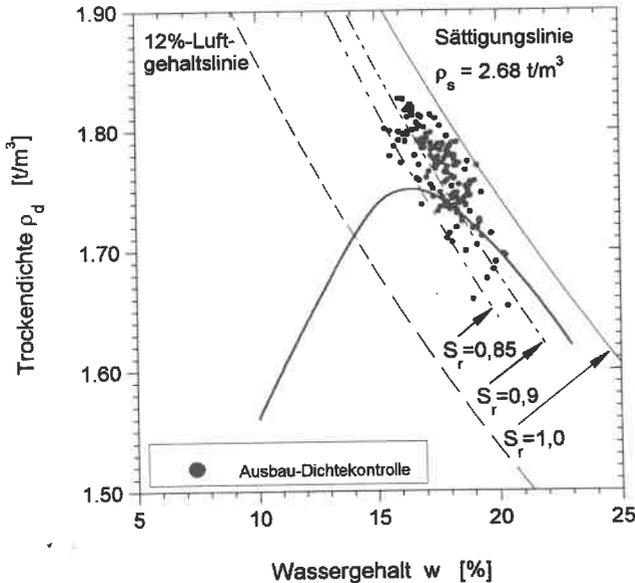


Bild 4.13: Ausbau-Verdichtungskontrolle

Die Veränderung einiger wichtigen Kennwerte infolge Aufsättigung und Konsolidation sind in Tabelle 4.2 als Mittelwerte zusammengefaßt.

Die Veränderung der Einbaudaten pro Schüttlage unter Zugrundelegung der zusammengehörenden Vertikalproben bei Ein- und Ausbau zeigt (Bild 4.14), daß, außer bei der Lage 6, eine Zunahme des Wassergehalts und der Trockendichte zu verbuchen ist. Eine

Begründung für die abnehmende Trockendichte in der Lage 6 konnte weder durch die Überprüfung der Protokolle des Materialeinbaus noch durch die Kontrolle der bodenphysikalischen Materialkennwerte gefunden werden.

KENNWERT		EINBAU	AUSBAU
Feuchtdichte	ρ_f [t/m^3]	2,04	2,08
Wassergehalt	w [%]	16,5	17,8
Trockendichte	ρ_d [t/m^3]	1,75	1,76
Luftporenanteil	n_a [%]	6,1	2,8
Sättigungszahl	S_r [%]	82,6	91,8
Porenzahl	e [-]	0,54	0,52
Konsistenzzahl	I_c [-]	0,92	0,85

Tabelle 4.2: Veränderungen der Einbaudaten

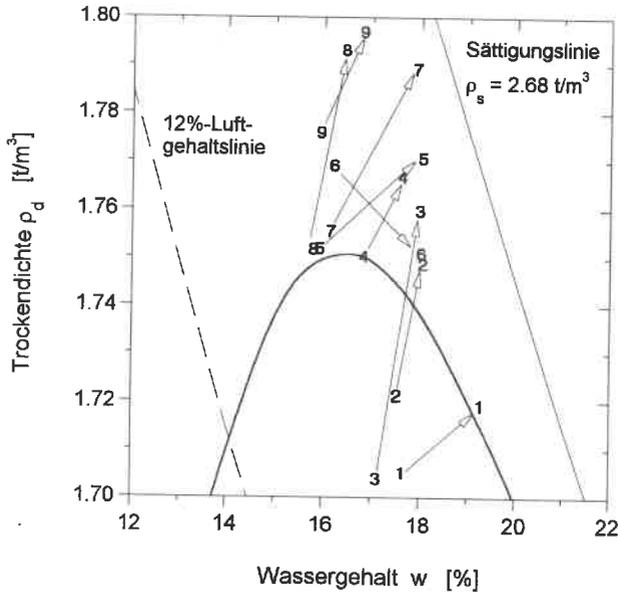


Bild 4.14: Veränderung der Einbaudaten pro Schüttlage durch Aufsättigung und Konsolidation

5 Hydraulische Laborversuche

5.1 Durchlässigkeitsversuche

Zur Beurteilung der Dichtungsfunktion eines Dammes ist der Durchlässigkeitsbeiwert des Dichtungsmaterials zu bestimmen. Da die Durchlässigkeit von Diskontinuitäten, der Verdichtungsart sowie -größe und somit von der Kornstruktur maßgeblich beeinflusst wird, sind nach dem DVWK-MERKBLATT 215 (1990) für natürliche Erddichtungen die im Labor ermittelten Werte folgendermaßen zu unterscheiden:

Proben, welche im Labor hergestellt werden, sind durch den Durchlässigkeitsbeiwert k_1 gekennzeichnet. Der k_2 -Wert wird an feldverdichteten Proben im Laborversuch bestimmt. Dabei wird für eine ausreichende Dichtungswirkung ein Wert $k_2 \leq 10^{-7}$ m/s bei einem Gradienten von $i=10$ gefordert. Bei den Eignungsprüfungen soll der k_2 -Wert um eine Zehnerpotenz niedriger sein als der für in-situ geforderte Wert.

Der Einbauwassergehalt sollte geringfügig über dem Proctoroptimum liegen, da die Wasserdurchlässigkeit mit zunehmendem Wassergehalt bzw. zunehmender Plastizität abnimmt. In erster Linie wird die Durchlässigkeit von der Makrostruktur des Bodens beeinflusst. Im trockenen Bereich ($w < w_{pr}$) weist der Boden eine Krümelstruktur auf, wobei sich dieser bei der Verdichtung verformungsunwillig zeigt und damit zu einer erhöhten Durchlässigkeit führt. Mit zunehmendem Wassergehalt im nassen Bereich werden die Bodenkrümel verformungswilliger und führen damit zu einem Verschließen der Makroporen, das sich in Form eines starken Abfalls der Durchlässigkeit äußert.

Eine Vielzahl von Autoren, wie z.B. LEROUEIL ET AL (1990), berichten über eine Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes von der Durchströmungsrichtung bei natürlichen Tonen. Aufgrund ihrer Entstehungsgeschichte ergibt sich in horizontaler Richtung eine höhere Durchlässigkeit. Der Faktor zwischen horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit liegt meist in den Bereichen zwischen 1 und 100. Für künstlich verdichtete Böden stehen keine vergleichbaren Untersuchungen zur Verfügung, jedoch ist aufgrund einer bevorzugt vertikal einwirkenden Verdichtungsenergie ebenfalls eine erhöhte Durchlässigkeit in horizontaler Richtung zu vermuten.

Neben der Durchlässigkeit selbst, spielt das Anfangsgefälle i_0 bei allen Strömungsvorgängen eine wichtige Rolle. Wenn das vorhandene Gefälle kleiner als das Anfangsgefälle ist, kann der Boden als undurchlässig gelten. Ein Abströmen des Porenwassers setzt erst bei Überwindung der molekularen Anziehungskräfte ein, die in den die Bodenkörner umgebenden Wasserhüllen wirken.

ALPMAN (1964) verweist auf zahlreiche russische Forschungsergebnisse, die zeigen, daß die Konsolidation von Böden bei Erreichen des Anfangsgefälles endet und im Boden ein Restporenwasserdruck verbleibt.

Bei GABENER (1982) findet man eine Zusammenstellung von Anfangsgefällen i_0 , bei denen eine Durchströmung feinkörniger Böden beginnt. Diese können bei Schluffen zwischen 0,2 und 5 liegen und bei Tonen bis auf 30 ansteigen.

In einer ersten Versuchsreihe wurde durch Variation des hydraulischen Gradienten zwischen 5 und 50 der Einfluß auf den Durchlässigkeitsbeiwert überprüft. Die Versuchsergebnisse zeigten keine systematischen meßbaren Unterschiede und lagen innerhalb der von VON SOOS (1990) angegebenen Versuchsstreubreite.

Die nachfolgend beschriebenen Durchlässigkeitsversuche mit konstantem Druckgefälle wurden im Labor nach DIN 18130-TX-MS-ST an folgenden Proben typen durchgeführt:

- a) natürlich gelagerte Proben aus vertikaler und horizontaler Richtung
- b) laborverdichtete Proben
- c) feldverdichtete Proben aus vertikaler, horizontaler Richtung sowie horizontaler Richtung mit eingelagerter Schichtfuge

Sämtliche Proben lagen auf der nassen Seite der Proctorkurve.

Folgende Tendenzen (Bild 5.1) lassen sich an den unterschiedlichen Proben typen aufzeigen:

Die aus dem natürlich Anstehenden entnommenen Sonderproben haben eine geringe Dichte und weisen Durchlässigkeitswerte zwischen $2 \cdot 10^{-6}$ und $3 \cdot 10^{-8}$ m/s auf. Sie sind als schwach durchlässig einzustufen. Beim Ausbau nach dem Durchlässigkeitsversuch wurden bei einigen Probekörpern unregelmäßig verteilte Porenkanäle sichtbar, die offensichtlich für die großen Durchlässigkeiten und für die Streubreite der gemessenen k_{10} -Werte verantwortlich sind. Eine richtungsabhängige Durchlässigkeit ist nicht erkennbar.

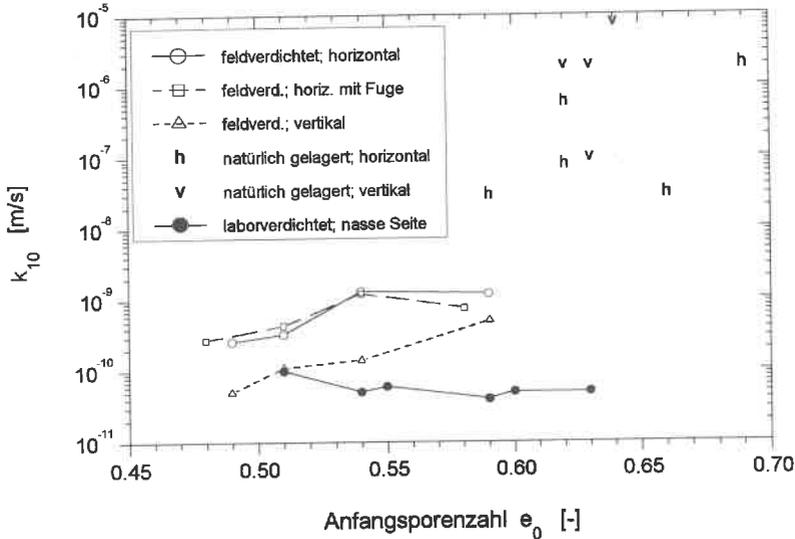


Bild 5.1: Durchlässigkeiten unterschiedlicher Probenotypen

Die laborverdichteten Proben lassen keine Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl erkennen. Dies zeigt, daß z.B. der von TAVENAS ET AL (1983) für natürlich gelagerte Tonböden angegebene Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert und der Porenzahl nicht auf laborverdichtete Proben übertragbar ist.

Bei den feldverdichteten Proben läßt sich eindeutig eine richtungsabhängige Durchlässigkeit bestätigen: vertikal entnommene Proben zeigen eine um etwa eine Zehnerpotenz geringere Durchlässigkeit als die Horizontalproben. Außerdem läßt sich eine tendenzielle Entwicklung erkennen, daß sich der Durchlässigkeitsunterschied mit zunehmender Anfangsporenzahl verringert. Das Verhältnis $k_h:k_v$ liegt zwischen 1,4 und 9,1. Diese Werte werden durch Untersuchungen von COUMOLOS ET AL (1978) bestätigt: die Durchlässigkeiten an feldverdichteten Proben lieferten auch hier eine größere horizontale Durchlässigkeit, wobei der mittlere Quotient $k_h:k_v$ bei 3 lag.

Umstritten ist in Fachkreisen die Frage, ob Schichtfugen infolge fehlender Verzahnung höhere Durchlässigkeiten aufweisen als ihre angrenzenden Schichten und somit eine

erhöhte Wasserwegigkeit im Dammkern hervorrufen können. Die k_3 -Werte der hier untersuchten Horizontalproben ohne und mit Schichtfuge liegen sehr eng beieinander und lassen keine erhöhte Durchlässigkeit erkennen.

Der eingangs erwähnte Durchlässigkeitsunterschied von labor- und feldverdichteten Proben ist auch hier erkennbar: die feldverdichteten Proben haben innerhalb der Untersuchungsbreite eine bis zu einer Zehnerpotenz größere Durchlässigkeit als die im Labor verdichteten Proben.

5.2 Kritische hydraulische Gradienten und hydraulische Zugfestigkeitswerte

Festigkeitsmindernde Risse im Dichtungskern können durch mechanische Belastungen sowie durch die hydraulische Wirkung des Wassers bei Überschreitung der im Boden vorhandenen Zugfestigkeit entstehen.

Die Beurteilung von bindigen Dichtungsschichten hinsichtlich ihrer Zugfestigkeit erfolgt entsprechend ihrer Belastungsart durch rein mechanische Versuche. Direkte Zugversuche werden z.B. von WENZ (1968) und SCHERBECK/JESSBERGER (1992) durchgeführt. Der Biegezugversuch nach HENNE (1995) ermöglicht Aussagen über die Tragfähigkeit und die Verformbarkeit mineralischer Deponieabdichtungen. Die Beurteilung von wasser-gesättigten weichen Proben erweist sich allerdings als schwierig, da beim Einbau der Proben bereits festigkeitsmindernde, nicht erkennbare Mikrorisse entstehen können.

Die Beurteilung einer Dammdichtung bei Einstau und einer damit verbundenen plötzlichen Wasserdruckbelastung ist jedoch mit den oben genannten Versuchen nicht möglich, da durch die Wirkung des Wassers ein Lösen der durch die Verdichtung eingeprägten Verspannungen stattfindet. Überschreitet der hydraulische Druck die Zugfestigkeit, so entstehen Wasserwegigkeiten im Dichtungsmaterial. Die dadurch verkürzten Sickerwege (Bild 5.2) lassen die hydraulischen Gradienten ansteigen und können die Funktionsfähigkeit des Dammes durch ein-

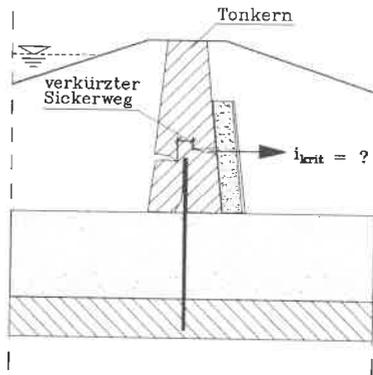


Bild 5.2: verkürzter Sickerweg in einem Tonkern

tretende Erosionsvorgänge bis zum Versagenszustand herabsetzen.

In den EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES "GEOTECHNIK DER DEPONIEEN UND ALTLAGESTEN" - GDA (1997) wird zur Beurteilung mineralischer Dichtungsschichten gegen Kontakterosion eine Abschätzformel nach Gleichung (1) vorgeschlagen, welche auf den Versuchen von DAVIDENKOFF (1979) basiert:

$$\eta = \frac{15 c_0}{D (\gamma' \cos \alpha + \gamma_w i)} \quad (1)$$

Dabei wird die "Zugfestigkeit c_0 in Abhängigkeit der Kohäsion" verwendet sowie der maßgebende Korndurchmesser D der grobkörnigen Schicht und der Austrittsgradient i . Zu beachten ist, daß die Gleichung (1) von der lockersten Lagerung der grobkörnigen Schicht und bei der Bruchkörperform des ausgespülten mineralischen Bodenteilchens von einer Halbkugel ausgeht.

MÜLLNER (1991) untersuchte die Erosionssicherheit bindiger Mischböden im Davidenkoffgerät und zog einen Vergleich mit Finite Elemente Berechnungen. Bei den untersuchten Böden handelte es sich um Mischproben, die einen hohen Sand- und Kiesanteil aufwiesen. Von den insgesamt sieben Mischproben eignen sich jedoch nur zwei als mineralisches Dichtungsmaterial, wenn man die Materialanforderungen des DVWK-MERKBLATTS 202 (HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN) zugrundelegt.

Unter Vernachlässigung des Eigengewichts ergab sich die Erosionssicherheit zu:

$$\eta = \frac{a c'}{D \gamma_w i} \quad (2)$$

Für die untersuchten Proben beträgt der Koeffizient $a=4,7 \pm 0,6$.

Da laut MÜLLNER bei Mischböden keine Zugfestigkeit angegeben werden kann, wurde anstatt dessen die effektive Kohäsion c' verwendet.

Der nachfolgend vorgestellte modifizierte Davidenkoff-Versuch erlaubt durch seine einfachen Komponenten eine schnelle Versuchsdurchführung und ermöglicht dabei eine Aussage über Festigkeit und Beständigkeit gegenüber hydrodynamischen Bodendeformationen. Bestimmt werden können die kritischen Austrittsgradienten sowie eine hydraulische Zugfestigkeit.

Die hydraulischen Zugversuche wurden an laborverdichteten, nicht konsolidierten Proben durchgeführt (SCHÖFFMANN 1991, GEISS 1993). Dies entspricht der Beurteilung von Oberflächenabdichtungen, Dichtungsteppichen sowie Entspannungszonen bei innenliegenden Dichtungskernen von Dämmen, welche unter einem niedrigen Spannungsniveau stehen.

Es sei der Hinweis gegeben, daß bei dem für diese Versuche verwendeten Probenmaterial trotz gleicher Entnahmezone in-situ teilweise deutlich höhere Kalkgehalte festgestellt wurden, als bei dem in Kapitel 3 klassifizierten Lößlehm. Die übrigen bodenphysikalischen Kennwerte lagen jedoch in den jeweils festgestellten Streubreiten.

In einer zweiten Versuchsserie wurden an feldverdichteten Proben, die aus der in Kapitel 4 beschriebenen Schüttung entnommen wurden, für unterschiedliche Einbau- und Spannungszustände die Gefahr des hydraulischen Aufreißens untersucht.

5.2.1 Der Davidenkoff-Versuch

Um die Erosionssicherheit bindiger Böden vor Filtern, insbesondere in Erddämmen, zu untersuchen, entwickelte DAVIDENKOFF (1964) ein Versuchsgerät, mit dem er Filter und angrenzende Dichtungsschichten simulierte.

Bei diesem Versuchsgerät (Bild 5.3) wird eine zylindrische Bodenprobe, welche auf einer Lochplatte aufliegt, durch einen langsam gesteigerten Druck mit Wasser durchströmt, bis sich Bodenteile durch das Loch hindurch von der Probe lösen.

Als schlechteste Versagensform wird eine Halbkugel ($h/D=1/2$) angesetzt (Bild 5.4).

Aus der sich ergebenden Bruchfläche und dem aufgebrauchten Druck des Wassers läßt sich mit Hilfe der Strömungs- und Potentialtheorie die Bruchspannung berechnen.

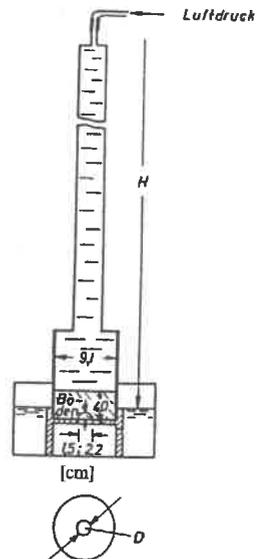


Bild 5.3: Versuchsgerät nach DAVIDENKOFF

Nach DAVIDENKOFF (1973) ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung folgender Zusammenhang:

$$\eta = \frac{A c_0}{V (\gamma' \cos \alpha + \gamma_w i)} \quad (3)$$

mit:

- η : Sicherheit gegen Kontakterosion
- A : Abreißfläche
- c_0 : Zugfestigkeit des bindigen Bodens
- V : durchströmtes Bruchkörpervolumen
- i : Gefälle der Sickerströmung in der Probe
- γ' : Wichte des Bodens unter Auftrieb
- γ_w : Wichte des Wassers
- α : Neigung des Filters gegenüber der Horizontalen
- D : Lochplattendurchmesser
- h : Höhe des Bruchkörpers

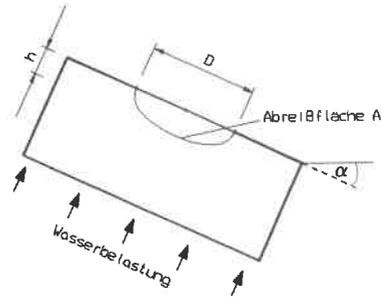


Bild 5.4: Bezeichnungen

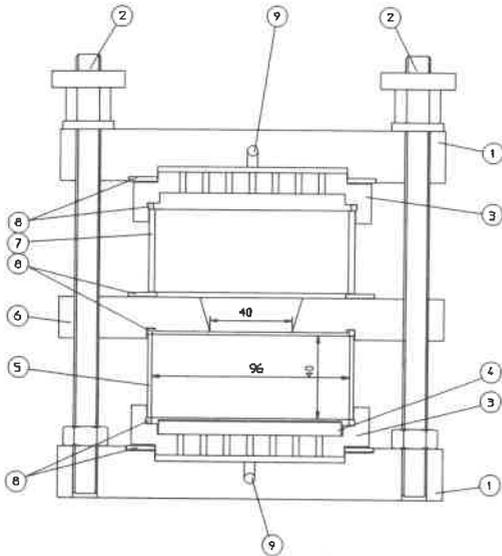
5.2.2 Der modifizierte Davidenkoff-Versuch: Versuchsgerät und Versuchsdurchführung

In einem Bauwerk bilden die Filter- und Dichtungsschicht immer eine Einheit und werden, vom Beginn der Sättigung an bis zu einem möglichen Versagen der Dichtung, mechanisch nicht voneinander getrennt.

Um diesen Sachverhalt ebenso im Versuch zu gewährleisten, müssen die Bodenprobe, der Zylinder und die Lochplatte während der Sättigung und der Belastung bis zum Bruch eine feste Komponente des Versuchsgerätes sein.

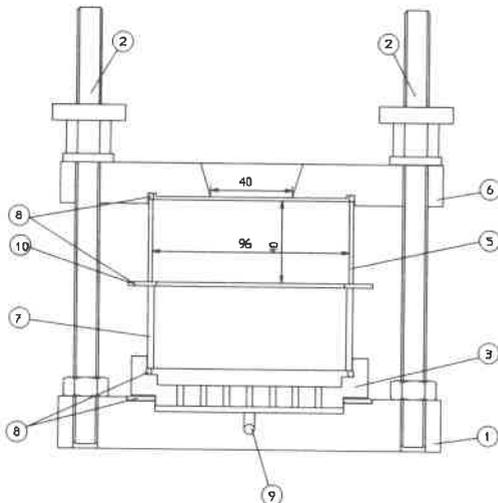
Um das Versuchsgerät nicht zu aufwendig zu gestalten, wurde eine bereits vorhandene Apparatur, welche zur Sättigung und Durchlässigkeitsbestimmung von Proctorproben benutzt wurde, umgebaut (GEISS 1993). Das in Bild 5.5 und Bild 5.6 dargestellte modifizierte Davidenkoff-Versuchsgerät zeigt den jeweiligen Aufbau während der Sättigungs- und Belastungsphase. Bild 5.7 zeigt die über den gesamten Versuch bestehende Einheit der Lochplatte mit Zylinder und Bodenprobe.

Bild 5.5: Versuchsaufbau für die Sättigungsphase
(Maße in mm)



- 1 Metallrahmen
- 2 Rahmenschrauben
- 3 Filterplatte aus Kunststoff
- 4 Filterstein mit Filterpapier
- 5 Metallzylinder mit Probe
- 6 Lochplatte aus Metall
- 7 Kunststoff-Zylinder (Aufsatzring)
- 8 Ringdichtungen
- 9 Wasserzu- und ablauf
- 10 Dichtungsmembran

Bild 5.6: Versuchsaufbau für den Durchströmungsversuch
(Maße in mm)



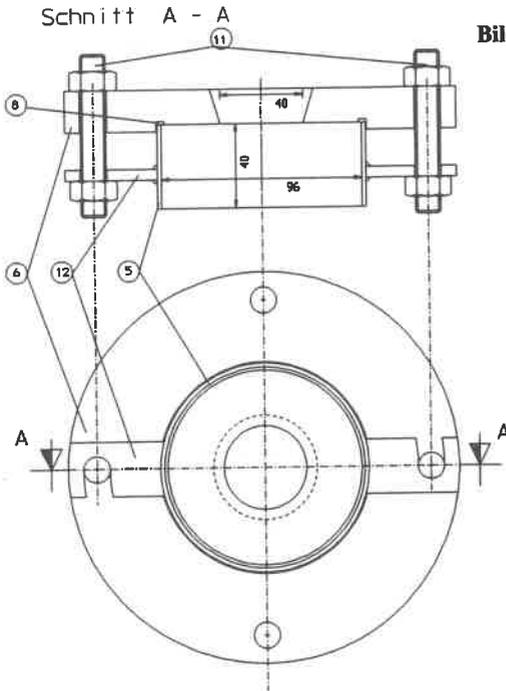


Bild 5.7: Zylinder-/Lochplatten-System
(Maße in mm)

- 5 Metallzylinder mit Probe
- 6 Lochplatte aus Metall
- 8 Ringdichtungen
- 11 Zylinder-/Lochplattenverschraubung
- 12 angeschweißte Zylinderhalterung

Die Herstellung der Proben erfolgte im Labor in Anlehnung an die DIN 18127 (Proctorversuch). Nach Einbau der Proben in das Versuchsgerät wurden diese 2,5 Tage lang gesättigt. Durch einen anschließenden Durchströmungsversuch mit einem hydraulischen Gradienten von $i=50$ wurde die Sättigung über den Vergleich der ein- und auslaufenden Wassermenge überprüft. Dabei wurden die Proben entgegen der im Davidenkoffversuch verwendeten Belastungsrichtung durchströmt, um einen möglichen Bruch vor Belastungsbeginn zu vermeiden. Beim Bruchversuch wurde die Belastungsgeschwindigkeit auf 0,1 bar/min festgelegt.

Neben den eigentlichen Durchströmungsversuchen mit Wasser wurden zusätzlich rein mechanische Belastungszustände untersucht, um den Einfluß der Strömung zu erfassen. Dazu wurde zwischen dem belastenden Wasser und der Probe eine Dichtungsmembran eingebaut. Aus Vorversuchen und durch den Vergleich unterschiedlichster Membranen

zeigte sich, daß die für den Triaxialversuch verwendeten Gummischläuche dafür am geeignetsten waren: Nullversuche ergaben, daß diese Membran bereits bei kleinen Belastungen (etwa 1/10 der erwarteten Belastung) große Verformungen (etwa das 10-20 fache der erwarteten Verformung) aufweist und dabei nicht undicht wurde. Damit konnte vorausgesetzt werden, daß die Steifigkeit der Membran vernachlässigbar klein war.

5.2.3 Versuchsergebnisse

In einer ersten Versuchsreihe wurde der Einfluß des verwendeten Lochdurchmessers D untersucht.

Das Versagen der Proben trat plötzlich und ohne Vorankündigung auf. Ausspülungen konnten vor Eintreten des Bruchs nicht beobachtet werden. Nach dem Aufbrechen der Proben wurden deutlich ausgebildete Kernformen (Bild 5.8) sichtbar, die an der Oberfläche glatt und feucht waren. Die Ausbildung der Stützgewölbe ist von der Größe des gewählten Lochdurchmesser bzw. von der in Wirklichkeit vorhandenen Porenfläche eines angrenzenden Filters abhängig.



Bild 5.8: Kernform des Bruchkörpers

Beim Ausbau der Proben zeigte sich, daß die Bruchform des Kerns nicht der Form einer Halbkugel entsprach, wie sie von DAVIDENKOFF (1979) bei seinen Auswertungen angesetzt wurde, sondern die Form von Kugelabschnitten mit unterschiedlichen Verhältnissen h/D aufwies.

Aus diesem Grund wurde die Gleichung (3) modifiziert, indem zur Ermittlung der Abreißfläche und des Volumens des durchströmten Bruchkörpers die tatsächlich vorhandenen Bruchkörperabmessungen in Form eines Kugelabschnitts eingesetzt wurden:

$$A = 2 \pi r h \quad (4)$$

$$\frac{D}{2} = \sqrt{h(2r-h)} \quad (5)$$

$$V = \frac{1}{3} \pi h^2 (3r-h) \quad (6)$$

mit h : Bruchkörperhöhe
 r : Kugeldurchmesser

Durch Umformungen und Einsetzen der Gleichungen (4) bis (6) in Gleichung (3) folgt:

$$\eta = \frac{\left(\frac{1}{4} D^2 + h^2\right) c_0}{h \left(\frac{1}{8} D^2 + \frac{1}{6} h^2\right) (\gamma' \cos \alpha + \gamma_w i)} \quad (7)$$

Für die durchgeführten Versuche gilt:

$$\eta = 1 \quad (8)$$

Durch Umformung der Gleichung (7) und Einsetzen von (8) ergibt sich die Zugspannung in der Bruchfläche in Abhängigkeit der Bruchhöhe zu:

$$c_0 = h (\gamma' \cos \alpha + \gamma_w i) \frac{3 D^2 + 4 h^2}{6 D^2 + 24 h^2} \quad (9)$$

Der in Gleichung (9) anzusetzende Gradient i kann hierbei auf zwei verschiedene Arten bestimmt werden. Geht man davon aus, daß die gesamte Probenhöhe für den Potentialabbau maßgebend wird, so ist als hydraulisches Gefälle der mittlere Gradient i_m zu verwenden:

$$i_m = \frac{p}{h_0 \gamma_w} \quad (10)$$

mit p : Wasserdruck
 h_0 : Höhe der Probe

Im Bruchzustand muß jedoch als maßgebender Bruchpunkt der Scheitel des Bruchkörpers angesetzt werden, da sich der aufgebrauchte Wasserdruck in der Probe abbaut. Der maßgebliche hydraulische Gradient, nachfolgend wirklicher Gradient i_w genannt, wurde aus Potentialnetzen (Bild 5.9) bestimmt:

$$i_w = \frac{p_s}{h \gamma_w} \quad (11)$$

mit p_s : Scheitelwasserdruck
 h : Höhe des Bruchkörpers

Durch 36 Einzelversuche konnten die in Bild 5.10 dargestellten Abhängigkeiten der hydraulischen Gefälle vom verwendeten Lochdurchmesser D nachgewiesen werden. Zusätzlich sind die Ergebnisse von MÜLLNER (1991) für solche Proben eingezeichnet, die dem hier untersuchten Material zugeordnet werden konnten. Die Versuchsergebnisse wurden dabei nur auf die prozentuale Porenfläche bezogen, da bei MÜLLNER (1991) Lochplatten mit mehreren Öffnungen zur Anwendung kamen.

Man erkennt, daß die Bruchgradienten mit der Zunahme des Lochdurchmessers bzw. der prozentualen Porenfläche auf ein gemeinsames Minimum zustreben.

Berechnet man die effektive Kohäsion aus der Bestimmungsgleichung (2) nach MÜLLNER (1991) für eine Erosionssicherheit $\eta=1$ sowie mit dem von ihm angegebenen Faktor $a=4,7\pm 0,6$, so ergibt sich für einen Lochdurchmesser von 40 mm und einem kritischen Gradienten von 300 ein Wert von $c'=26\pm 3$ kN/m². Die in Kapitel 6.6 ermittelte Bandbreite für den Lößlehm lag bei $c'=17\pm 5$ kN/m².

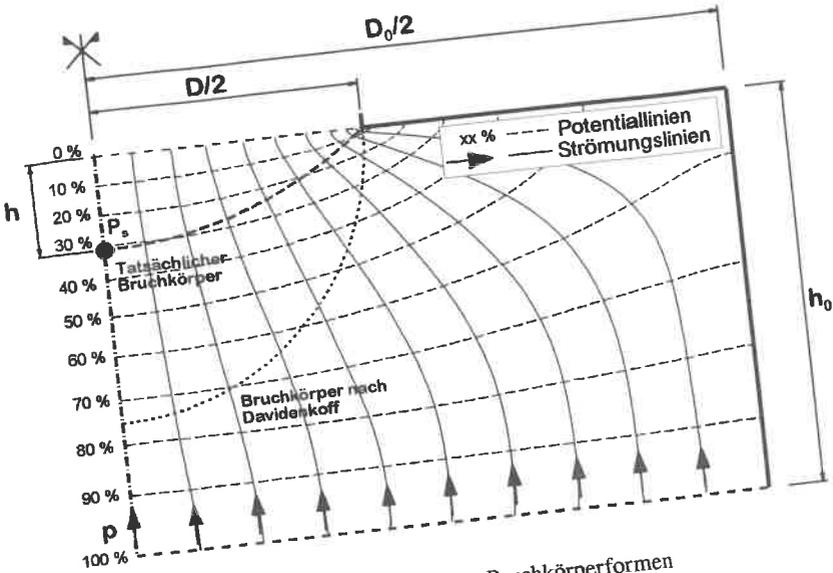


Bild 5.9: Potentialnetz mit unterschiedlichen Bruchkörperformen

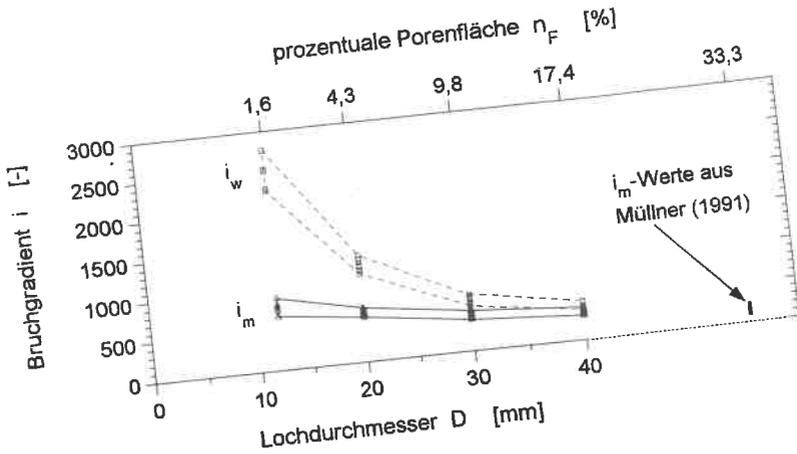


Bild 5.10: Einfluß des Lochdurchmessers auf die Bruchgradienten

In Bild 5.11 sind die aus der Gleichung (9) mit unterschiedlichem Ansatz der Gefälle berechneten hydraulischen Zugfestigkeiten c_0 dargestellt. Es zeigt sich, daß mit zunehmendem Lochdurchmesser D die berechneten Werte auf einen gemeinsamen mittleren Endwert zwischen 20 und 25 kN/m^2 konvergieren.

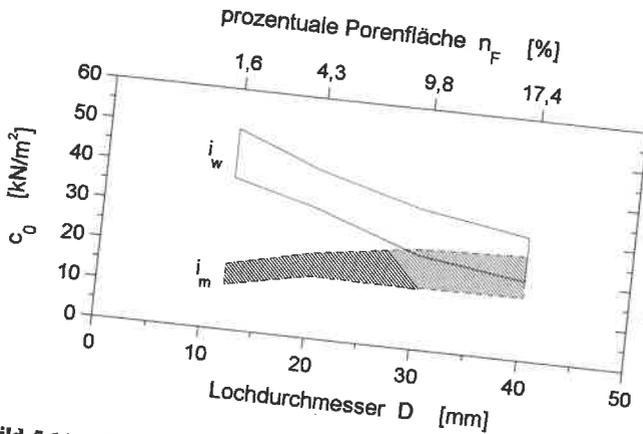


Bild 5.11: Zugfestigkeitswerte c_0 bei unterschiedlichen Bruchgradienten

Um genauere Ergebnisse zu erhalten und um das Verformungsverhalten des Bodens bei Wasserdruckbelastung zu studieren, wurde eine zweite Versuchsreihe durchgeführt.

Da die Sicherheit eines Bauwerks nicht nur nach dem Bruchzustand beurteilt werden sollte, sondern ebenso nach seiner Gebrauchsfähigkeit, wurden an Proben mit Höhen von 30 und 40 mm und einem Lochdurchmesser von $D=40$ mm die Verformungseigenschaften bei einer Wasserdruckbelastung näher betrachtet.

Während jeder Laststufe wurden nun die einlaufende Wassermenge, der Wasserdruck und die Verformung der Probe in der Mitte des Lochquerschnitts erfaßt. Zusätzlich wurde durch optische Beobachtung der Zeitpunkt einsetzender Ribbildungen protokolliert.

Bild 5.12 zeigt den typischen Verlauf der Last- und Druck-Setzungslinien.

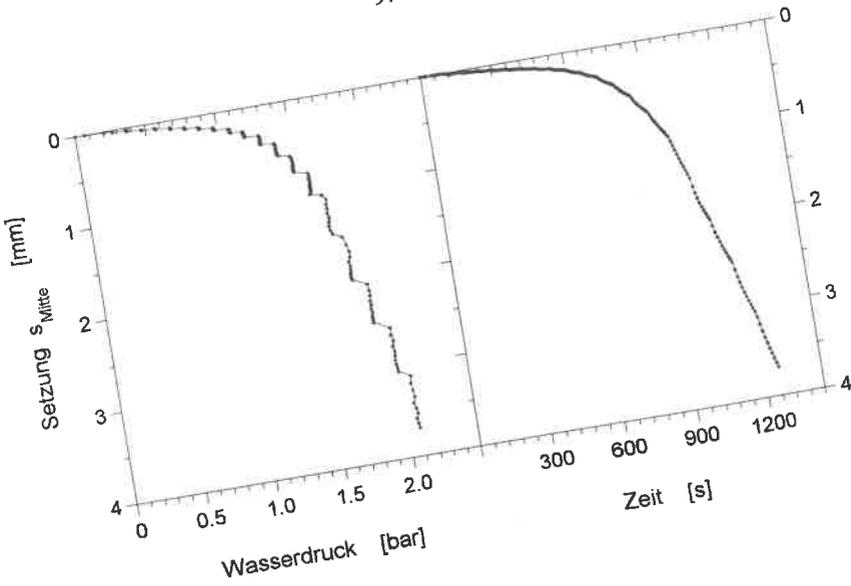


Bild 5.12: Last- und Zeit-Verformungsdiagramm

Deutlich ist zu erkennen, daß die Verformungen bei einer bestimmten Belastung progressiv zunehmen und die Plastifizierung des Bodens einsetzt. Diese trat einheitlich bei ca. 0,25 mm und bei Gradienten i_m zwischen 95 und 400 auf. Die berechneten Zugfestigkeitswerte c_0 aus Gleichung (9) lagen zwischen 5 und 10 kN/m^2 und sind nahezu unabhängig vom angesetzten Gradienten i_w bzw. i_m .

Als Vergleichswert kann die Festigkeit c_{LL} in Abhängigkeit vom Korndurchmesser d_{80} nach ISTOMINA (1957) bei einem Wassergehalt an der Fließgrenze herangezogen werden:

$$c_{LL} [\text{kN/m}^2] = 0,014 \frac{1}{d_{80} [\text{cm}]} \tag{12}$$

Mit dem in Bild 3.1 angegebenen Kornverteilungsband berechnet sich ein Festigkeitswert von $c_{LL} = 0,1$ bis $2,3 \text{ kN/m}^2$.

Nach REHFELD (1967) kann die Zugfestigkeit des verwendeten Lößlehms in Abhängigkeit von der Plastizität ($I_p = 15-20\%$) mit $1,5 \text{ kN/m}^2$ angegeben werden.

Einen weiteren Vergleichswert liefern die in Bild 5.13 dargestellten Biegezugfestigkeiten nach HENNE (1995), die in Abhängigkeit der Einbaukonsistenz ermittelt wurden.

Als Vergleich dazu wurden die beim Eintreten erster Risse aufgetragenen Wasserdrücke der Davidenkoff-Versuche eingetragen. Die zugehörigen Konsistenzwerte wurden aus den Ausbauwassergehalten ermittelt, da die Proben vor Beginn der Durchströmungsversuche während der Sättigungsphase eine Wassergehaltszunahme erfahren haben.

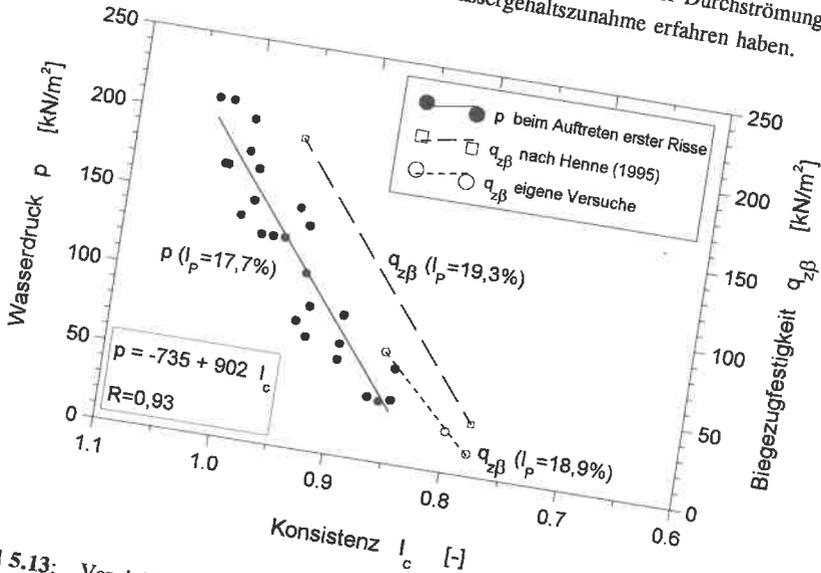


Bild 5.13: Vergleich der Biegezugfestigkeit mit dem aufgetragenen Wasserdruck beim Eintreten erster Risse

Man erkennt, daß sich beim Davidenkoff-Versuch dieselbe Konsistenzabhängigkeit zeigt wie beim Biegezugversuch; je steifer das Material, desto größere Biegezugfestigkeiten bzw. Wasserdrücke sind zu erwarten.

Die Biegezugfestigkeit wird beim Eintreten erster Risse bestimmt. Man erkennt deutlich, daß durch die Aufsättigung der Proben beim Davidenkoff-Versuch und durch das Wirken des Wassers während dem Versuch geringere Belastungen aufgebracht werden können als beim Biegezugversuch.

Die Versuchsergebnisse lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. Der modifizierte Davidenkoff-Versuch erlaubt als Indexversuch die Beurteilung von Böden hinsichtlich ihrer Stabilität gegenüber hydrodynamischen Belastungen. Dabei ist die Wahl des zu verwendenden Lochdurchmessers D auf die zu erwartende Porenfläche n_F des an die Dichtung angrenzenden Bodenmaterials bzw. Filterstoffes in-situ abzustimmen.
2. Der Unterschied der ermittelten hydraulischen Zugfestigkeiten c_0 beim Ansatz unterschiedlicher hydraulischer Gradienten ist bei kleinen Lochdurchmessern zu berücksichtigen und nimmt mit zunehmendem Lochdurchmesser D ab.
3. Die im Versuch erreichten hydraulischen Gradienten übersteigen bei dem untersuchten Lößlehm die in der Baupraxis üblichen Gradienten um ein Vielfaches. Dies wird durch die Untersuchungen von MÜLLNER (1991) an vergleichbaren Materialien bestätigt.
4. Die ermittelten Zugfestigkeiten c_0 (ohne Auflastspannung) sind entsprechend ihrer Plastizität klein, verdeutlichen jedoch die hohe Widerstandskraft gegenüber den aufgetragenen Belastungen.
Im Bruchzustand liegen die Zugfestigkeitswerte bei einer Sicherheit von $\eta = 1$ bei ca. 20 kN/m^2 . Für den Gebrauchszustand sollten diese, unter Berücksichtigung progressiv zunehmender Verformungen, mit maximal 5 kN/m^2 angesetzt werden.
5. Weiter zeigt sich, daß bereits mit gering wachsender Probenhöhe (von 30 auf 40mm) ein deutlich größerer Wasserdruck aufgebracht werden kann, um dieselben Verformungen zu erhalten.
6. Die Belastungsart, Wasserdruck bzw. mechanische Belastung, hatte bei dem hier verwendeten Material im gesättigten Zustand einen nicht nennenswerten Einfluß.

5.3 Hydraulic Fracturing Versuche

In der internationalen Literatur findet man eine Vielzahl von Berichten über Dammschäden, die auf das hydraulische Aufreißen (*hydraulic fracturing*) des bindigen Dichtungskörpers zurückgeführt werden: infolge zu schnellem Ersteinstant entstanden zum Beispiel am Balderhead Dam in England, am Hyttejuvet und Viddalsuatu Dam in Norwegen sowie an weiteren 14 Dämmen in den USA, darunter am bekannten Teton Dam, beträchtliche Schäden.

Begünstigt wird das hydraulische Aufreißen durch latente Fehlstellen, die bereits nach der Verdichtung durch lokale Austrocknungen, zu hohem Maschinengewicht der Verdichtungsgeräte oder ungenügende Verdichtung auftreten können. Diese werden nach Aussagen von SHERARD ET AL (1986) auch durch den späteren Überlagerungsdruck nicht geschlossen. Durch Messungen in einem Dichtungskern konnte SHERARD (1986, ZIT. IN VALLEJO 1987) belegen, daß in diesem nahezu horizontale wassergefüllte Risse verliefen. Der Wasserdruck korrespondierte dabei mit der Einstaulage.

Spannungsdefizite durch ungleichmäßige Setzungen, Spannungumlagerungen sowie Gewölbewirkungen (*arching effect*) sind zusätzliche Negativfaktoren. Nach BJERRUM ET AL (1972) ist dies speziell im Bereich des Tonkerns zu beachten.

Messungen an bestehenden Dämmen wie Matthaus und Gepatsch belegen, daß in der Dammaufstandsfläche nur noch 50% der aus der Überlagerungshöhe berechneten Vertikalspannungen wirken können.

JAWORSKI ET AL (1981) untersuchten ungestörte Blockproben aus dem Dichtungskern des Teton Dammes und kommen aufgrund der stark streuenden Versuchsergebnisse zu dem Schluß, daß die Bodenzusammensetzung in-situ einen wesentlich Einfluß auf die ermittelten totalen Aufreißdrücke hat. Nach einer Homogenisierung des Bodenmaterials im Labor konnte eine Abhängigkeit von der aufgebrauchten Verdichtungsenergie nachgewiesen werden: je größer die Trockendichte ist, desto größere Aufreißdrücke sind zu erwarten.

HASSANI ET AL (1985) konnten bei der Untersuchung von Laborproben eine Abnahme des totalen Aufreißdrucks mit zunehmendem Wassergehalt bei gleicher Trockendichte nachweisen.

Den Einfluß der Sättigung und Konsolidation auf den hydraulischen Aufreißdruck an laborverdichteten sandig schluffigen Tonproben überprüften LO/KANIARU (1990). So lagen die totalen Aufreißdrücke gesättigter Proben, die einer Konsolidation unterzogen wurden, deutlich höher als bei unkonsolidierten Proben. Die Ergebnisse an ungesättigten unkonsolidierten Proben und die durchgeführten Feldmessungen ließen sich dazwischen einordnen.

Da der hydraulische Aufreißdruck bei allen Autoren über der aufgebrauchten Konsolidationsspannung lag, wird dies durch das Wirken einer Zugfestigkeit des Bodens begründet.

5.3.1 Versuchseinrichtung

Die Laborversuche wurden mit einer modifizierten Triaxialzelle durchgeführt. Die obere Druckkappe wurde mit einer 70 mm langen Injektionslanze versehen, über welche der Wasserdruck in einem Bohrloch von 6 mm Durchmesser in der Bodenprobe ($h_0 = 12$ cm, $d_0 = 9,6$ cm) bis zum Versagen gesteigert wurde.

Automatisch erfaßt wurden der Seitendruck, der hydraulische Abpreßdruck sowie der Porenwasserdruck an der Unterseite der Probe. Zusätzlich wurde durch manuelle Ablesung die einfließende Wassermenge registriert.

Eine detaillierte Beschreibung der Versuchstechnik findet man bei ULRICH (1995).

5.3.2 Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden über 100 Hydraulic Fracturing Versuche an feldverdichteten Proben unterschiedlicher Entnahmerichtungen sowie mit und ohne Schichtfugen durchgeführt. Die Proben hatten einen mittleren Sättigungsgrad von 92 %, die Bandbreite lag zwischen 84 und 98 %.

Nach unterschiedlichen isotropen Belastungen wurden die Proben durch Steigerung des inneren Wasserdruckes bis zum Erreichen des Bruchzustandes belastet. Dieser äußerte sich durch eine starke Zunahme der Durchflußmenge und einem unterschiedlich stark ausgeprägten Druckabfall.

Der totale Aufreißdruck u_f setzt sich dabei aus der aufgebrachtten Konsolidationsspannung σ_c und dem effektiven Aufreißdruck zusammen. Diese widerstehende Größe wird nachfolgend als hydraulische Zugfestigkeit c_0 bezeichnet:

$$u_f = \sigma_c + c_0 \quad (13)$$

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 5.14 in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 und der Konsistenz I_c aufgetragen.

Wie bei den Versuchen von JAWORSKI ET AL (1981) weisen die bestimmten totalen bzw. effektiven Aufreißdrücke an feldverdichteten Proben eine sehr große Bandbreite auf.

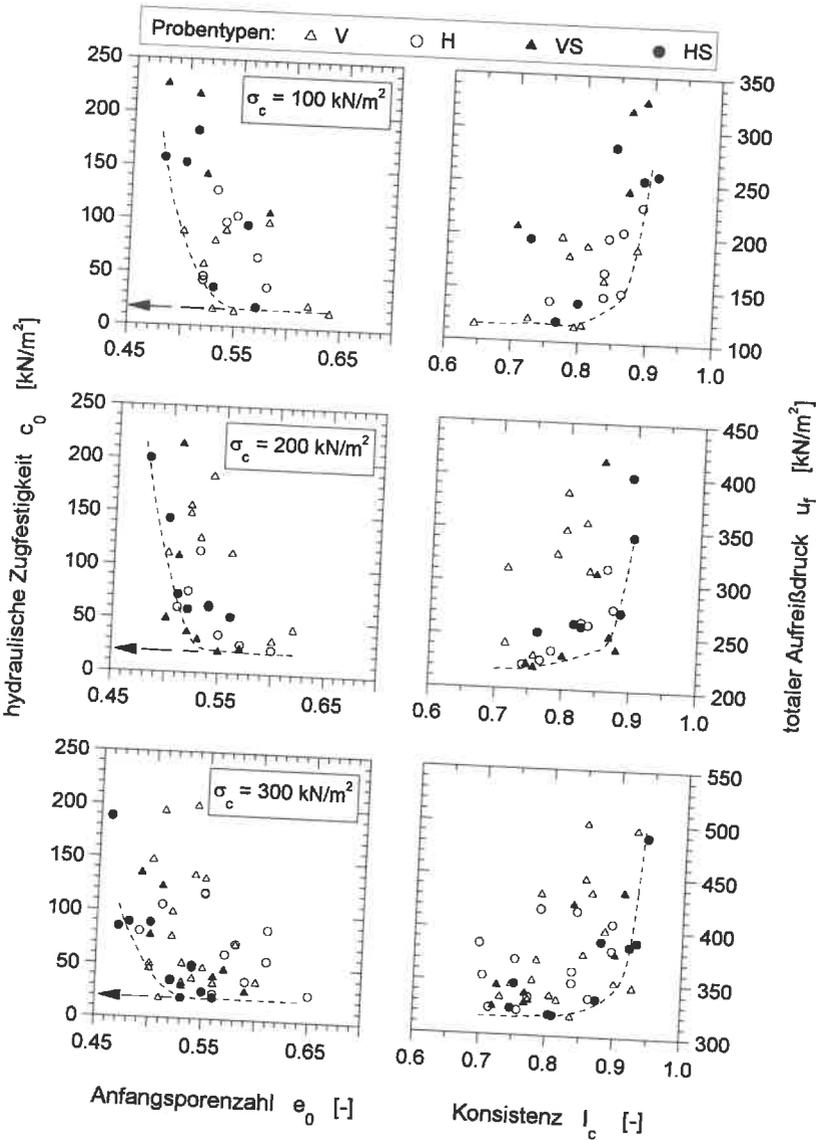


Bild 5.14: Ergebnisse der Hydraulic Fracturing Versuche
 (V - vertikale, H - horizontale Entnahme, S - Proben mit Schichtfugen)

Trägt man jedoch eine untere Grenzlinie ein, so ist mit zunehmender Trockendichte, bzw. mit abnehmender Anfangsporenzahl eine Zunahme der ermittelten Aufreißdrücke zu verzeichnen. Hinsichtlich der Konsistenz ist für steife bis halbfeste Proben ein deutlicher Anstieg der Aufreißdrücke sichtbar. Dieselben Entwicklungen werden von SCHERBECK/JESSBERGER (1992) in einer Zusammenstellung von Versuchsergebnissen unterschiedlichster Autoren zur Zugfestigkeit bindiger Böden aufgezeigt.

In Bild 5.15 ist die untere Grenzlinie der hydraulischen Zugfestigkeit c_0 , die unter Verwendung aller Versuchsergebnisse bestimmt wurde (vgl. Bild 5.16), den Biegezugfestigkeiten von HENNE (1995), die an vergleichbaren Bodenmaterialien (Lößlehm) an laborverdichteten Proben bestimmt wurden, in Abhängigkeit von der Konsistenz gegenübergestellt.

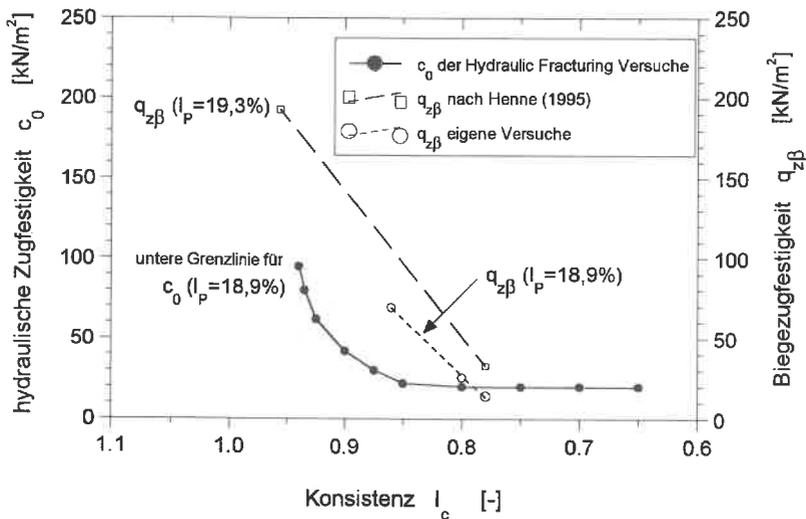


Bild 5.15: Vergleich von Biegezugfestigkeit und hydraulischer Zugfestigkeit

Deutlich erkennbar ist, daß die hydraulisch bestimmten Zugfestigkeitswerte mit steifer Konsistenz durch den aufgebrachtten Wasserdruck beim Versuch eine deutliche Festigkeitsminderung erfahren und aus diesem Grund unter den mechanisch bestimmten Biegezugfestigkeiten liegen.

Bei weicher Probenkonsistenz, wo das Biegezuggerät nur bedingt einsetzbar ist, können die ermittelten hydraulischen Zugfestigkeitswerte als untere Grenzwerte der Biegezugfestigkeit herangezogen werden. Eine Verminderung der Zugfestigkeit durch das Wasser ist dabei von untergeordneter Bedeutung.

Neueste Versuchsergebnisse von QUANDT ET AL (1997) lassen sich ebenfalls einordnen. Mit einer neuentwickelten Versuchstechnik bestimmten sie die Zugfestigkeit eines feldverdichteten mittelplastischen Bodens aus unterschiedlichen Entnahmerichtungen. Für eine Konsistenz von $I_c=0,79$ wurden für Horizontalproben Zugfestigkeiten zwischen 40 und 45 kN/m² bestimmt. Vertikalproben zeigten eine deutlich größere Streubreite mit Zugfestigkeiten zwischen 12 und 32 kN/m².

Zur ersten Gefahrenabschätzung des hydraulischen Aufreißens des Dichtungsmaterials ist für den planenden Ingenieur von besonderem Interesse, welche Sicherheitsreserve der verdichtete Boden besitzt und ob Schichtfugen eine zusätzliche Gefahrenquelle mit sich bringen.

Geht man davon aus, daß für den hier verwendeten Lößlehm beim Materialeinbau nach dem DVWK-MERKBLATT 202 ein Verdichtungsgrad von mindestens 97% pro Schüttlage eingehalten werden muß, so kann unter Zugrundelegung einer 5% Fraktile (vgl. Bild 5.16) ein unterer charakteristischer Zugfestigkeitswert $c_{0,k}=20$ kN/m² bestimmt werden.

Dieser ist für den untersuchten Spannungsbereich nahezu lastunabhängig und für Wassergehaltsbereiche zwischen 16 und 21% gültig.

Der kleinste kritische hydraulische Gradient i_{krit} , der aus den vorhandenen Sickerweglängen der Probe von 45-50 mm bestimmt wurde, liegt mit einem Wert von 40 deutlich über den zu erwartenden hydraulischen Gradienten in-situ.

Bei den Schichtfugen ist von keiner erhöhten Aufreißgefahr auszugehen (vgl. Bild 5.14). Es zeigt sich jedoch, daß bei kleinen Konsolidationsspannungen der Aufreißdruck bei Proben mit Schichtfugen (HS- und VS-Proben) deutlich höher liegt als bei Proben ohne Schichtfugen (H- und V-Proben), dieser jedoch mit zunehmender Konsolidationsspannung zur unteren Grenzlinie hinwandert.

Bei Proben mit Schichtfuge trat der Bruch plötzlich und ohne Vorankündigung ein. Dagegen ging bei Proben ohne Schichtfuge dem Versagen eine längere Sickerungszeit mit mehrmals stagnierenden Durchflußmengen voran, die einen gewissen Selbstheilungsprozeß vermuten lassen. Die zugehörigen totalen Aufreißdrücke zeigen jedoch keine prägnanten Größenunterschiede.

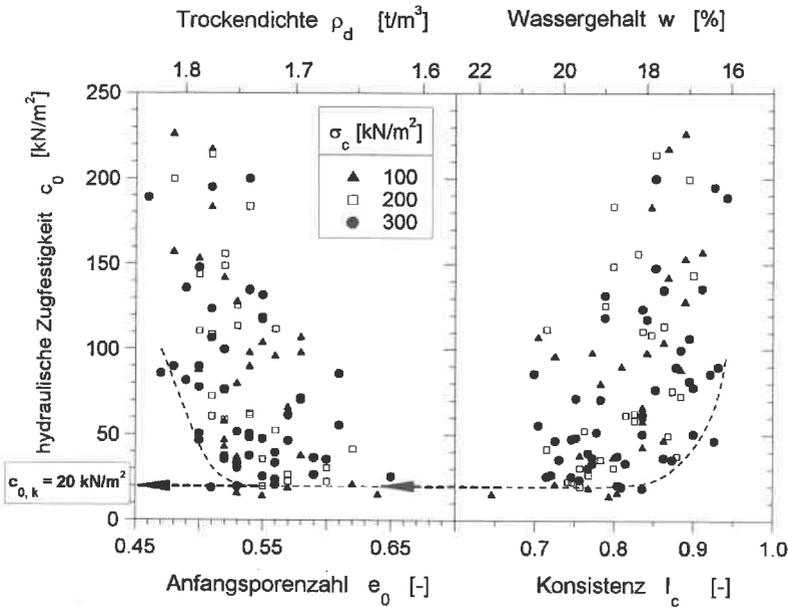


Bild 5.16: Festlegung eines unteren charakteristischen hydraulischen Zugfestigkeitswertes $c_{0,k}$

Abschließend sei der Hinweis gegeben, daß die Rückrechnung der hydraulischen Zugfestigkeit c_0 aus den Bestimmungsgleichungen in der Literatur, wie sie z.B. von TING (1987) und LO/KANIARU (1990) angegeben werden, nur unbefriedigende Ergebnisse lieferte. Dies ist vorwiegend dadurch zu begründen, daß die Gleichungen hauptsächlich auf theoretischen Überlegungen und/oder auf den Versuchsergebnissen an laborverdichteten Proben basieren, nicht auf feldverdichtete Proben übertragbar sind und die Zugfestigkeit materialspezifisch zu beurteilen ist.

5.4 Saugspannungsmessungen

Den Standsicherheitsberechnungen von Dämmen sowie den ermittelten Verformungsbildern zur Beurteilung der Rißsicherheit werden Scherfestigkeitswerte zugrunde gelegt, die an wassergesättigten Proben bestimmt werden. Die unter Baustellenbedingungen hergestellten mineralischen Dichtungskerne sind nach der Verdichtung jedoch nur teilgesättigt und erfahren ihre zeitliche Aufsättigung u.a. durch das Ansaugen von vorhandenem Kapillarwasser. Die Größe der Saugspannung, die maßgeblich durch die Porenstruktur und -größe beeinflusst wird, sowie deren Abhängigkeiten von den Einbaubedingungen, ist somit für das Verformungsverhalten von Bedeutung.

Die Saugspannungen führen zu einer scheinbaren Festigkeitserhöhung, die bereits bei geringer Wasserzufuhr plötzlich verloren gehen kann. Auf diesem Sachverhalt sind eine Vielzahl von oberflächennahen Böschungsrutschungen begründet: durch das Eindringen von Niederschlagswasser in die Böschung können die ursprünglich vorhandenen negativen Porenwasserdrücke sehr schnell abgebaut werden. So lassen sich auch die mit klassischen Untersuchungsmethoden ermittelten Sicherheitsfaktoren $< 1,0$ an Böschungen erklären, die nur durch das Wirken der Saugspannungen über Jahre hinweg ihre Stabilität behalten.

Die in der Literatur angegebenen Werte beziehen sich meist auf natürlich gelagerte Böden und lassen sich aufgrund der unterschiedlichen Bodenstruktur nicht direkt auf künstlich verdichtete Proben übertragen.

Die Untersuchungen von MOU/CHU (1981) an laborverdichteten quellfähigen Tonproben zeigen (Bild 5.17) aufgrund der unterschiedlichen Bodenstruktur, daß statisch verdichtete Proben höhere Werte liefern als Proben, die mit dem *kneading compactor* aufbereitet wurden. Die ermittelten Saugspannungswerte in mWS liegen hierbei im Dezimeterbereich.

5.4.1 Versuchsergebnisse

Die Messungen der Saugspannungen wurden mit Tensiometern an über 70 Lößlehmproben unterschiedlicher Verdichtungsart (Labor-, Feldverdichtung) sowie an natürlich gelagerten Proben im Labor und in-situ durchgeführt (FERNANDEZ 1995).

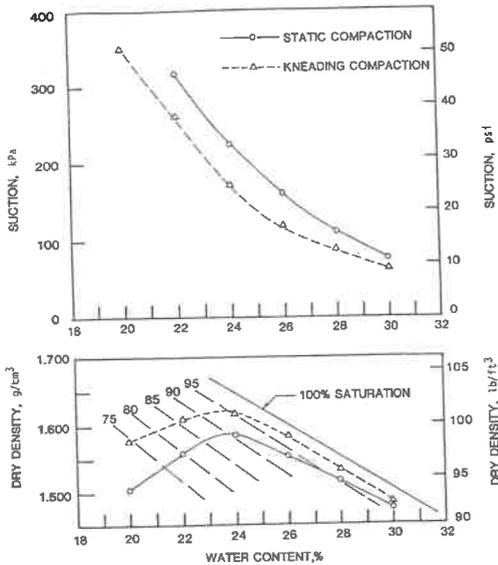


Bild 5.17: Saugspannungsmessungen nach MOU/CHU (1981)

Die Ergebnisse lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. Die Saugspannungswerte zeigen große Bandbreiten, welche der unterschiedlichen Porenverteilung in den Proben sowie dem schwankenden Feinkornanteil des Lößlehms (Tonanteil: 15-32%) zuzuschreiben sind. Die gemessenen Werte liegen im Bereich von 1-8 mWS und entsprechen den Wertangaben in der Literatur, wie sie u.a. von SCHULTZE/MUHS (1967) in Abhängigkeit des Korndurchmessers der Hauptbodenart und von VON SOOS (1990) für verschiedene Hauptbodenarten angegeben werden.
2. Die maximale Saugspannung wird bereits nach Meßzeiten von einigen Stunden erreicht (Bild 5.18).
3. Unabhängig von der Verdichtungsart (Labor/Feld) ergeben sich bei den Laborversuchen deutliche Abhängigkeiten vom Einbauwassergehalt sowie vom -luftporenanteil (Bild 5.19). Eine Abhängigkeit von der Trockendichte bzw. von der Anfangsporenzahl e_0 konnte nicht nachgewiesen werden.

4. Bei den feldverdichteten Proben tendieren die im Feld bestimmten Saugspannungen im Vergleich zu den im Labor durchgeführten Versuchen zu größeren Werten. Natürlich gelagerte Proben zeigten ein entgegengesetztes Verhalten.

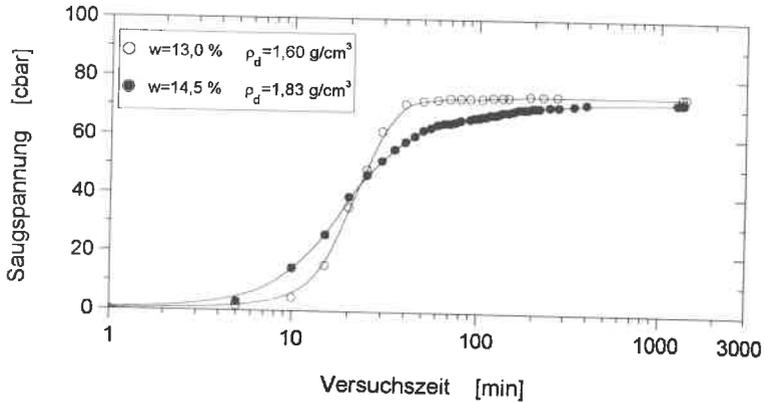


Bild 5.18: Zeitliche Entwicklung von Saugspannungen

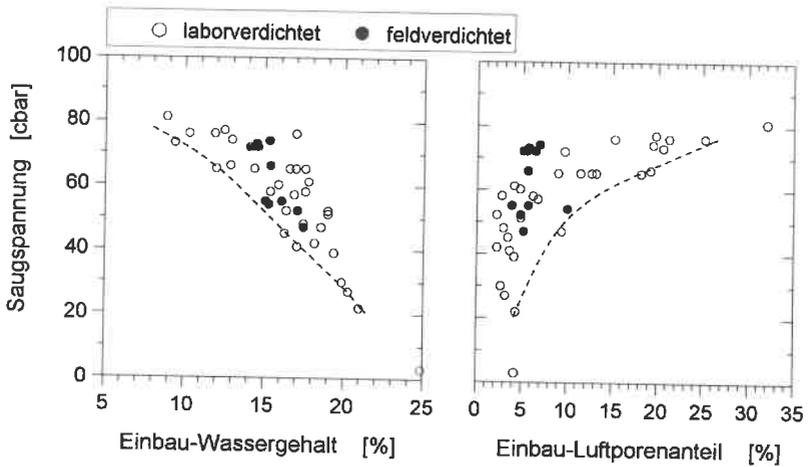


Bild 5.19: Abhängigkeiten von Einbau-Wassergehalt und -Luftporenanteil

5. Bei der Bestimmung von Saugspannungen an Proben mit hohem Luftporenanteil muß der Gasdruck im Boden bei mit der Atmosphäre korrespondierenden Porenverbindungen beachtet werden und wurde bei den hier durchgeführten Versuchen nicht berücksichtigt.

Die angegebenen Werte gelten vorwiegend für Trockenbecken, wo eine Aufsättigung durch die kapillare Saugkraft und eventuell auftretendes Niederschlagswasser aus der Oberfläche stattfinden kann. Bei Dauerstauhaltungen ist eine wesentlich schnellere Aufsättigung durch den hydraulisch wirksamen Einstaudruck zu erwarten. Zusätzlich ist zu beachten, daß durch die Last aus der Überschüttung eine Verkleinerung des Luftporenraumes eine Veränderung der Saugspannungen verursacht werden kann.

6 Die undrÄnierte Scherfestigkeit

6.1 Allgemeines

Eine der wichtigsten Eingangsgrößen zur Abschätzung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Dämmen sowie deren Standsicherheit sind die in Ansatz gebrachten Scherfestigkeitsparameter. Dabei ist zu unterscheiden, ob die Belastung plötzlich und sehr schnell auftritt oder sehr langsam abläuft. So können sich die spannungsabhängigen Porenwasserdrücke bei sehr langsamen Belastungen abbauen. Hingegen wird bei den durch geringe Durchlässigkeitsbeiwerte gekennzeichneten Dichtungsmaterialien eine Entwässerung meist unterbunden, und es wird bei plötzlichen Belastungen die undrÄnierte (totale) Scherfestigkeit maßgebend.

In Tabelle 6.1 sind die anzusetzenden Scherparameter für verschiedene Lastfälle und Bodenmaterialien zusammengestellt:

	Lastfall	bindig	nichtbindig
Bauzustand	schnelle Schüttung	c_u	φ'
	langsame Schüttung	φ', c'	φ'
Betriebszustand	schneller Einstau	c_u	φ'
	Vollstau	φ', c'	φ'
	Niedrigstau	φ', c'	φ'
	Becken leer	φ', c'	φ'
	schnelle Spiegelsenkung	c_u	φ'
Schaden		$\varphi', c'; c_u$	φ'

Tabelle 6.1: Zusammenstellung der anzusetzenden Scherparameter (ergänzt) (SMOLTCZYK, BAUMANN 1984)

Die einzelnen Scherparameter werden dabei hauptsächlich von der Belastungsgeschichte vor dem Abscheren und der Art der Versuchsdurchführung geprägt.

Um eine Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf die Situation in-situ zu gewährleisten, müssen die Belastungs- und Drainierungsverhältnisse im Triaxialversuch und im Feld

aufeinander abgestimmt werden und bekannt sein.

Schwierigkeiten bereitet hierbei die Festlegung der zum Zeitpunkt der Untersuchung vorhandenen Belastung in der Natur. Bereits nach der Verdichtung weist der Boden eine totale Verdichtungsvorspannung auf, die nach NWABOUKEI (1984) vom Einbauwassergehalt und der Verdichtungsenergie abhängt: bei gleichem Wassergehalt nimmt die Vorspannung des Bodens mit zunehmender Trockendichte zu, bei gleicher Trockendichte mit zunehmendem Wassergehalt ab.

Durch eine anschließende Aufsättigung des Materials baut sich diese totale Verdichtungs-vorspannung in Abhängigkeit der wirksamen Konsolidationsspannung auf ein Minimum ab: ist diese klein, so verursacht die Sättigung, unabhängig vom Verdichtungsgrad der Probe, eine Volumenzunahme (Schwellen), die auf eine Hydratisierung von Tonmineralien und der Abnahme der effektiven Spannungen zurückzuführen ist. Im Gegensatz dazu verursachen große Konsolidationsspannungen eine Volumenabnahme bei der Aufsättigung, welche zusätzlich durch das Aufweichen der Tonaggregate und einer Reduktion der totalen Vorverdichtungsspannung unterstützt wird.

Ein weiterer Aspekt ist die Schüttdauer und die Liegezeit des Damms vor dem ersten Einstau.

Bei kurzer Bauzeit, großer Mächtigkeit der konsolidierenden Schicht bzw. schnellem Einstau wird im Regelfall davon ausgegangen, daß die Porenwasserdrücke im Boden noch nicht abgebaut sind und der Ansatz der Scherfestigkeit in Abhängigkeit der totalen Spannungen als $\varphi=0$ -Analyse durchgeführt werden kann (FRANKE/SCHUPPENER 1978). Dabei muß beachtet werden, daß diese nicht ohne weiteres bei bindigen Böden mit steifer bis fester Konsistenz und bei Entlastung der Probe unter den Vorspannungswert anwendbar ist, da ein gegebenenfalls schneller Ausgleich eines vorhandenen Porenwasserunterdrucks mit seinen negativen Folgen auf die Standsicherheit nicht berücksichtigt werden kann.

Der Ansatz der Scherfestigkeit in Abhängigkeit der effektiven Spannungen erfolgt bei langen Bauzeiten, gering mächtigen Konsolidationsschichten oder bei Entlastungsvorgängen stark vorverdichteter Böden. Problematisch ist dabei die Festlegung der zum Zeitpunkt der Untersuchungen wirksamen Spannung im Untersuchungshorizont, da hierzu die Größe des Porenwasserdrucks bekannt sein muß.

COUMOULOS/KORYALOS (1978) zeigen durch Berechnungen auf der Grundlage von

Laborversuchen, daß die in-situ gemessenen Porenwasserdrücke kleiner sind als die berechneten. Eine Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf die Feldbedingungen wurde jedoch nicht überprüft.

PENMAN (1978) berichtet von Messungen an bestehenden Dämmen, daß durch die im Dreiphasensystem enthaltene Luft nach der Verdichtung sowie infolge nicht vollkommen entlüfteter Meßleitungen bei Verwendung offener Meßsysteme sehr große Porenwasserdrücke vorgetäuscht werden.

Die Lebensdauer der Meßsysteme ist unterschiedlich: DEMELLO (1985) berichtet von einem Komplettausfall eines geschlossenen Meßsystems nach bereits 6 Jahren und schlägt deshalb vor, aus sicherheitstechnischen Gesichtspunkten und zum Zwecke der Vergleichbarkeit der Meßwerte gleichzeitig unterschiedliche Meßsysteme einzusetzen.

Besondere Beachtung sollte der Behandlung von Proben im Triaxialgerät geschenkt werden, die aus Dämmen entnommen wurden, um die zu bestimmenden Scherfestigkeitswerte für eine Schadensanalyse zu verwenden. Im allgemeinen werden Proben zum Ausgleich von Probenstörungen und zur Egalisierung des Wassergehalts vor dem Abscheren auf die in-situ maximal vorhandene Spannung rekonsolidiert, wobei diese aus der über dem zu betrachtenden Punkt stehenden Bodensäule berechnet wird. Durch eine mögliche, damit einhergehende, Wassergehaltsabnahme können die nachfolgend bestimmten Scherfestigkeitsparameter gegenüber den wirklich vorhandenen Werten im Dammkörper überschätzt werden.

So ist bei der Festlegung der Rekonsolidationsspannung insbesondere deshalb größte Vorsicht angebracht, weil ausgeführte Messungen an bestehenden Dämmen mit Höhen von 70 und 90 m belegen (PENMAN IN HIGHT/FARRAR 1978, COUMOULOS/KORYALOS 1978), daß die berechneten Vertikalspannungen in der Dammaufstandsfläche infolge Spannungsumlagerungen und Gewölbewirkungen um bis zu 50% reduziert werden können.

Zusätzlich ist die im Feld vorherrschende anisotrope Belastung bei der Festlegung der Rekonsolidations- und Konsolidationsbedingungen zu berücksichtigen: LOWE (1967) empfiehlt bei isotroper Konsolidation im Labor nur $3/4$ des im Feld auf die Probe wirkenden Überlagerungsdruckes anzusetzen.

Aufgrund der geringen Durchlässigkeitswerte reagieren bindige Böden im Gegensatz zu nichtbindigen Böden bei Belastungsänderungen durch Porenwasserdrücke. In Abhängigkeit der Dränagebedingungen sind dazu zwei Grenzzustände zu betrachten:

1. Bei sehr langsam ablaufenden Belastungen (CD-Versuch) kann das Porenwasser aus der Probe fließen, und es treten dadurch keine Porenwasserdrücke auf. Die Volumenänderungen durch Porenwasserabgabe sowie die auftretenden Volumenänderungen beim Abscheren müssen bei der Auswertung jedoch berücksichtigt werden.
2. Bei sehr schnell ablaufenden Belastungen hingegen treten bis zum Erreichen des Bruch- oder Gleitzustandes aufgrund der kleinen Durchlässigkeitswerte keine Wassergehaltsänderungen auf. Im Triaxialversuch wird dies durch das undrained Abscheren (CU- oder UU-Versuch) simuliert. Porenwasserüberdrücke bei kontraktantem Verhalten der Probe vermindern das hydrostatische effektive Spannungsniveau und beteiligen sich nicht an der Abtragung der Deviatorspannung (KÖNIG 1985).
So zeigen die effektiven Spannungspfade normalkonsolidierter Böden eine erhöhte Gefahr bei Bodenbelastungen unter undrained Bedingungen. Die im Versagenszustand aufnehmbaren Deviatorspannungen sind sehr viel kleiner als die unter drained Bedingungen. Überkonsolidierte Böden dagegen erhöhen das effektive Spannungsniveau durch die Ausbildung von Porenwasserunterdrücken und ermöglichen somit eine Aufnahme größerer Deviatorspannungen.

6.2 Belastungsgeschichte und Kennzeichnung der Proben

In der Natur durchwandert das Bodenmaterial im Damm nach der Verdichtung die unterschiedlichsten Be- und Entlastungszustände. Dabei wird die Bodenstruktur verändert und das Festigkeitsverhalten beeinflusst.

Zur Simulation unterschiedlicher Zustände wurde die in Bild 6.1 dargestellte theoretische Belastungsgeschichte festgelegt. Darin eingezeichnet sind die untersuchten Probentypen (F1, F1W, F2E), welche der in Kapitel 4.4 beschriebenen feldverdichteten Schüttung entnommen wurden. Zur Überprüfung der Übertragbarkeit der Scherfestigkeitswerte von laborverdichteten Proben (L1, L1E) auf in-situ Verhältnisse wurden zusätzlich im Labor hergestellte Proben untersucht.

Der Entnahmezeitpunkt, der nachfolgend zur Charakterisierung der Anfangsporenzahl e_0 herangezogen wird, ist ebenso eingezeichnet: die Proben F1 sowie die Proben L1E und L1 wurden bei der Verdichtungskontrolle im Feld bzw. nach der Herstellung im Proctorgerät entnommen. Die Proben F1W und F2E wurden nach dem Versuchsende im Feld entnommen und waren während des Großversuchs mit einer statischen Last von 300 kN/m² belastet.

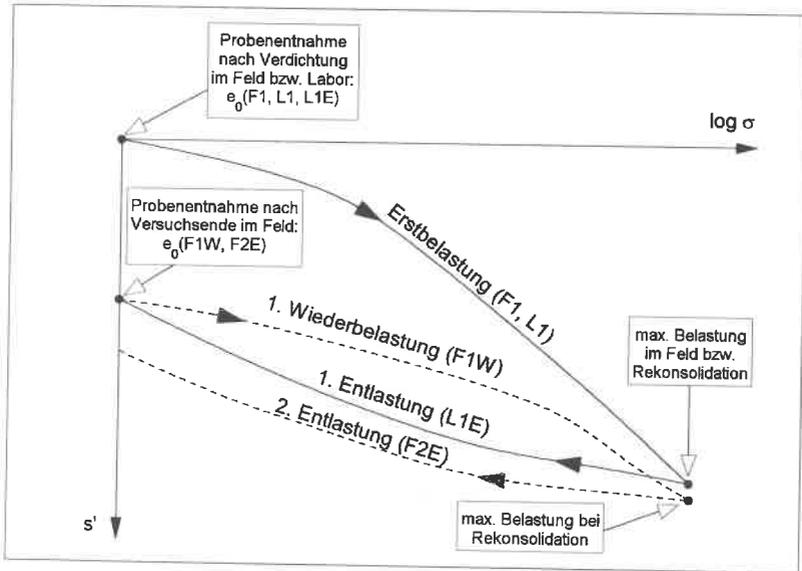


Bild 6.1: Theoretische Belastungsgeschichte der Proben (schematisch)

Somit sind die Proben F1 und L1 als erstbelastete Proben einzustufen, die Proben F1W, F2E und L1E als überkonsolidierte Proben zu bezeichnen. In der Tabelle 6.2 sind die Informationen zur Verdichtungsart, dem Herstellungsort und der Art bzw. Größe der Vorbelastung zusammengefaßt:

Proben- typ	Verdichtungs- gerät	Verdichtungs- art	Herstellungs- ort	Vorbelastung	Belastungs- zustand
F1	Grabenwalze	statisch- dynamisch	Feld	Verdichtung	Erstbelastung
F1W	Grabenwalze	statisch- dynamisch	Feld	Verdichtung und 300 kN/m ² statisch	1. Wieder- belastung
F2E	Grabenwalze	statisch- dynamisch	Feld	Verdichtung und 300 kN/m ² statisch; Rekonsolidation	2. Entlastung
L1	Proctorgerät	stampfend	Labor	Verdichtung	Erstbelastung
L1E	Proctorgerät	stampfend	Labor	Verdichtung und Rekonsolidation	1. Entlastung

Tabelle 6.2: Übersicht der untersuchten Probentypen

6.3 Versuchstechnik

Gegenstand der vorliegenden Untersuchungen ist die Bestimmung der Scherfestigkeitsparameter im undrÄnirten Zustand mit CU-Versuchen, die als ErgÄnzung zu den Untersuchungen von RILLING (1994) gedacht sind. RILLING untersuchte die effektiven Scherparameter unter drÄnirten Randbedingungen desselben Bodenmaterials.

Von besonderem Interesse ist hierbei, ob die Verdichtungsart, feld- oder laborverdichtet, und die Belastungsgeschichte einen Einfluß auf die ermittelten Scherfestigkeiten haben. Die Diskussion und der Vergleich der Ergebnisse finden sich in Kapitel 6.7.4.

Es wurden insgesamt 55 feldverdichtete und 33 laborverdichtete Proben untersucht. Die Einbaudaten, Versuchsrandbedingungen und die wichtigsten Ergebnisse sind in den Anlagen A bis E in Tabellenform und graphischer Form zusammengestellt.

Zur Erlangung aussagekrÄftiger Scherparameter ist nach ROWE (1972) speziell bei mit eventuellen Rissen durchsetzten Proben eine ausreichende Probengröße notwendig. Um eine Probenstörung durch das Herausarbeiten kleinerer Probekörper aus den in-situ entnommenen Sonderproben zu unterbinden, wurden für eine Versuchsserie jeweils Einzelproben ($h=12$ cm; $d=9,6$ cm) mit annÄhernd gleichen Wassergehalten und gleichen Anfangsporenzahlen verwendet.

Durch die gedrungene Form dieser Sonderproben ($h_0/d_0=1,2$) können zwischen den Druckkappen und den Probenendflächen Reibungs- und AdhÄsionskrÄfte auftreten, die in diesen Bereichen einen gestörten Spannungszustand verursachen. Der ungestörte Spannungszustand beschränkt sich somit auf das mittlere Drittel der Probe. Diese Endflächenreibung läßt sich nach Untersuchungen von ROWE/BARDEN (1964) durch die Verwendung reibungsmindernder Druckkappen weitgehend ausschalten. Eine genauere Beschreibung der verwendeten Versuchstechnik befindet sich in der DIN 18137 Teil 2. Zur besseren Drainage der Proben wurden diese zweiseitig an den Endflächen und zusätzlich an der Mantelfläche durch Verwendung von Filterstreifen entwässert.

Die angewandte Versuchstechnik soll nachfolgend kurz erläutert werden:

1. Nach DIN 18137 sind Scherversuche an wassergesÄttigten Probekörpern durchzuführen, wenn davon ausgegangen werden kann, daß der Baugrund wassergesÄttigt ist bzw. während der Nutzung, wie im Falle eines Dammes, wassergesÄttigt wird.

Die in der Natur langzeitlich stattfindende Aufsättigung der Proben wurde im Laborversuch durch Anwendung der Back-Pressure-Technik mit einem Sättigungsdruck von 400 kN/m^2 künstlich beschleunigt. Die anschließend durchgeführten Versuche zur Überprüfung der Wassersättigung lieferten B-Werte zwischen 0,97 und 1,0 und lassen durch den Vergleich mit den erforderlichen Werten nach DIN 18137 Teil 2 auf eine praktisch vollständige Probensättigung schließen.

2. Bei den nachfolgenden Versuchsabschnitten (Konsolidations-, Rekonsolidations- und Abscherphase) wurde durch Beibehaltung des Sättigungsdruckes auf einem erhöhten Spannungsniveau gearbeitet, um zu gewährleisten, daß die im Porenfluid gelöste Luft in Lösung blieb.
3. Bei der Konsolidationsphase der Proben mußten die Probenherkunft und die Belastungsvorgeschichte (vgl. Bild 6.1) berücksichtigt werden:
 - a) erstbelastete Proben (L1, F1), welche nur durch den Verdichtungszustand geprägt waren, wurden zur Erzeugung des Anfangszustandes des Abschervorgangs mit den Seitendrücken σ_c konsolidiert.
 - b) F1W-Proben, die nach Abschluß des Großversuchs entnommen wurden und zusätzlich einer maximalen statischen Belastung von 300 kN/m^2 während der Versuchsdurchführung unterlagen, wurden zur Überprüfung des Vorbelastungseinflusses ohne eine Rekonsolidationsphase mit den Seitendrücken σ_c konsolidiert.
 - c) die überkonsolidierten Proben (F2E, L1E) wurden mit einer Spannung von $\sigma'_{cm} = 300 \text{ kN/m}^2$ rekonsolidiert und dann durch Rücknahme der isotropen Belastung auf die gewünschten Seitendrücke σ_c konsolidiert.

Die volumetrischen Veränderungen der Proben während des Sättigungsvorgangs sowie der anschließenden Re- bzw. Konsolidierungsphase wurden über die Messung des Zellwassers durch eine automatische Volumenmeßanlage und eine manuell durchgeführte Pipettenmessung erfaßt.

Zur Erfassung der Volumenänderungen beim Aufbringen der Versuchsspannungen, welche auf die Gesamtsteifigkeit des Drucksystems der Versuchsanlage zurückzuführen waren, wurden Nullmessungen mit Probendummies mit den in den einzelnen Versuchen durchfahrenen Spannungszuständen durchgeführt und die eigentlichen Meßwerte korrigiert.

Der entscheidende Vorteil von CU-Versuchen an gesättigten Proben ist, daß neben den totalen Scherparametern φ_u und c_u in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung auch die effektiven Parameter unter geringerem Zeitaufwand als bei dränierten Versuchen bestimmt werden können.

Um jedoch realistische effektive Werte zu erhalten, müssen die Porenwasserdruckmessungen richtig durchgeführt werden: die konventionelle Messung von Porenwasserdrücken an Triaxialproben nur an den Probenenden unterschätzt unter Umständen den wirksamen Porenwasserdruck in der Bruchfuge: SKEMPTON ET AL (1965) berichteten, daß an einer Probe ($h_0/d_0=2$) im undränierten Zustand erst nach 7 Tagen Abscherzeit ein Ausgleich des Porenwasserdrucks zwischen der Probenmitte, also im Bereich der Scherfuge, und dem Probenende, dem Meßbereich für den Porenwasserdruck, stattfand.

Damit war eine Wassergehaltszunahme von 1% in der Scherzone verbunden, welche eine Festigkeitseinbuße von ca. 15% gegenüber schnell gefahrenen Versuchen von 15 Minuten mit sich brachte.

MARSLAND (1977) und andere Autoren belegen durch eine Vielzahl von Versuchen, daß eine Porenwasserdruckegalisierung in Versuchsproben von nahezu 100% durch die Verwendung von Proben mit Endflächenschmierung, Verhältnis von $h_0/d_0 \approx 1$ sowie einer Entwässerungsmöglichkeit in die Mantelfläche und kleinen Versuchsgeschwindigkeiten gewährleistet werden kann. Diese Vorgaben wurden bei den hier durchgeführten Versuchen berücksichtigt.

Eine Übersicht (Bild 6.2) über den Einfluß der Verformungsgeschwindigkeit auf die undränierte Scherfestigkeit eines Tones gaben SKEMPTON/BISHOP (1954). Dargestellt sind typische Geschwindigkeiten der Baustellenfahrzeuge, schnell gefahrener Labor- und Feldversuche. Eine Porenwasserdruckegalisierung ist nur bei langsam gefahrenen Laborversuchen und im Feld gewährleistet. Nach VAUGHAN (1978) wird die totale Kohäsion durch schnell gefahrene Versuche um einen maximalen Faktor von 1,7 überschätzt. Dieser kann bei sandigen Tonproben weitaus geringer ausfallen.

Die Abschätzformel in Tabelle 2 der DIN 18137, Teil 2 sowie die daraus bestimmte größte zulässige Vorschubgeschwindigkeit gilt jedoch nur für Normalproben mit 10 cm^2 Querschnitt, einer Höhe von 7,2 cm und mit einem Verhältnis $h_0/d_0=2$, sowie bei einer radialen und einseitigen Entwässerung.

Für unterschiedliche Entwässerungsbedingungen und Probenabmessungen findet man in HEAD (1986) die zur Bestimmung des Konsolidierungsbeiwerts c_v , notwendigen Berechnungsparameter. Daraus lassen sich für unterschiedliche Versuchsrandbedingungen und -typen die maximal zulässigen Vorschubgeschwindigkeiten ermitteln.

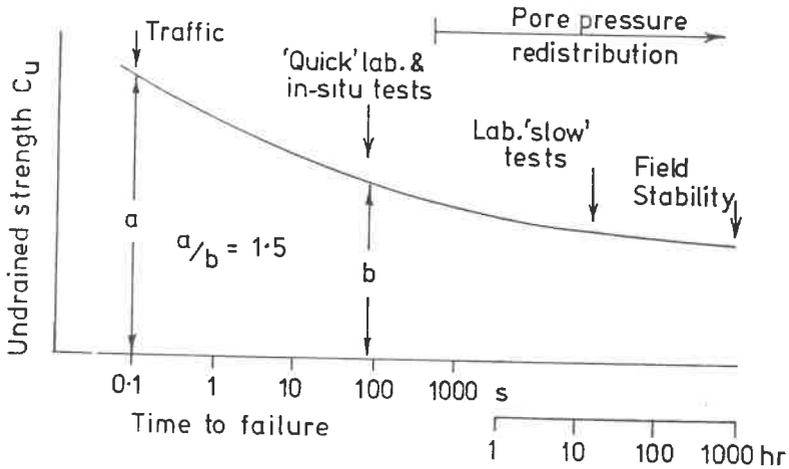


Bild 6.2: Einfluß der Verformungsgeschwindigkeit nach SKEMPTON/BISHOP (1954)

Bei den hier durchgeführten Versuchen wurde die maximal zulässige Vorschubgeschwindigkeit v_{\max} aus den Konsolidationsverläufen (Bild 6.3) abgeschätzt.

Aus den Versuchsergebnissen stark überverdichteter Proben mit kleinem Durchlässigkeitsbeiwert wurde, unter Berücksichtigung der Probenabmessungen und der zweiseitigen und radialen Entwässerung, eine Abschergeschwindigkeit von 0,05 mm/min festgelegt.

Die Geschwindigkeitsabhängigkeit der totalen Kohäsion c_u wurde mit der Methode von GUDEHUS/LEINENKUGEL (1978) an einzelnen Versuchen durch die sprunghafte Änderung der Versuchsgeschwindigkeit überprüft. Der ermittelte charakteristische Zähigkeitsindex $I_{v\alpha}$ ergab sich zu 2,4% und stimmt mit den Ergebnissen von RILLING (1994) überein. Eine Reaktion des Porenwasserdrucks auf die Geschwindigkeitsänderung war nicht zu verzeichnen. Gemessene Änderungen sind nach BISHOP/HENKEL (1962) hauptsächlich auf das zeitverzögerte Ansprechen der Meßgeber zurückzuführen.

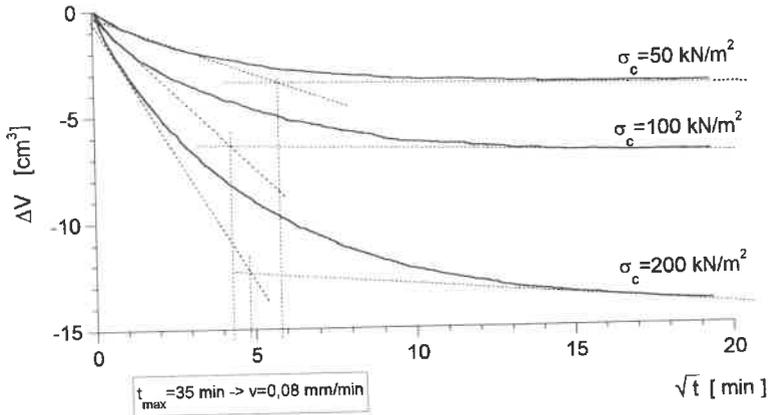


Bild 6.3: Bestimmung der zulässigen Verformungsgeschwindigkeit

6.4 Bestimmung der Vorbelastungsspannungen

Natürlich gelagerte Böden erhalten durch ihre geologische Vorbelastung eine Vorspannung, die durch nachfolgende chemisch-physikalische Vorgänge beeinflusst wird.

Künstlich verdichtete Böden sind durch den Verdichtungsprozess qualitativ ebenso durch eine Vorbelastungsspannung geprägt. Da das Verformungsverhalten des Bodens dadurch maßgeblich beeinflusst werden kann, soll nachfolgend kurz darauf eingegangen werden.

Wird ein verdichteter Boden mit einer kleineren Spannung als der Vorbelastungsspannung belastet, so spricht man von einer Wiederbelastung, und der Boden verhält sich elastisch. Erst nach Überschreiten der Vorbelastungsspannung wachsen die plastischen Verformungen mit zunehmender Last allmählich an.

Im Oedometerversuch äußert sich dies in einem Steilerwerden der Druck-Setzungslinie und einem vorübergehenden Abfall des Steifemoduls bei zunehmender Belastung.

Zur Bestimmung der totalen Vorbelastungsspannung des feldverdichteten und teilgesättigten Bodenmaterials wurden sofort nach dem Verdichtungsvorgang ungestörte Sonderproben entnommen, um daran Oedometerversuche im Labor durchzuführen. Die Proben deckten hierbei Anfangsporenzahlen e_0 zwischen 0,52 und 0,56 ab. Durch Aufbringen kleiner Lastinkremente konnten Vorbelastungsspannungen von $80 \pm 10 \text{ kN/m}^2$ bestimmt werden (Bild 6.4).

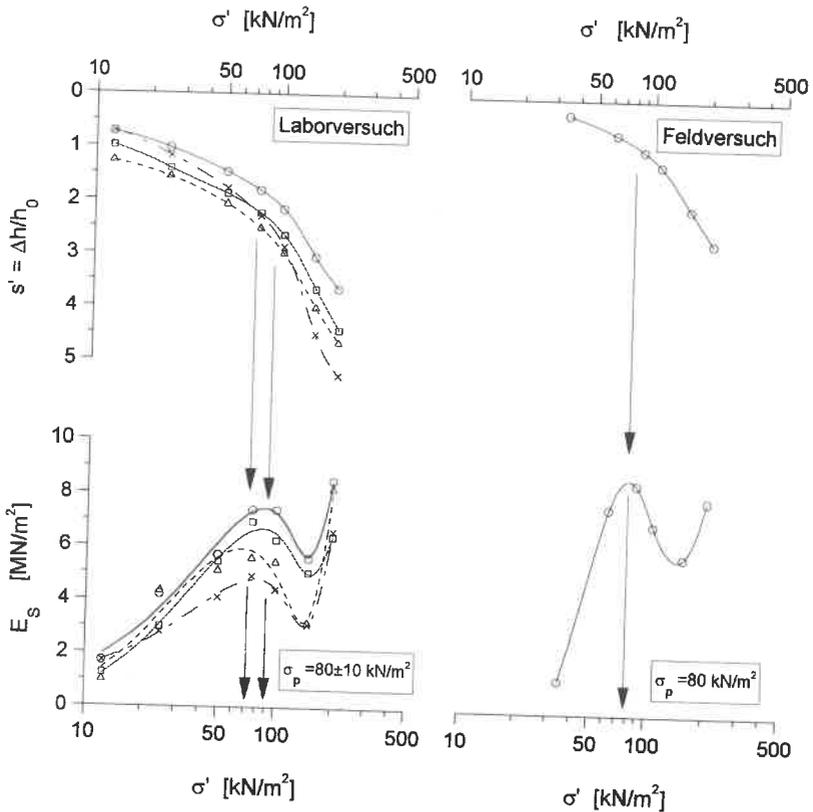


Bild 6.4: Bestimmung der totalen Vorbelastungsspannung

Zusätzlich konnten im Verlauf des Großversuchs (mittlere Einbauporenzahl $e=0,54$, vgl. Tabelle 4.2) aus der Belastung und Vertikalverformung der Mittelfundamente die Druck-Setzungslinie und die dazugehörige Druck-Steifemodul-Linie erstellt werden. Die daraus ermittelte Vorbelastungsspannung liegt bei 80 kN/m^2 (Bild 6.4).

Als Vergleichswert kann hierzu die Vorbelastungsspannung aus der Bestimmungsformel (14) für einen feldverdichteten Boden (St. Croix Clay, Tonanteil 34%, $w_L=40\%$, $w_p=18,4\%$) nach LIN/LOVELL (1981) berechnet werden:

$$P_s = -160,99 - 0,00063 w^2 P_c + 27,04 P_c^{0,5} \quad R^2 = 0,87 \quad (14)$$

Mit dem Einbauwassergehalt von $w=16,5\%$ nach Tabelle 4.2 und dem nach Herstellerangaben berechneten nominellen Anpreßdruck des verwendeten Verdichtungsgerätes ($P_c=71 \text{ kN}/(0,85 \cdot 1,0) \text{ m}^2 = 83,5 \text{ kN/m}^2$) berechnet sich die Vorbelastungsspannung P_s nach der Verdichtung zu 72 kN/m^2 .

Da die Proben im eingebauten Zustand im Damm eine Belastung durch die Überschüttung und eine Aufsättigung erfahren, ist von besonderem Interesse, in welchem Maße die ursprünglich eingebrachte totale Vorbelastungsspannung der Verdichtung verändert wird.

Die effektiv noch wirksame Vorbelastungsspannung läßt sich an den effektiven Spannungspfaden der zunächst gesättigten und anschließend bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen abgescherten Triaxialproben abschätzen. Bild 6.5 zeigt die typischen Spannungsverläufe erstverdichteter und überverdichteter Proben.

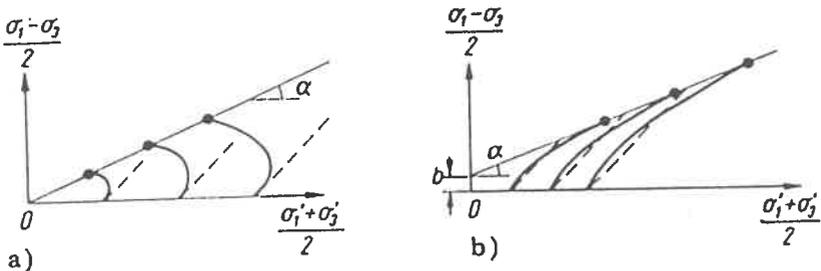


Bild 6.5: Spannungspfade beim CU-Versuch (VON SOOS 1990)
a) erstverdichteter Boden, b) überverdichteter Boden

Die Auswertung der Spannungspfade unterschiedlicher Probentypen zeigt folgendes:

1. Erstbelastete Proben (F1, L1), welche nur durch den Verdichtungszustand geprägt waren, zeigten bei den Konsolidationsspannungen bis 50 kN/m^2 überverdichtetes, bei höheren Konsolidationsspannungen erstverdichtetes Verhalten.
Dies deutet auf eine noch vorhandene effektive Vorspannung hin, die größer 50 kN/m^2 sein muß.
2. Die wiederbelasteten, nicht rekonsolidierten F1W-Proben, die nach dem Ende des Großversuchs entnommen wurden und vormals mit einer Spannung von 300 kN/m^2 belastet waren, hatten ein ähnliches Verhalten. Stark überverdichtete Proben neigten bei einer Konsolidationsspannung von 100 kN/m^2 zusätzlich zu überverdichtetem Verhalten.
3. Die rekonsolidierten Proben (F2E, L1E) wiesen vorwiegend überverdichteten Charakter auf.

Bei den nicht rekonsolidierten gesättigten Proben kann als weiteres Merkmal für die im Boden noch vorhandene effektive Vorspannung der Zeitpunkt während dem Abschervorgang gewertet werden, bei welchem erstmalig negative Porenwasserdrücke durch die Tendenz der Probe zur Volumenvergrößerung (Dilatanz) auftreten. Dazu sind in Bild 6.6 die ermittelten undrännierten Kohäsionswerte c_{u3} bei Nullwerden des Porenwasserdrucks in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 aufgetragen.

Man erkennt, daß der Abbau der totalen Vorspannung nach der Verdichtung nicht nur von der Aufsättigung des Bodens abhängig ist, sondern auch durch die Konsolidationsspannung beeinflusst wird.

Für gesättigte erstbelastete Proben (L1, F1) liegen die minimalen c_{u3} -Werte in Abhängigkeit ihres Verdichtungsgrades zwischen 5 und 20 kN/m^2 , wobei die feldverdichteten Proben geringfügig größere Werte aufweisen als die laborverdichteten Proben. Durch Erhöhung der Konsolidationsspannung auf 50 kN/m^2 werden deutlich höhere c_{u3} -Werte ermittelt, die im Bereich der totalen Vorspannungswerte liegen.

Vergleicht man dazu die Ergebnisse der F1W-Proben, so erkennt man, daß durch die statische Auflast während des Großversuchs keine wesentliche Erhöhung der Vorspannung zustande gekommen ist. Die minimalen c_{u3} -Werte liegen unabhängig von der Anfangsporenzahl bei 20 kN/m^2 .

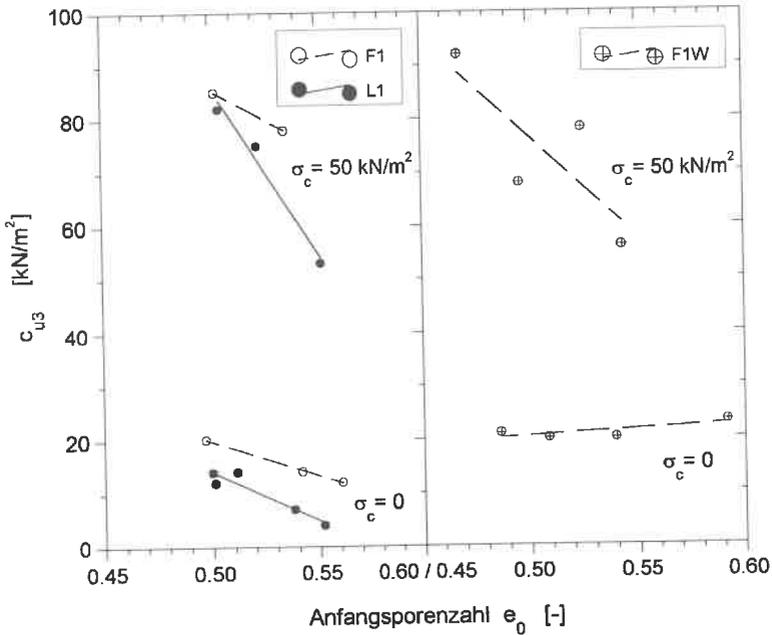


Bild 6.6: Undrained Kohäsion c_{u3} beim Auftreten negativer Porenwasserdrücke

6.5 Volumenänderungen

Da die Festigkeitseigenschaften des Bodens neben der Vorbelastungsspannung u.a. maßgeblich durch Volumenänderungen beeinflusst werden können, welche durch eine zeitliche Aufsättigung des Materials durch Oberflächenwasser sowie durch Kapillarwasser möglich sind, soll nachfolgend nochmals kurz auf die Theorie und auf Versuchsergebnisse anderer Autoren eingegangen werden.

Je nach Spannungszustand und -größe erfährt der Boden eine Verdichtung (Volumenabnahme) oder eine Auflockerung (Volumenzunahme).

ABEYSEKARA/LOVELL (1981) nennen als Einflußfaktoren den Einbauzustand des Bodens, seine Quellfähigkeit sowie seine Fähigkeit, Wasser über die Ausbildung von

Saugspannungen anzuziehen. Das Maß der Volumenänderung wird zusätzlich durch die physikalisch-chemische Verkittung infolge Verdichtung sowie der Auflast durch Überschüttung geprägt. Nach DACRUZ (1963) erscheint vor allem wichtig, daß bei der Proctorverdichtung im Labor Vorbelastungsspannungen von über 300 kN/m^2 erzeugt werden können.

Die Verkittung der Bodenpartikel steht in direktem Zusammenhang mit der Einregelung von Tonpartikeln, wie sie von Suspensionsproben (LAMBE/WHITMAN 1979) bekannt ist. Durch Be- und Entlastungsvorgänge können diese verstärkt, abgeschwächt oder auch zerstört werden (Thixotropie).

Den Einfluß der Verdichtungsart - statische (Flockenstruktur) oder knetende Verdichtung (disperse Struktur) - untersuchten SEED ET AL (1962) an sandigen Tonproben. Es zeigte sich, daß Proben, die auf der trockenen Seite der Proctorkurve verdichtet wurden, identische Schwellcharakteristiken aufwiesen.

Die auf der nassen Seite verdichteten Proben wiesen ausgeprägtere Schwellungen auf, welche auf die Flockenstruktur zurückgeführt wurden. Auch der zeitliche Verlauf der Schwellung wird durch die Verdichtungsart beeinflusst: statisch verdichtete Proben schwellen schneller als knetend verdichtete.

Volumenänderungen während des Abscherens von Triaxialproben äußern sich durch die Porenwasserdruckentwicklung. Dichte Proben verhalten sich dilatant, und der Skemptonparameter steigt mit zunehmender Konsolidationsspannung, abnehmendem Wassergehalt sowie stagnierender Verdichtungsarbeit an. Dabei ist nach COX (1978) die Makrostruktur des Bodens zu beachten: trockene Böden mit großen negativen Porenwasserdrücken sind durch die Verdichtung an den Korn-zu-Korn Kontaktpunkten stark vorgespannt, jedoch nicht in der Nähe der vorhandenen Luftporen.

Die in den verschiedensten Literaturstellen angegebenen mathematischen Ansätze zur Bestimmung der Volumenänderungen, die auf Messungen an isotrop konsolidierten Laborproben aus Triaxialversuchen sowie der vertikalen Volumenänderungen in Oedometerversuchen basieren, sind abhängig vom untersuchten Bodenmaterial, insbesondere vom Tongehalt und von der Tonmineralogie und lassen eine direkte Übertragung dieser Laborergebnisse auf die Feldsituation nur bedingt zu.

Trotz der in Dämmen herrschenden anisotropen Spannungszustände reichen die ermittelten Größenordnungen jedoch aus, eine sichere Abschätzung der zu erwartenden Veränderungen vorzunehmen sowie diese durch Festlegung der Einbaukriterien zu begrenzen.

Eine erste Abschätzung der zu erwartenden Volumenänderungen infolge Sättigung kann über das Schwellvermögen erfolgen. Legt man die aus der Klassifikation erhaltene mittlere Plastizität zugrunde, sind nach den Untersuchungen unabhängiger Autoren folgende Schwellpotentiale zu erwarten:

SEED ET AL (1962)	1,5-5 %	mittleres Schwellpotential
	2,9 %	mit Auflast 6,9 kN/m ²
KREBS/WALKER (1971)	1,5-5 %	mittleres Schwellpotential
	0,6 %	mit Auflast 48 kN/m ²
CHEN (1988)	1,3 %	mit Auflast 6,9 kN/m ²

Die erhaltenen Werte decken sich mit den Angaben von MITCHELL (1976), denen der Tonanteil und die Aktivitätszahl ($I_A = I_P / \text{Tonanteil}$) zugrundegelegt werden.

Unerwünschte Setzungen durch die Aufsättigung des Bodens treten meist beim ersten Einstau unzureichend verdichteter Dämme bzw. zu hohem Luftporenanteil auf. Die Grenze zwischen Schwellen und Kollabieren eines Bodenmaterials läßt sich nach HOLTZ/KOVACS (1981) in Abhängigkeit vom Fließgrenzenwassergehalt und der Trockendichte in-situ abschätzen (Bild 6.7). Danach sind die hier untersuchten Proben als Expansionsproben einzustufen.

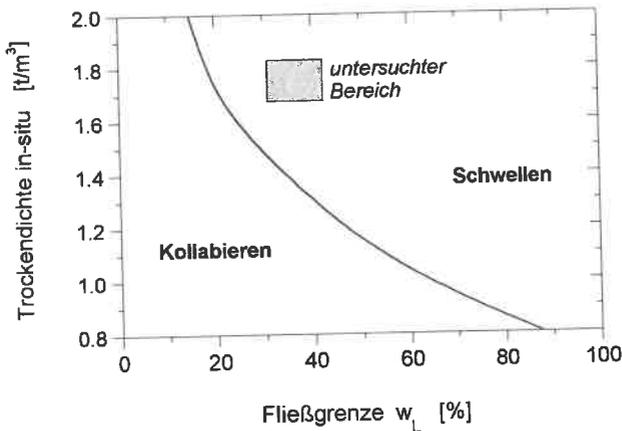


Bild 6.7: Einstufung der untersuchten Lößlehmproben nach HOLTZ/KOVACS (1981)

Die Volumenänderungen durch die Aufsättigung und Konsolidation für erstbelastete Proben (L1, F1) und F1W-Proben, die eine erste Wiederbelastung durchfahren, sind in Bild 6.8 dargestellt.

Trotz der relativ großen Streubreite erkennt man, daß laborverdichtete Proben durch die Aufsättigung ohne allseitigen Druck deutlich größere Auflockerungen zeigen als feldverdichtete Proben. Mit zunehmender Konsolidationsspannung vermindert sich dieser Unterschied.

Die Beobachtungen an laborverdichteten Materialien, wie sie von JOHNSON/LOVELL (1979) und HOLTZ/GIBBS (1956) gemacht wurden, und die Versuchsergebnisse von SMOLTCZYK/SALDEN (1988) können bestätigt werden:

Proben, die bezüglich des Proctoroptimums locker gelagert sind, weisen durch die Wassersättigung und die Konsolidation und den Abschervorgang eine Verdichtung auf, während sehr dichte Proben schwellen und ihr Volumen vergrößern. Wachsender allseitiger Druck verstärkt den Sackungsvorgang der lockeren Proben und unterdrückt die Volumenvergrößerung der dichteren Proben.

Für die Praxis dürften die Unterschiede bezüglich der Verdichtungsart von untergeordneter Bedeutung sein, wenn das Bodenmaterial einer gewissen Belastung unterliegt.

Zusätzlich wurde das Verhalten bei einer Entlastung (L1E, F2E) untersucht, wie sie z.B. beim Einstau eines Dammes durch die Auftriebswirkung zustande kommt (Bild 6.9). Dazu wurden die Proben gesättigt, mit einer Spannung von 300 kN/m^2 rekonsolidiert und anschließend auf unterschiedliche Spannungsniveaus entlastet.

Man erkennt, daß eine Volumenvergrößerung erst bei sehr großen Entlastungen zu verzeichnen ist. Die feld- und laborverdichteten Proben verhalten sich nahezu identisch und weisen deutlich geringere Streubreiten als die erstbelasteten Proben auf, obwohl die laborverdichteten Proben (L1E) bei diesem Vorgang eine erste, die feldverdichteten Proben (F2E) eine zweite Entlastungsschleife durchfahren.

Wie bei den erstbelasteten Proben zeigt sich auch hier deutlich, daß der Einbauzustand der Probe für die Volumenänderung von großer Bedeutung ist: die Auflockerungen sind um so ausgeprägter, je dichter die Probe ursprünglich war.

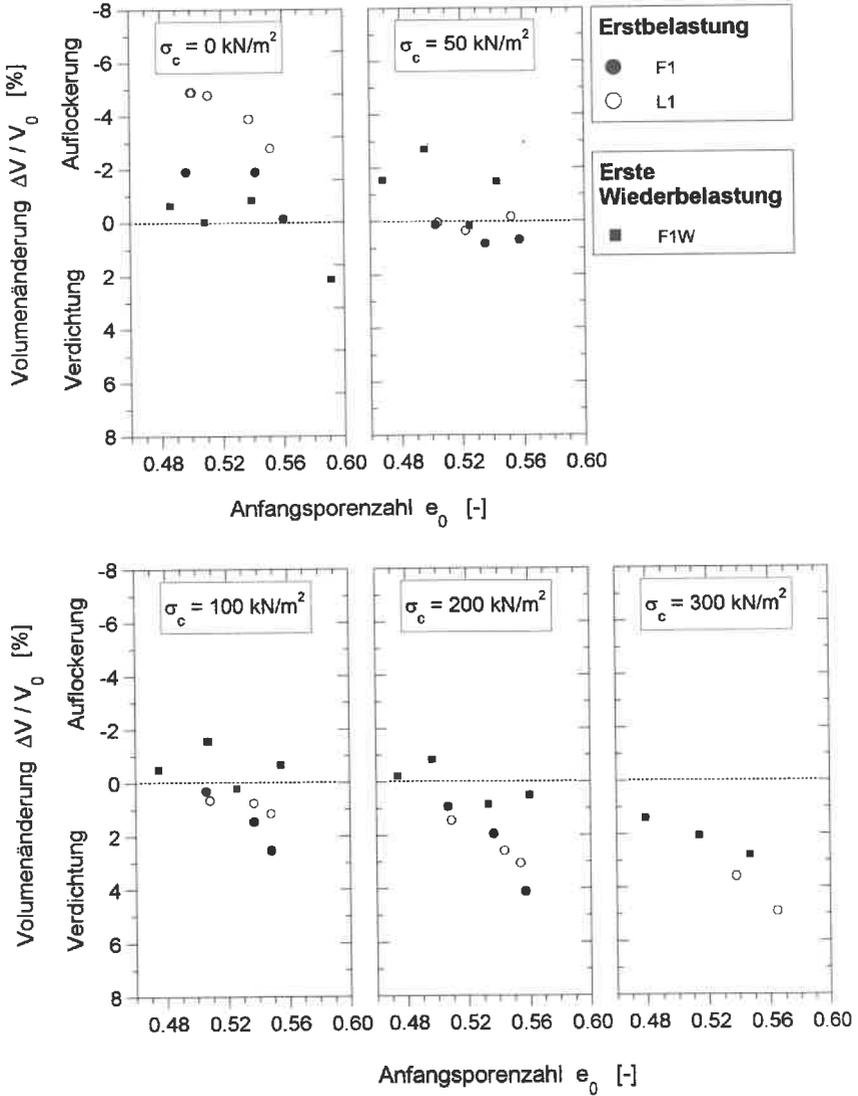


Bild 6.8: Volumenänderungen bei Erstbelastung und 1. Wiederbelastung

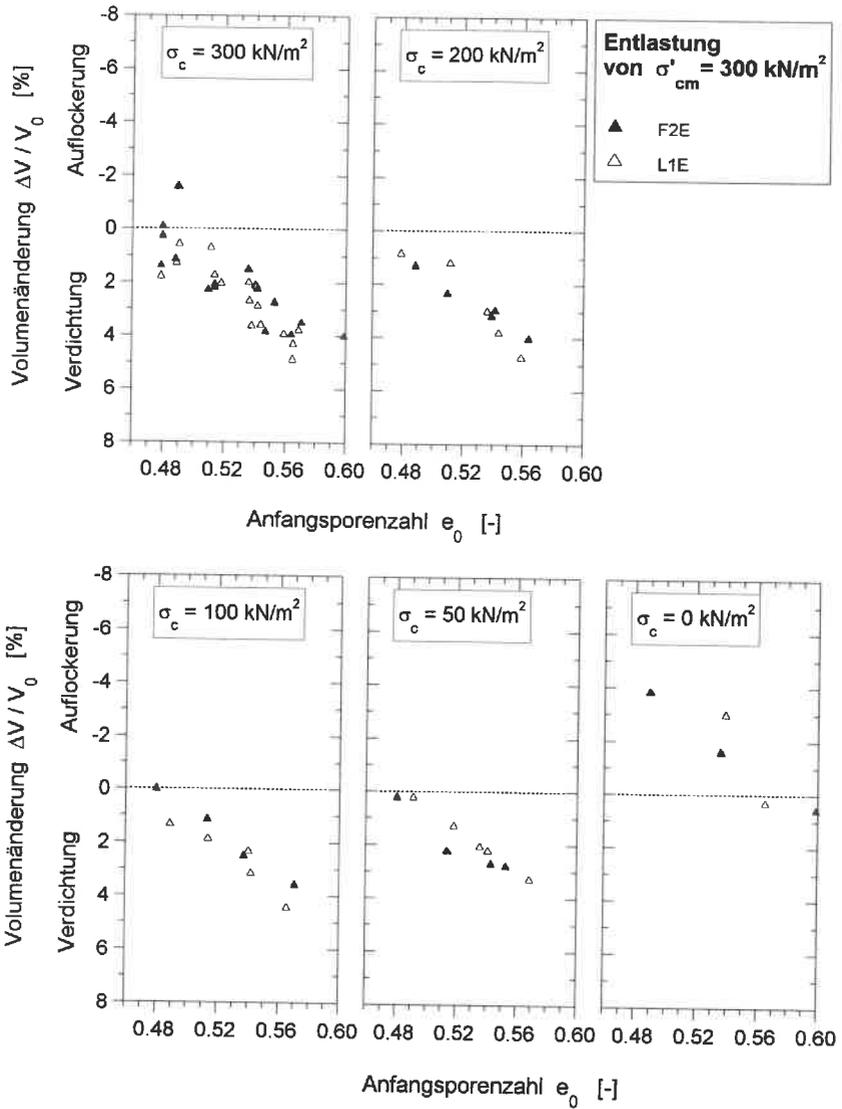


Bild 6.9: Volumenänderungen bei Entlastung (von $\sigma'_{cm} = 300 \text{ kN/m}^2$)

6.6 Effektive Scherparameter

Nach DIN 18137 Teil 1 ist bei der Bestimmung der effektiven Scherparameter aus CU-Versuchen im Grenzzustand mit einem Zonenbruch zwischen normal- und überkonsolidierten Proben zu unterscheiden. So gilt der Grenzzustand bei normalkonsolidierten Proben als erreicht, wenn das maximale effektive Hauptspannungsverhältnis erreicht ist. Bei der Festsetzung des Grenzzustands überkonsolidierter Proben darf der Versuch beendet werden, wenn ein Anschmiegen des effektiven Pfades an die Mohr-Coulombsche Bruchgerade erkennbar ist. Bei Nichterreichen des Grenzzustandes, welcher durch die Verhinderung der Volumendehnung bedingt ist, ist eine Ermittlung der Grenzbedingung bei einer festgelegten Verformung zulässig.

Im Teil 2 der DIN 18137 hingegen werden Abbruchkriterien für den Abschervorgang angegeben, welche den Porenwasserdruckverlauf bzw. das Erreichen einer maximalen Stauchung von $\varepsilon=20\%$ zugrundelegen. Zur Bestimmung der effektiven Scherparameter wird die gerade Umhüllende der effektiven Spannungspfade unabhängig vom Konsolidierungsgrad herangezogen.

VON SOOS (1990) schlägt als Abbruchkriterium das Erreichen des maximalen effektiven Hauptspannungsverhältnisses vor. Damit erhält man aus den CU-Versuchen annähernd dieselben effektiven Scherparameter wie aus den dränierten Versuchen.

Diese Übertragbarkeit wird von SCHULTZE/MUHS (1967) zusätzlich differenziert: bei allen schluffigen Böden ist als Bruchbedingung $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ anzusetzen, bei einigen Tonen kann aber auch das Erreichen des maximalen Hauptspannungsverhältnisses maßgebend werden.

Da die Versuchsspuren (vgl. Anlagen A bis E) bis zu einer Stauchung von $\varepsilon=20\%$ keine Maxima der Hauptschubspannungsdifferenzen aufwiesen, wurden die Triaxialversuche mit den als normalkonsolidiert zu bezeichnende Proben L1 und F1 aus o.g. Gründen mit den folgenden Kriterien ausgewertet:

Da die Proben nach dem Ausbau aus dem Triaxialgerät hauptsächlich Zonenbrüche aufwiesen, wurde als erstes Auswertungskriterium das in der DIN 18137 Teil 1 angegebene Erreichen des maximalen Hauptspannungsverhältnisses herangezogen.

Die mittleren effektiven Scherwinkel lagen bei den feldverdichteten Proben bei $\varphi' = 32,4^\circ$ und bei den laborverdichteten Proben bei $\varphi' = 31,7^\circ$. Die effektive Kohäsion war mit $c' = 11 \text{ kN/m}^2$ bei beiden Probentypen gleich groß.

Als weiteres Auswertekriterium wurde das Anschmiegen der effektiven Spannungspfade an eine gerade Umhüllende verwendet. Die effektiven Scherparameter weisen im Vergleich zum ersten Auswertekriterium mit $\varphi' = 30,6^\circ$ bzw. $29,9^\circ$ einen um $1,8^\circ$ niedrigeren Wert auf, bei der effektiven Kohäsion mit $c' = 15 \text{ kN/m}^2$ einen nicht nennenswerten höheren Wert auf.

Man erkennt, daß in Abhängigkeit von den in der DIN 18137 angegebenen unterschiedlichen Auswertekriterien nur geringe Ergebnisunterschiede zu erwarten sind, welche für die Praxis eine untergeordnete Rolle spielen.

Wertet man sämtliche CU-Versuche unabhängig von dem Überkonsolidierungsgrad mit der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung aus und vergleicht die ermittelten effektiven Scherparameter mit den Ergebnissen von RILLING (1994), die aus CD-Versuchen beim Erreichen der maximalen Hauptschubspannung ermittelt wurden, zeigen sich folgende Unterschiede:

1. Der von RILLING aus CD-Versuchen ermittelte effektive Scherwinkel φ' liegt im Mittel bei $25^\circ \pm 1,5^\circ$ und ist relativ unabhängig von den Einbaubedingungen. Der aus CU-Versuchen erhaltene Wert liegt mit $29,7 \pm 1,5^\circ$ deutlich höher (Bild 6.10a) und läßt sich den von RIVARD/GOODWIN (1978) und SMOLTZYK/SALDEN (1988) ermittelten Werten zuordnen (Bild 6.11). Die Untersuchungsergebnisse von NWABOUKEI (1984) und BISHOP /BJERRUM (1960), wie auch RILLING (1994) selbst, bestätigen, daß beim undrännierten Abscheren höhere Reibungswinkel φ' bestimmt werden als im drännierten Zustand.
2. RILLING gibt in Abhängigkeit der Einbaubedingungen im Feld charakteristische effektive Kohäsionswerte für den Lößlehm an. Bei den hier durchgeführten CU-Versuchen konnte diese Abhängigkeit nicht nachgewiesen werden. Da die untersuchten Proben vor dem undrännierten Abscheren wassergesättigt wurden und während des Abscherens keine Möglichkeit zur Entwässerung hatten, liegen die Ausbauwassergehalte deutlich höher als bei RILLING. Die mittlere effektive Kohäsion lag bei $c' = 17 \pm 5 \text{ kN/m}^2$ (Bild 6.10b). Auch NWABOUKEI (1984) ermittelt durch CU-Versuche kleinere effektive Kohäsionswerte als bei CD-Versuchen. Die bekannte Kohäsionsabnahme mit zunehmendem Wassergehalt, welche durch die unterbundene Drainagemöglichkeit unterstützt wird, kann hierbei bestätigt werden. Der Einfluß des Wassers auf die effektive Kohäsion macht sich auch bei unterschied-

licher Behandlung der Probe vor dem dränierten Abscheren bemerkbar: FIECHTER (1995) beobachtet bei derselben Versuchsdurchführung wie RILLING, daß die effektive Kohäsion zuvor wasserdurchströmter laborverdichteter Proben deutlich kleiner als bei nichtdurchströmten Proben ermittelt wird.

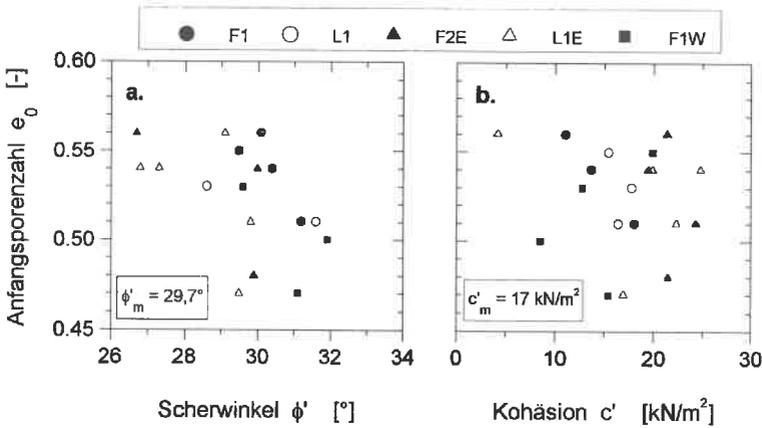


Bild 6.10: Effektive Scherparameter aus eigenen CU-Versuchen

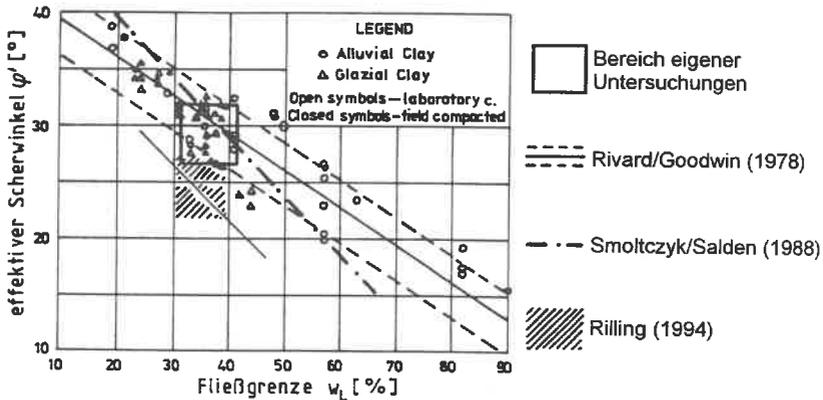


Bild 6.11: Scherwinkel ϕ' als Funktion der Fließgrenze w_L (aus RILLING 1994)

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Drainagebedingungen bei der Ermittlung der effektiven Scherparameter einen entscheidenden Einfluß haben.

Als weitere Ursache der unterschiedlichen Scherfestigkeitswerte ist die Volumenänderung der Proben beim Abscheren zu nennen. Bei den durchgeführten CU-Versuchen neigten stark überverdichtete Proben und Proben mit zunehmendem Überkonsolidierungsgrad zu einer verhinderten Volumenvergrößerung (Veränderung der Gefügesteifigkeit), die sich durch die Ausbildung negativer Porenwasserdrücke äußerte. Diese Volumenänderungen müssen beim dränierten Abscheren ebenso wie die Porenwasserabgabe als zusätzlich geleistete Arbeit von deren Ergebnis abgezogen werden (ROSCOE/SCHOFIELD/WROTH 1958). Meist wird jedoch die Porenwasserabgabe bei CD-Versuchen vernachlässigt.

6.7 Totale Scherfestigkeit

6.7.1 Auswertungskriterien

Nach DIN 18137 werden die totalen Scherparameter aus CU-Versuchen beim Erreichen des Grenzstandes bei verhinderter Volumenänderung bestimmt, wenn die größte Hauptspannungsdifferenz $q = \sigma_1 - \sigma_3$ erreicht wird. Wenn diese jedoch erst bei sehr großen Verformungen ($\varepsilon > 20\%$) erreicht werden kann und diese durch die Versuchstechnik begrenzt wird, ist wie auch für CD-Versuche die Festlegung eines Verformungskriteriums zulässig.

Bild 6.12 und Bild 6.13 zeigen die typischen Spannungsspuren der durchgeführten CU-Versuche an wassergesättigten Proben.

Man erkennt, daß der Grenzzustand nicht völlig erreicht (Bild 6.13a) wird und die maximale Hauptspannungsdifferenz über den Zustand mit maximalem effektivem Hauptspannungsverhältnis hinaus monoton anwächst (Bild 6.13b). Dieses duktile Verhalten ist durch den Zonenbruch gekennzeichnet und kann durch die bauchig gedrungene Form der Ausbauproben bestätigt werden. Scherfugen konnten nicht lokalisiert werden.

Durch das geschlossene Porenwasserdrucksystem kann beim undränierten Versuch kein Porenwasser aus oder in die Probe fließen. Wenn die Probe während des Abschervorgangs zu einer Volumenabnahme neigt, so entwickelt sich ein positiver Porenwasserdruck $+\Delta u$ (Bild 6.12). Der effektive Spannungspfad (ESP) liegt dabei links vom totalen Pfad (TSP).

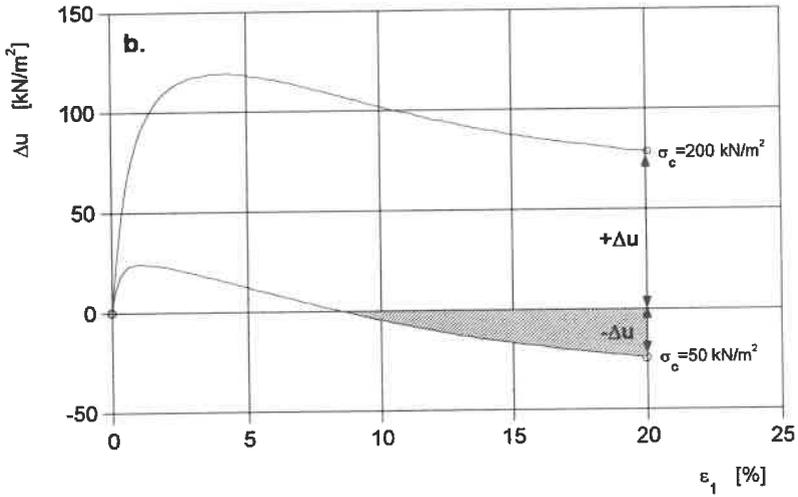
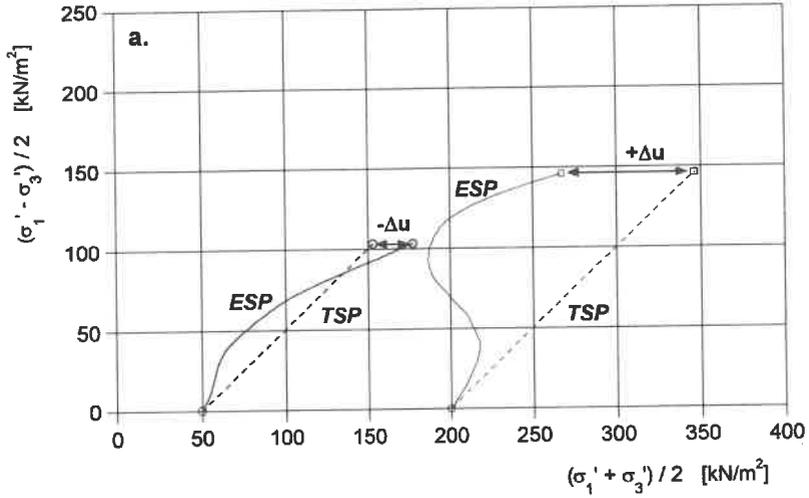


Bild 6.12: Typische Spannungsverläufe der CU-Versuche

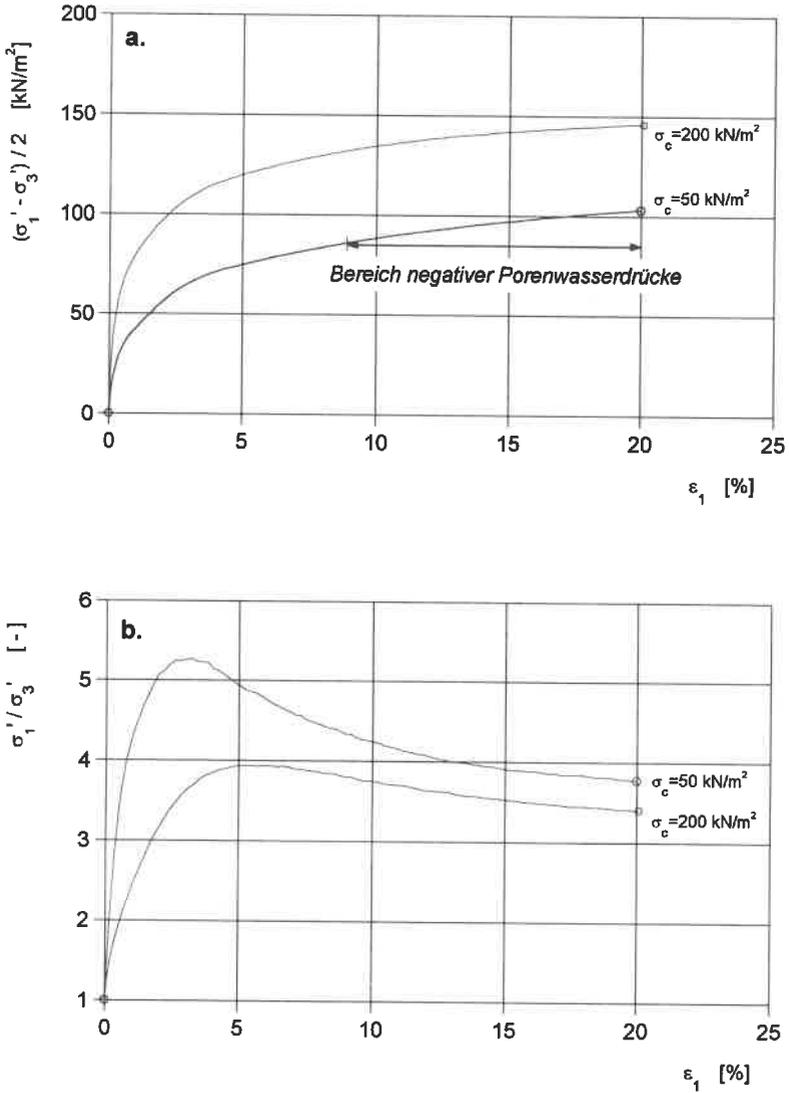


Bild 6.13: Typische Spannungsverläufe der CU-Versuche

Das hydrostatische effektive Spannungsniveau wird dabei vermindert, jedoch beteiligen sich die Porenwasserüberdrücke nicht an der Abtragung der Deviatorspannungen. Somit ist bei maximal auftretenden Porenwasserdrücken unter undrännierten Entwässerungsbedingungen eine erhöhte Gefahr bei Belastungen gegeben (KÖNIG 1985).

Eine unterdrückte Auflockerung (Dilatanz) der Probe äußert sich durch die Ausbildung eines negativen Porenwasserdruckes $-\Delta u$ (Bild 6.12 u. 6.13a), da ein Nachfließen von Wasser aufgrund des geschlossenen Systems nicht möglich ist. Hier liegt der effektive Spannungspfad (ESP) rechts vom totalen Pfad (TSP). Das damit verbundene erhöhte Effektivspannungsniveau ermöglicht eine erhöhte Aufnahme der Deviatorspannungen.

Diese scheinbare Festigkeitserhöhung darf speziell im Dammbau nur dann angesetzt werden, wenn dieser Unterdruck stets vorhanden ist und weder bei der Ausführung noch im Betrieb aufgehoben wird. Weiterhin ist zu beachten, daß die negativen Porenwasserdrücke bei Standsicherheitsberechnungen automatisch mit eingehen, obwohl sie im Feld eventuell schnell abgebaut werden können (SCHEFFLER 1969).

Somit können für die Bestimmung der undrännierten Kohäsion verschiedene Auswerteverfahren herangezogen werden.

Die nachfolgend diskutierten Grenzzustände zur Bestimmung der undrännierten Kohäsion c_u sind in Bild 6.14 dargestellt. Die Ergebnisse sind in den Anlagen A bis E in tabellarischer Form zusammengestellt.

Grenzzustand G1:

Die totale Kohäsion c_{u1} wird beim Erreichen des maximalen Porenwasserdruckes bestimmt.

Diese Bestimmungsmethode liegt auf der sicheren Seite und ist als konservativster Ansatz einzustufen. Nach KÖNIG (1985) sind vollständig undrännierte Zustände in der Natur recht selten. Für die zutreffende Beschreibung des in-situ-Verhaltens bindiger Böden sind Entstehung, Dissipation und Ausbreitung der Porenwasserdrücke von gleichrangiger Bedeutung. Schon während des Belastungsvorgangs kann an einer Schichtgrenze oder durch eine Wassergehaltsegalisierung Porenwasser in durchlässigere Randbereiche abfließen, so daß sich der Porenwasserüberdruck lokal nicht in voller Größe aufbauen kann. Andererseits wird in anderen Zonen erst mit einer gewissen Verzögerung nach der Lastaufbringung der maximale Porenwasserdruck erreicht.

Der maximale Porenwasserdruck trat bereits bei axialen Stauchungen $\leq 6\%$ auf. Nach SMOLTZYK (1993) ist zu beachten, daß die maximalen Porenwasserdrücke im ebenen Verformungszustand bei wesentlich kleineren Stauchungen auftreten können als im axialsymmetrischen.

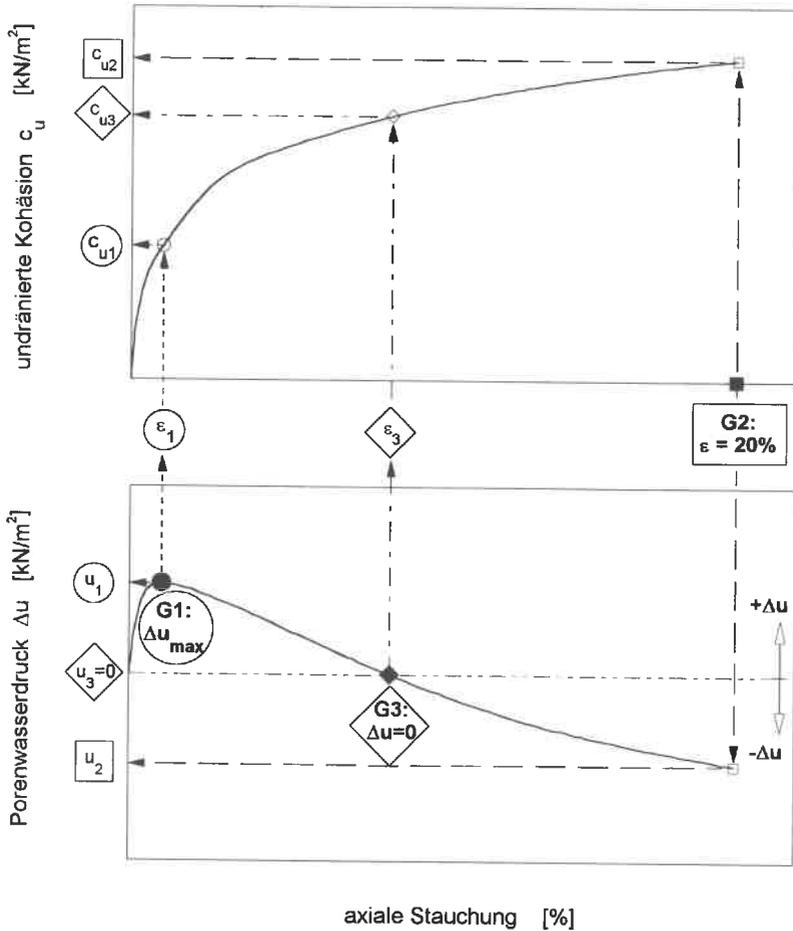


Bild 6.14: Definition der Grenzzustände G1 bis G3

Grenzzustand G2:

Die totale Kohäsion c_{u2} wird bei einer axialen Stauchung von 20% bestimmt.

Dieses im Regelfall zur Anwendung kommende Verformungskriterium ist nur dann zulässig, wenn diese Verformungen in-situ schadlos erreicht werden können und in diesem Grenzzustand ausgeschlossen werden kann, daß durch eventuell entstehende Risse die Systemdurchlässigkeit negativ beeinflusst wird.

Wie Finite Elemente Studien und Messungen an Dämmen mit geringer Höhe bestätigen, ist in vertikaler Richtung bei sachgerechter Verdichtung mit bezogenen Setzungen in der Größenordnung von 1% zu rechnen. Durch den Einstau sind Horizontalverformungen im cm-Bereich zu erwarten.

Grenzzustand G3:

Treten negative Porenwasserdrücke auf, so wird die totale Kohäsion c_{u3} zu dem Zeitpunkt bestimmt, bei welchem der Porenwasserdruck den Wert Null erreicht. Die scheinbare Festigkeitserhöhungen infolge negativer Porenwasserdrücke bleibt in diesem Grenzzustand unberücksichtigt.

Negative Porenwasserdrücke treten bei erstbelasteten Böden hauptsächlich bei geringer Konsolidationsspannung auf, die kleiner als die effektive Vorbelastungsspannung ist, sowie bei überkonsolidierten Böden bei großen Entlastungsvorgängen.

Wird bei erstbelasteten Proben die aus der Verdichtung und anschließender Sättigung noch vorhandene effektive Vorspannung nicht durch die aufgebrachte isotope Konsolidationsspannung überdrückt, so bleibt diese wirksam und die Probe erfährt beim Abscheren eine Entlastung.

Durch die Rekonsolidation wird die Vorspannung aus Verdichtung und Sättigung um so deutlicher überdrückt, je lockerer der Einbauzustand der Probe war.

Bild 6.15 zeigt die Größe der axialen Stauchungen ϵ_3 beim Einsetzen von negativen Porenwasserdrücken.

Ein Vergleich der undränierten Kohäsionswerte in den Grenzzuständen G2 und G3 (Bild 6.16) zeigt, daß die Unterschiede bei einem Faktor zwischen 1 und 4,5 liegen und in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung unterschiedlich zu bewerten sind.

Bei Proben ohne Auflastspannung, wie sie für Oberflächenabdichtungen und vollständige Entlastungen maßgebend werden, treten die größten Unterschiede auf, wobei laborverdichtete Proben deutlich geringere Unterschiede aufweisen als feldverdichtete Proben.

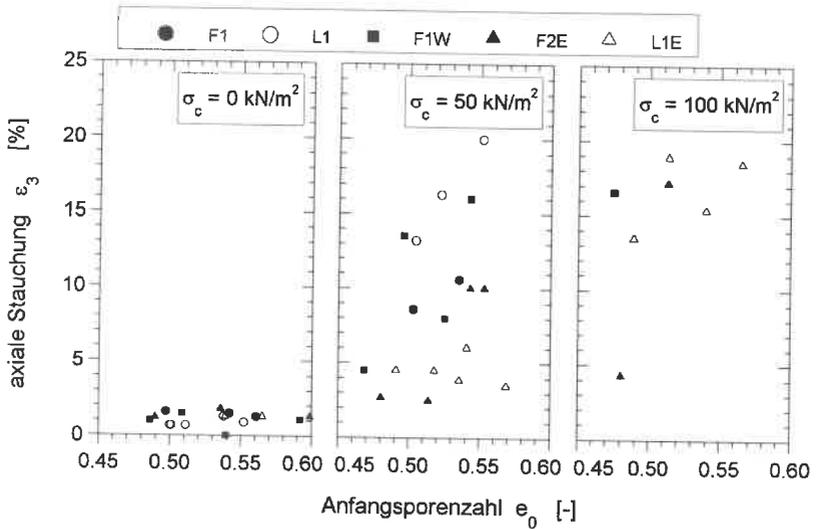


Bild 6.15: Axiale Stauchungen beim Eintreten von Porenwasserunterdrücken

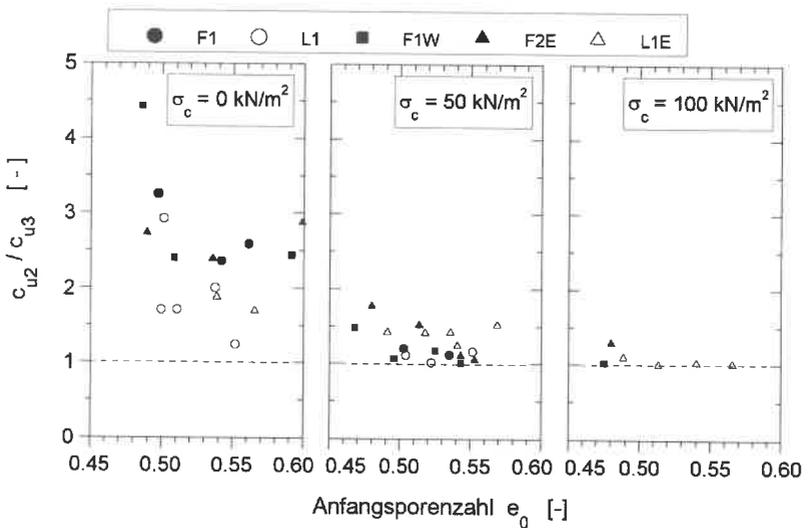


Bild 6.16: Unterschied der undrained Kohäsion im Grenzzustand G2 und G3 infolge negativer Porenwasserdrücke

Mit zunehmenden Konsolidationsspannungen auf 50 und 100 kN/m² nehmen die Verhältnisse c_{u2}/c_{u3} auf Werte zwischen 1 und 1,8 ab. Somit kann in der Praxis für diesen Spannungsbereich durch Verwendung eines charakteristischen Wertes, der im Verhältnis $\geq 1,8$ unter dem Meßwert liegt, das Auftreten von negativen Porenwasserdrücken berücksichtigt werden.

Die Bedeutung des Einbauzustandes der Proben verdeutlicht Bild 6.17.

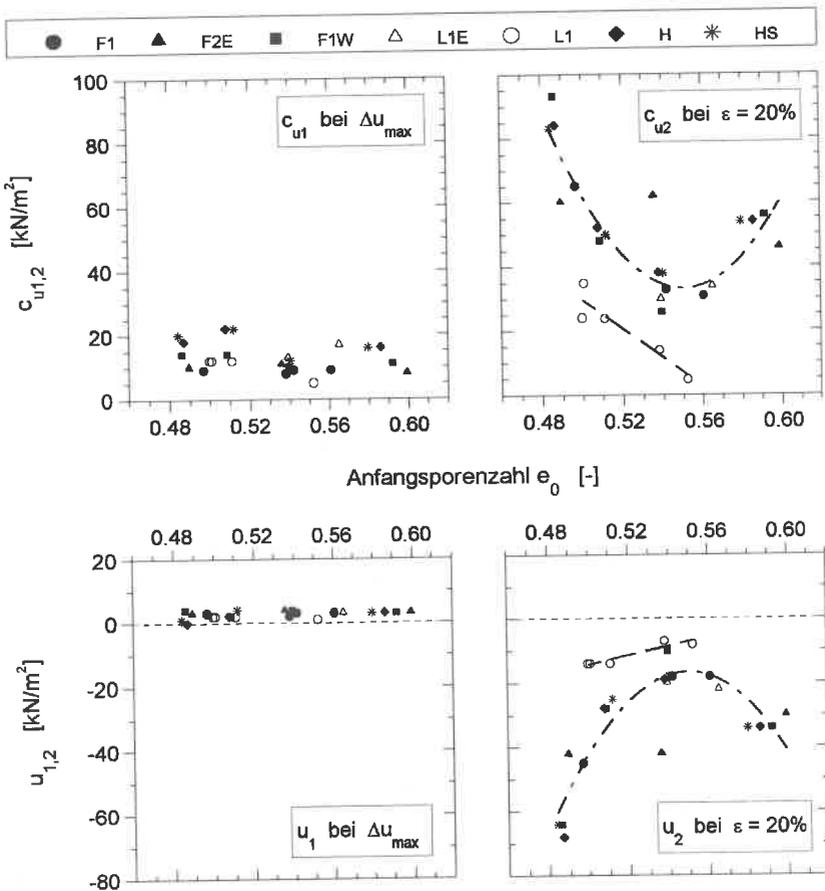


Bild 6.17: Undrained Kohäsion und Porenwasserdrücke im Grenzzustand G1 und G2 in Abhängigkeit des Einbauzustandes bei $\sigma_c = 0$ kN/m²

Hier wurden die ermittelten undrÄnirten KohÄsionswerte fÄr die GrenzzustÄnde G1 und G2 sowie die dazugehÄrigen PorenwasserdrÄcke in AbhÄngigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 fÄr eine Konsolidationsspannung von $\sigma_c=0$ aufgetragen.

Beim Auftreten der maximalen PorenwasserdrÄcke (Grenzzustand G1) liegen die undrÄnirten KohÄsionswerte c_{u1} unabhÄngig von ihrem Einbauzustand zwischen 5 und 20 kN/m^2 , und es treten nur geringe PorenwasserdrÄcke auf.

Im Grenzzustand G2 ($\varepsilon=20\%$) hingegen wird der Einbauzustand der Probe maÄgebend. Stark Äber- und stark unterverdichtete Proben weisen nahezu unabhÄngig von ihrer durchfahrenen Belastungsgeschichte die grÄßten undrÄnirten KohÄsionswerte c_{u2} auf, die mit sehr groÄen negativen PorenwasserdrÄcken verbunden sind. Die Minima liegen dabei mit einer Anfangsporenzahl von ca. $e=0,54$ im Bereich der optimalen Proctordichte des LÄblehms.

Die erstbelasteten Laborproben ohne Auflast zeigen ein anderes Verhalten und weisen geringere undrÄnirte KohÄsionswerte c_{u2} sowie PorenwasserdrÄcke u_2 auf, die jedoch ebenfalls vom Einbauzustand der Probe abhÄngig sind.

Eine Anisotropie der horizontal entnommenen Proben (H-Proben) bzw. der Horizontalproben mit Schichtfugen (HS-Proben) konnte nicht nachgewiesen werden.

6.7.2 Erstbelastete Proben

Die Probentypen L1 und F1 (vgl. Bild 6.1) sind als erstbelastete Proben einzustufen.

In Bild 6.18 und 6.19 sind die ermittelten undrÄnirten KohÄsionswerte $c_{u1,2}$ und die dazu gehÄrigen Porenwasserdruckbeiwerte $A_{1,2}=u_{1,2}/2c_{u1,2}$ in AbhÄngigkeit von der Konsolidationsspannung σ_c und der Anfangsporenzahlen e_0 fÄr unterschiedliche Verdichtungsarten gegenÄbergestellt.

ZusÄtzlich ist die AbhÄngigkeit der undrÄnirten KohÄsion vom Ausbauwassergehalt w_e aufgezeichnet und der Zusammenhang Äber Regressionskurven beschrieben.

Man erkennt, daÄ fÄr bestimmte Spannungsbereiche ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Konsolidationsspannung σ_c und der undrÄnirten KohÄsion besteht, wie er von SMOLTCZYK/SALDEN (1988) fÄr vorbelastete BÄden beobachtet wurde.

Ebenso zeigt sich, daÄ die undrÄnirten KohÄsionswerte um so grÄÄer sind, je gÄnstiger der Einbauzustand war.

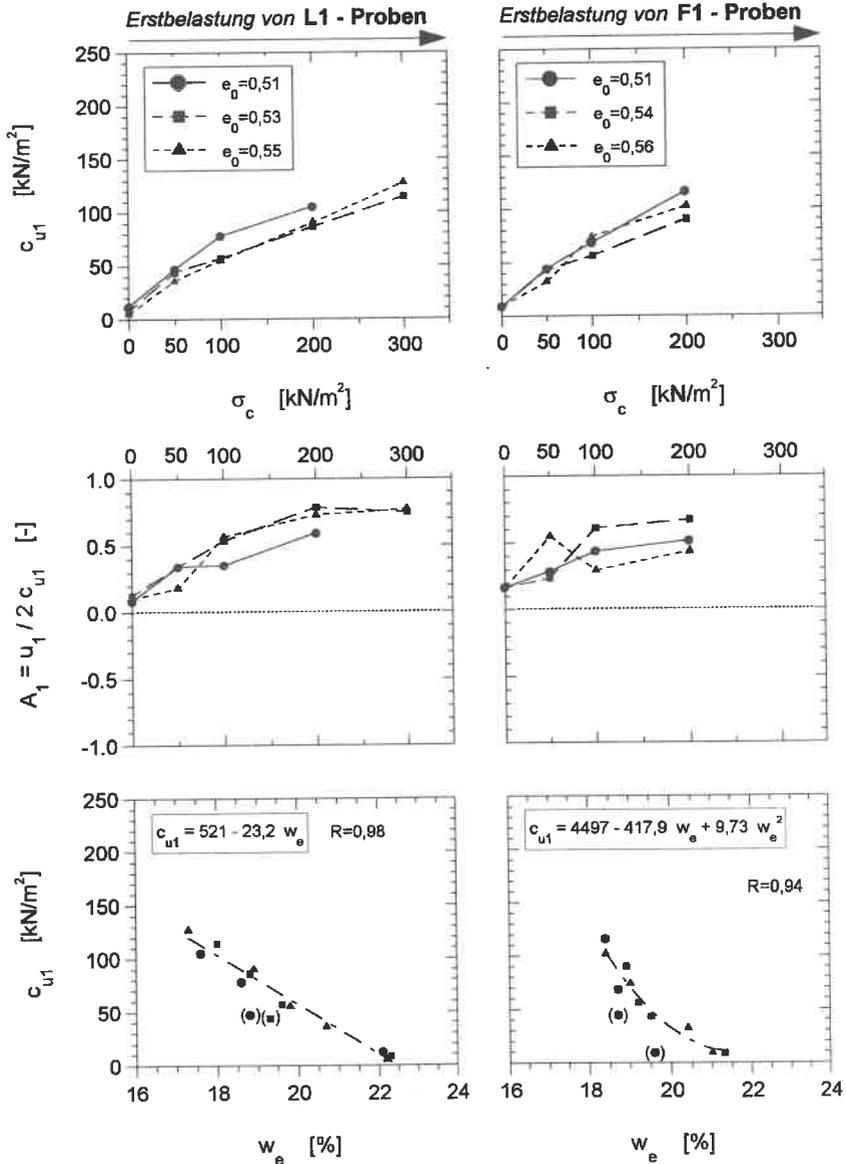


Bild 6.18: Abhängigkeiten der undrÄnerten KohÄsion c_{u1} im Grenzzustand G1 bei Erstbelastung

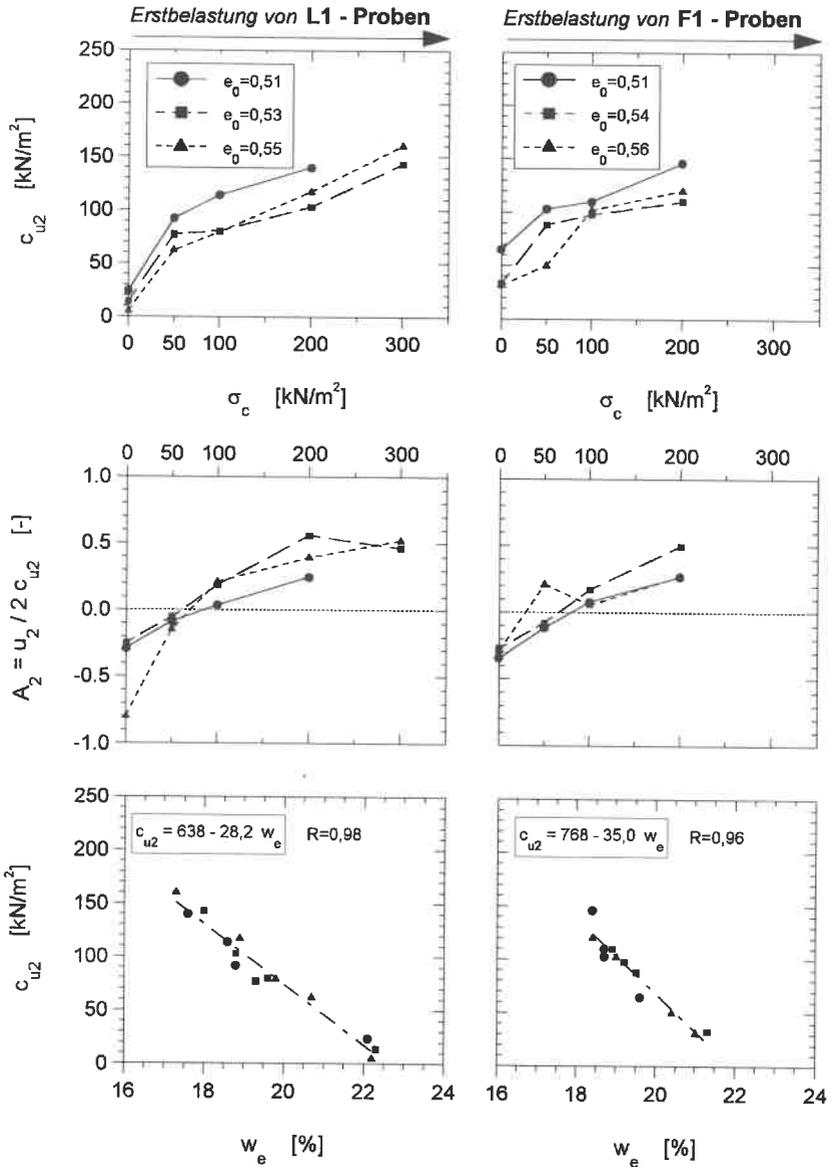


Bild 6.19: Abhängigkeiten der undrained Kohäsion c_{u2} im Grenzzustand G2 bei Erstbelastung

Hinsichtlich der Verdichtungsart sind für die undrännierten Kohäsionswerte keine gravierenden Unterschiede zu erkennen. Somit können für Erstbelastungszustände des untersuchten Lößlehms die Werte in-situ vorab aus laborverdichteten Proben bestimmt werden. Die bekannten linearen Abhängigkeiten der undrännierten Kohäsionswerte c_u von den Ausbauwassergehalten können durch die großen Korrelationskoeffizienten R bestätigt werden.

Der Vergleich des Porenwasserdrucks bzw. des Porenwasserdruckbeiwertes $A_{1,2}$ zeigt, daß sich die aus der Literatur bekannte Problematik der Vorausbestimmung eines Porenwasserdrucks in-situ aus laborverdichteten Proben durch größere Streubreiten bemerkbar macht und eindeutige einbauabhängige Entwicklung des Porenwasserdrucks nicht erkennbar sind.

In der Literatur findet man zahlreiche Bestimmungsgleichungen für die undrännierte Kohäsion c_u . Wie die nachfolgenden Vergleiche der für den Lößlehm bestimmten undrännierten Kohäsionswerte zeigen werden, sind diese Gleichungen nicht allgemeingültig.

SKEMPTON (1957) beschreibt die Scherfestigkeit c_u des undrännierten Bodens für erstverdichtete Böden mit der Gleichung (15):

$$c_u = (0,11 + 0,0037 I_p) \gamma z \quad (c_u \text{ in } \text{kN/m}^2, I_p \text{ in } \%) \quad (15)$$

CARRIER/BECKMAN (1984) geben nachfolgende Bestimmungsgleichung (16) in Abhängigkeit einer Vielzahl von Eingangsparametern an:

$$c_u = \sigma_{am} \left[\frac{0,160}{0,163 + \frac{37,1 e - w_p}{I_p (4,14 + \frac{1}{I_A})}} \right]^{6,33} \quad (16)$$

(mit w_p , I_p in %, I_A als Dezimalbruch erhält man c_u in der Einheit von σ_{am})

In Bild 6.20 sind die mit den Gleichungen (15) und (16) berechneten Werte aufgetragen.

Ein Vergleich mit den unteren Grenzwerten der ermittelten undrÄnirten KohÄsionswerten c_{u1} und c_{u2} zeigt deutlich, daÙ der untersuchte LÖÙlehm sogar im Grenzzustand G1 beim Auftreten des maximalen Porenwasserdrucks deutlich grÖÙere Werte aufweist.

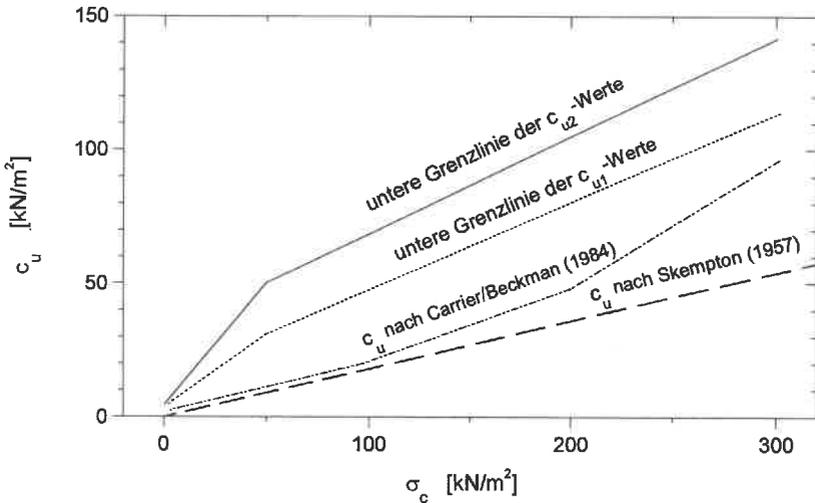


Bild 6.20: Vergleich unterschiedlicher Bestimmungsmethoden in AbhÄngigkeit von der Konsolidationsspannung σ_c

SCHULTZE (1975) gibt in AbhÄngigkeit des Wassergehalts folgende Berechnungsformel (17) an:

$$\log c_u = 3,23 - 3,44w \quad R=0,52 \quad (17)$$

(w als Dezimalbruch, c_u in kN/m^2)

Einen direkten Zusammenhang zwischen der Konsistenz I_c und der undrÄnirten KohÄsion beschreiben WROTH/WOOD (1978) mit der Gleichung (18):

$$c_u = 170 \exp [4,6 (I_c - 1)] \quad (18)$$

(I_c als Dezimalbruch, c_u in kN/m^2)

Die Bandbreite der undrÄnirten KohÄsion c_u in AbhÄngigkeit vom Wassergehalt bzw. von der Konsistenz ist in Bild 6.21 dargestellt.

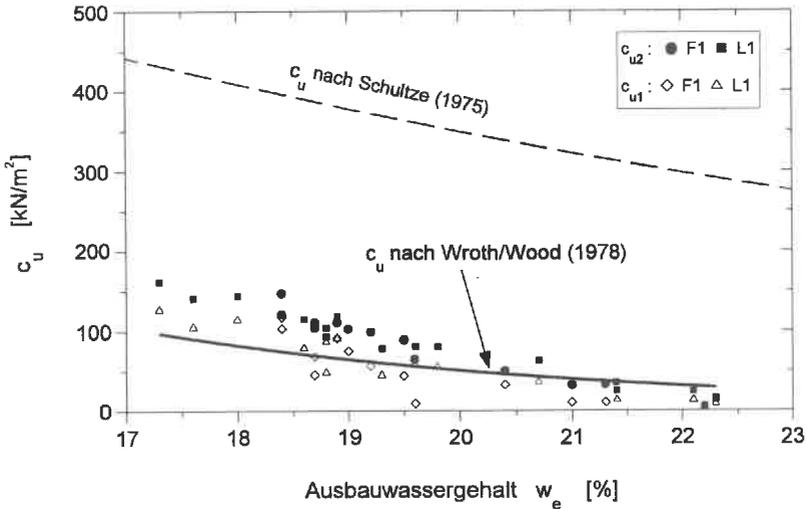


Bild 6.21: Vergleich unterschiedlicher Bestimmungsmethoden in AbhÄngigkeit vom Wassergehalt

Die Formel (17) nach SCHULTZE (1975) überschätzt die ermittelten c_u -Werte bei weitem.

Die Bestimmungskurve nach WROTH/WOOD (1978) hingegen überschätzt die ermittelten Werte im Grenzzustand G1 bei größeren Wassergehalten nur mit einer als gering zu bezeichnenden Bandbreite. Die c_{u2} -Werte werden mit kleiner werdenden Wassergehalten zunehmend unterschätzt.

Abschließend sollen die undrÄnirten KohÄsionswerte des als leicht- bis mittelplastisch einzustufenden LÖblehms mit den Angaben in der DIN 1055 (Bild 6.22), die auch in der DIN 1054-100 (VORNORM) in AbhÄngigkeit von der Bodenart und für bestimmte Konsistenzbereiche angegeben sind, verglichen werden.

Wie Bild 6.22 zeigt, sind die für einen leichtplastischen Ton angegebenen Werte als untere Grenzwerte einzustufen. Bei steifer Konsistenz des LÖblehms liegen die Rechenwerte deutlich auf der sicheren Seite.

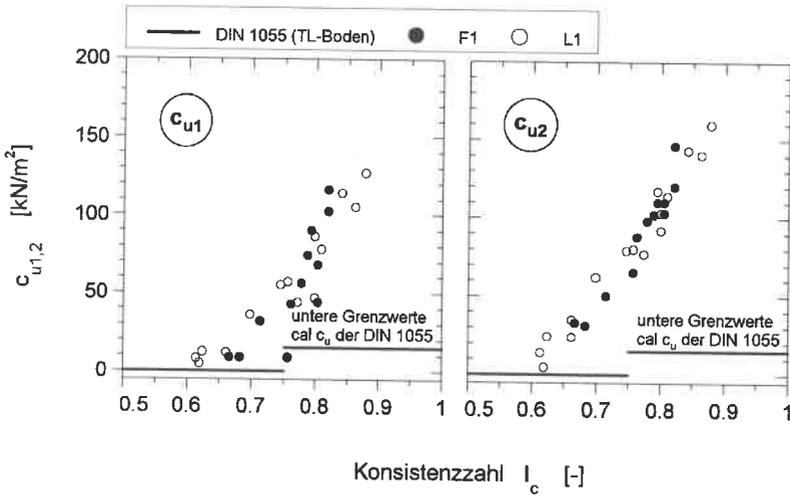


Bild 6.22: Vergleich mit den Rechenwerten der DIN 1055 bzw. DIN 1054-100 (Vornorm)

6.7.3 Überkonsolidierte Proben

Die Probentypen L1E, F2E und F1W (vgl. Bild 6.1) sind aufgrund ihrer Belastungsgeschichte als überkonsolidierte Proben einzustufen.

Mit einer maximalen Auflastspannung aus dem Feldversuch bzw. mit einer Rekonsolidationsspannung im Labor von $\sigma'_{cm} = 300 \text{ kN/m}^2$ und den Konsolidationsspannungen im Versuch $\sigma_c = 50$ bis 300 kN/m^2 liegen die untersuchten Überkonsolidierungsverhältnisse $\text{OCR} = \sigma'_{cm}/\sigma_c$ (Overconsolidation Ratio) zwischen 6 und 1.

Für die rekonsolidierten Proben (L1E, F2E) sind in Bild 6.23 und 6.24 die auf die Konsolidationsspannung normierten undrännerten Kohäsionswerte $c_{u1,2}$ und die dazugehörigen Porenwasserdruckbeiwerte $A_{1,2} = u_{1,2}/2c_{u1,2}$ in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsverhältnis und den Anfangsporenzahlen e_0 dargestellt.

Im Grenzzustand G1 beim Auftreten des maximalen Porenwasserdrucks liegen die normierten c_{u1} - und die A_1 -Kurven der laborverdichteten Entlastungsproben eng beieinander und lassen keine Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl erkennen.

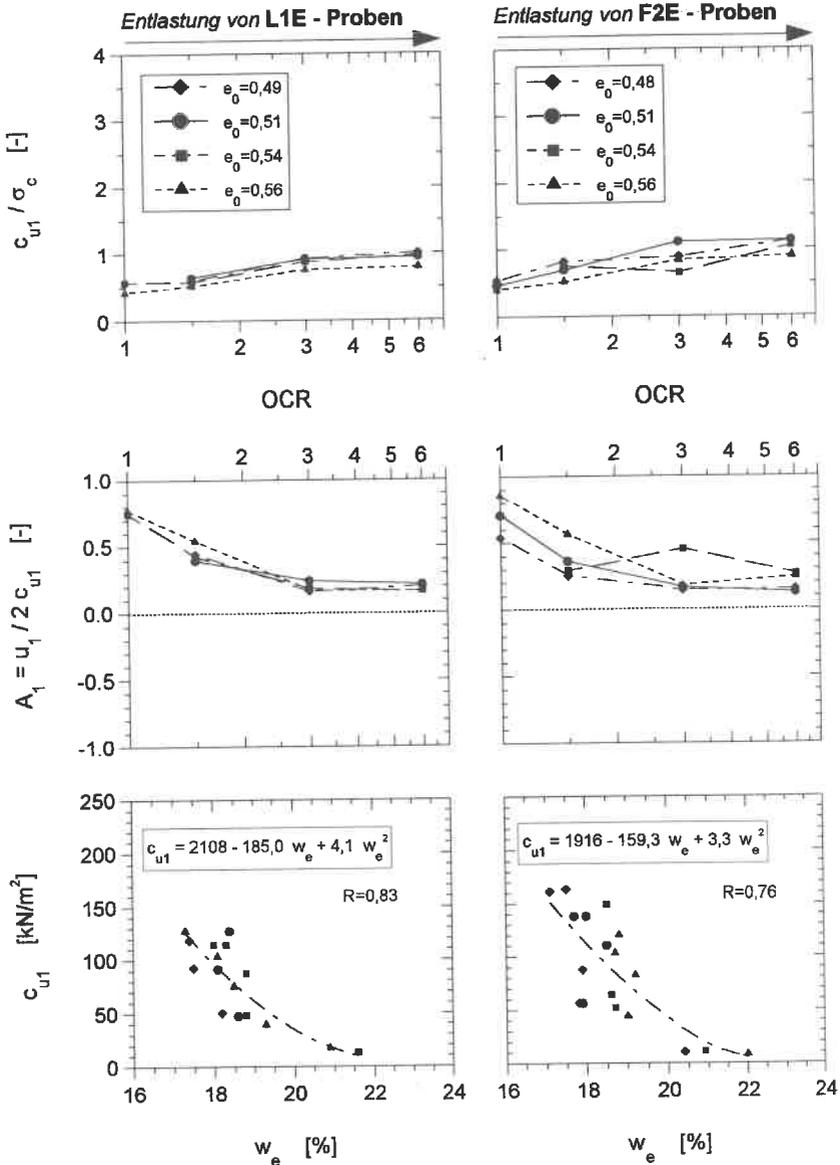


Bild 6.23: Abhängigkeiten der undränierten Kohäsion c_{u1} im Grenzzustand G1 bei Entlastung (von $\sigma'_{vm} = 300 \text{ kN/m}^2$)

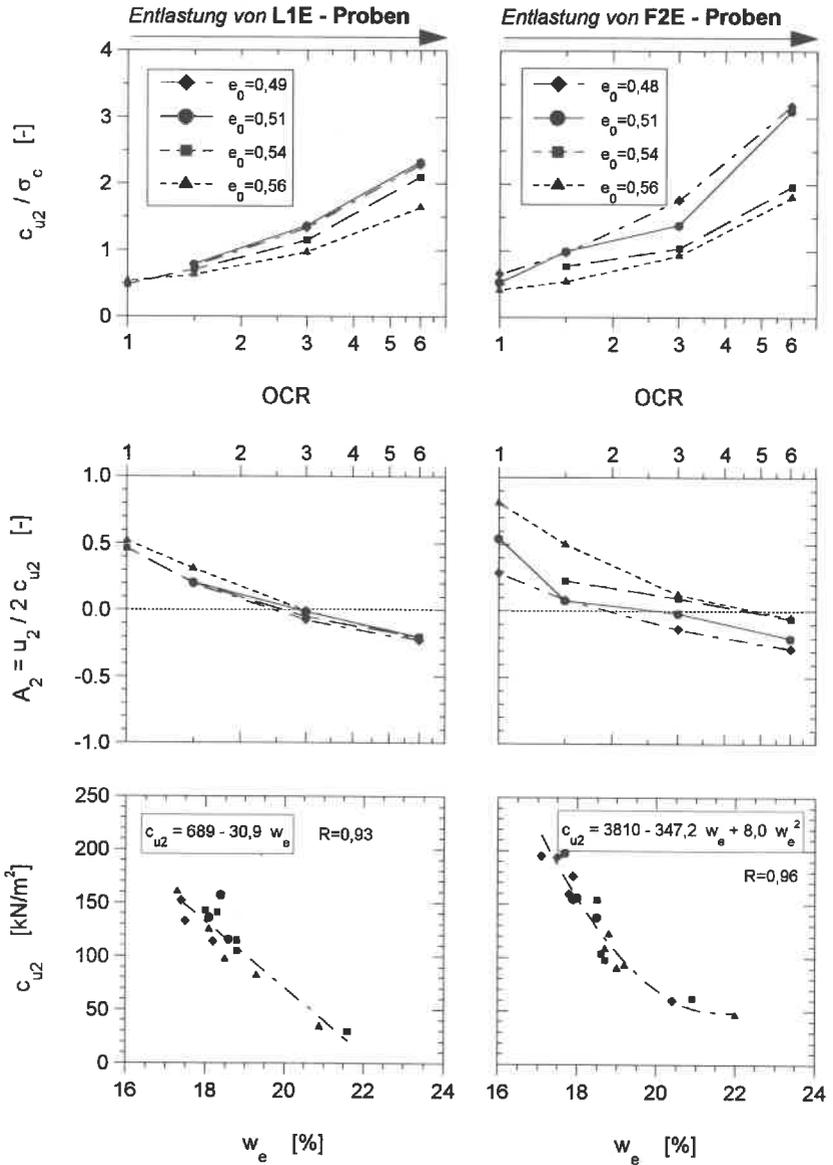


Bild 6.24: Abhängigkeiten der undränierten Kohäsion c_{u2} im Grenzzustand G2 bei Entlastung (von $\sigma'_{cm} = 300 \text{ kN/m}^2$)

Die feldverdichteten Proben weisen deutlich größere Streubreiten auf und lassen ebenso keine Einbauabhängigkeit erkennen.

Im Grenzzustand G2 bei Erreichen einer axialen Stauchung von 20 % werden einbauabhängige Unterschiede der normierten c_{u2} -Werte sichtbar. Je besser die Probe vormals eingebaut war, d.h. desto geringer die Anfangsporenzahl war, desto größere c_{u2}/σ_c -Werte sind zu erwarten.

Der Porenwasserdruckbeiwert A_2 der laborverdichteten Proben ist nahezu unabhängig vom Einbauzustand der Probe. Feldverdichtete Proben zeigen um so größere Porenwasserdrücke, je schlechter sie ursprünglich eingebaut waren.

Die Zusammenhänge für die F1W-Proben, die eine erste Wiederbelastung durchführen, sind in Bild 6.25 dargestellt. Einbauabhängige Entwicklungen der undränierten Kohäsionswerte $c_{u1,2}$ sind wie bei den erstbelasteten und rekonsolidierten Feldproben zu erkennen. Die große Streubreite der Porenwasserdruckbeiwerte $A_{1,2}$ läßt keine eindeutige Aussage zu.

Die ermittelten normierten c_u -Werte liegen deutlich höher als die in der Literatur angegebenen. So geben JAMIOLKOWSKI ET AL (1985) für die undränierete Kohäsion c_u für Böden mit einer Plastizitätszahl $I_p < 60\%$ und mit relativ kleinen Überkonsolidierungsverhältnissen ($OCR \leq 2$) folgende Gleichung (19) an:

$$c_u = (0,23 \pm 0,04) OCR^{0,8} \gamma z \quad (19)$$

Da diese Gleichung aus Flügelsondierungen im Feld an Materialien aus 15 Dammschäden ermittelt wurde, ist der daraus bestimmte c_u -Wert als Restscherfestigkeit zu interpretieren.

Ein Vergleich (Bild 6.26) der errechneten Werte mit den eigenen Versuchsergebnissen zeigt, daß der untersuchte Lößlehm bei einem Überkonsolidierungsverhältnis $OCR \leq 2$ auch bei sehr kleinen Anfangsporenzahlen deutlich höhere c_{u2}/σ_c -Werte aufweist.

Eine weitere Bestätigung für andere Dammbaustoffe läßt sich aus den Ergebnissen von SMOLTZYK/SALDEN (1988) ableiten. Hier wurden Proben, die einerseits laborverdichtet wurden und andererseits aus bestehenden Dämmen entnommen wurden, untersucht. Die Abhängigkeiten sind im Bild 6.27 zusammengefaßt.

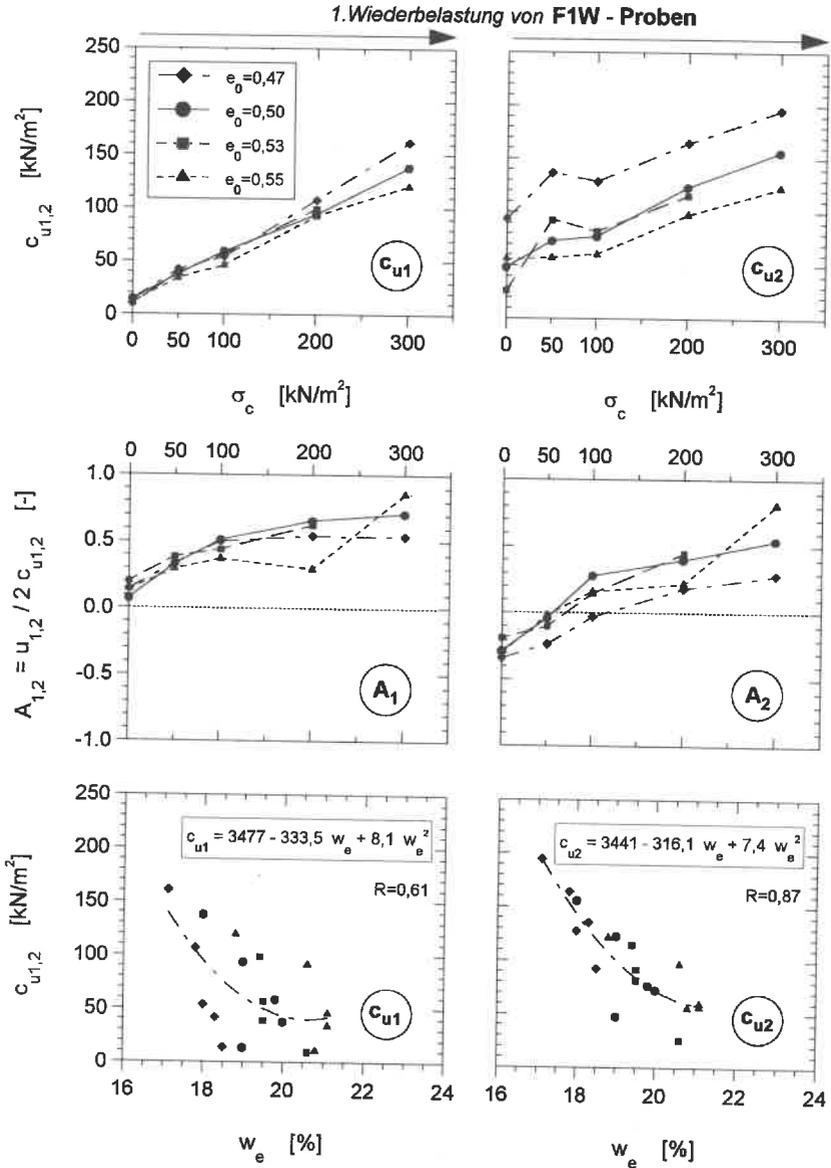


Bild 6.25: Zusammenhänge für F1W-Proben im Grenzzustand G1 und G2 bei einer 1. Wiederbelastung

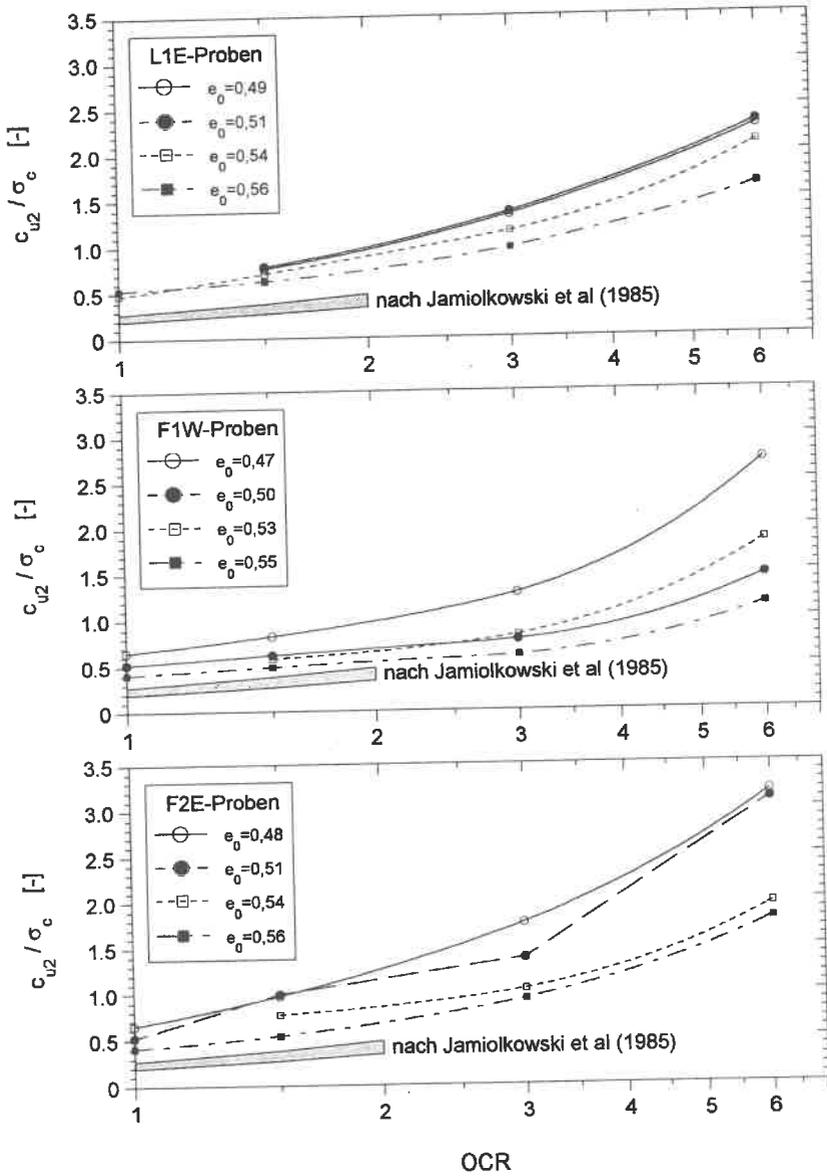


Bild 6.26: Abhängigkeit von c_{u2}/σ_c vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR

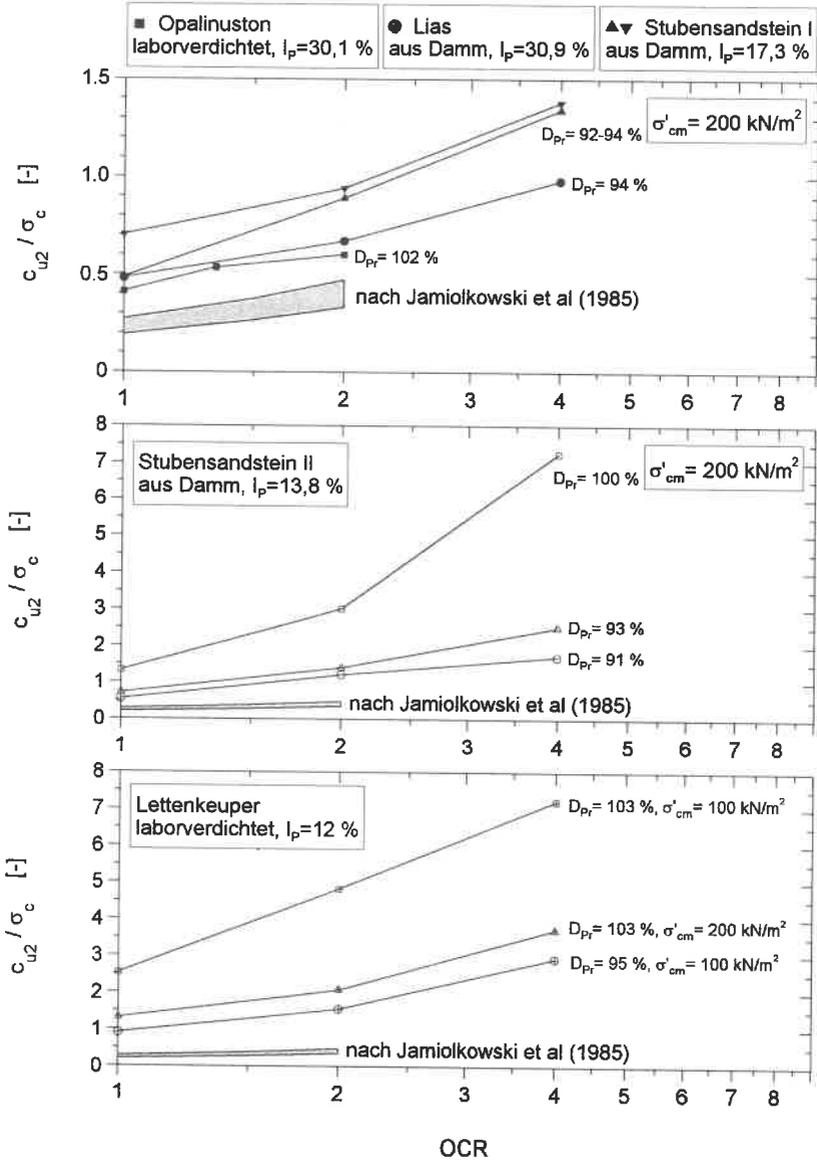


Bild 6.27: Versuchsergebnisse aus SMOLTZYK/SALDEN (1988)

6.7.4 Vergleich von labor- und feldverdichteten Proben

Labor- und feldverdichtete Proben zeigen unter dränierten Bedingungen nach RILLING (1994) beträchtliche Unterschiede hinsichtlich der effektiven Kohäsionswerte. So wird an den im Labor verdichteten Proben eine nahezu doppelt so große effektive Kohäsion ermittelt.

Nach VAUGHAN (1978) kommt ein Unterschied der Bodenstruktur dadurch zustande, daß bei der Feldverdichtung größere Materialbrocken in die Schüttung eingebaut werden, ohne daß diese bei der Verdichtung zerstört werden. Andererseits werden im Labor die Versuchsproben mit homogen aufbereitetem Material hergestellt und die verdichtete Bodenstruktur ist dadurch wesentlich stabiler.

VAUGHAN (1978) faßt die möglichen Effekte auf die Materialeigenschaften folgendermaßen zusammen:

Parameter	Effekt
dränierter Scherfestigkeit c', φ'	gering
Durchlässigkeit	gering (außer wenn Macroporen vorhanden sind)
Konsolidation und Schwellen	gering
Volumetr. Steifigkeit	gering
undränierter Scherfestigkeit c_u, c, φ	groß bei plastischen Böden; vermutlich abnehmend bei steigender Abschergeschwindigkeit. gering bei sandigen Tonen mit geringer oder mittlerer Plastizität
Porenwasserdruck (undräniert)	groß
Scher-Steifigkeit	groß

Tabelle 6.3: Unterschiede durch die Verdichtungsart nach VAUGHAN (1978)

Untersuchungen nach HARPSTER (1978) zeigen, daß eine Vorausbestimmung der Feldparameter der verdichteten Schüttung an laborverdichteten Proben mit Vorsicht zu beurteilen ist, da unterschiedliche Bodenstrukturen vor dem Verdichtungsprozess vorliegen.

LIANG/LOVELL (1983) führten Reihenuntersuchungen an einem leicht plastischen Boden durch. Daraus wurden Bestimmungsgleichungen zur Vorhersage der Volumenänderungen, der Scherparameter sowie des Skempton-Parameters entwickelt. Es zeigt sich, daß unabhängig von der Verdichtungsart (Feld/Labor) nahezu identische Gleichungen angegeben werden konnten, eine Übertragung auf Böden anderer Plastizität jedoch zu überprüfen ist.

Die Unterschiede bezüglich der Verdichtungsart können für die erstbelasteten (L1, F1) und für die überkonsolidierten und rekonsolidierten Proben (L1E, F2E) durch Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse für Proben mit gleichen Belastungszuständen und identischen Anfangsporenzahlen e_0 folgendermaßen zusammengefaßt werden:

- Beim Vergleich der Volumenänderungen (Bild 6.28) zeigen sich nur geringe, vernachlässigbar kleine Unterschiede, die vorwiegend bei kleinen Auflasten auftreten. Eine direkte Übertragung der Ergebnisse auf die Verhältnisse in situ ist aufgrund der unterschiedlichen Spannungsverhältnisse nicht möglich, jedoch lassen die erhaltenen Werte eine erste Abschätzung des Verformungsverhaltens zu.

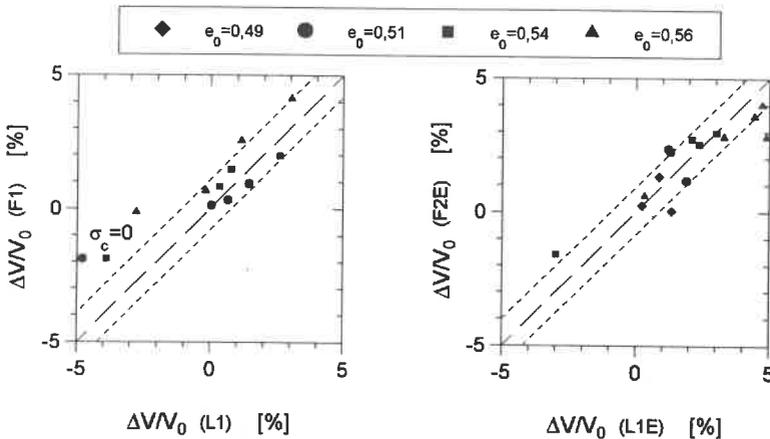


Bild 6.28: Volumenänderungen bei unterschiedlicher Verdichtungsart

- Bei der Bestimmung der effektiven Scherparameter φ' und c' (Bild 6.10) im undränierten Zustand konnten keine Unterschiede hinsichtlich der Verdichtungsart festgestellt werden. Die Ergebnisse weisen denselben Streubereich auf.

- Die Gegenüberstellung der undrÄnirten KohÄsionswerte $c_{u1,2}$ in AbhÄngigkeit von den Anfangsporenzahlen e_0 und ihrer Verdichtungsart (Bild 6.29) zeigt, daÙ für den Erstbelastungszustand (L1, F1) die Werte nahezu identisch und die an laborverdichteten Proben bestimmten Werte z.T. deutlich niedriger sind als bei feldverdichteten Proben. Die überkonsolidierten Proben weisen eine deutlich größere Streubreite auf. Auch hier werden an feldverdichteten Proben überwiegend größere undrÄnirte KohÄsionswerte bestimmt als an laborverdichteten Proben, jedoch sind auch vereinzelt geringere Werte zu erwarten, die in einer Größenordnung von ca. 20 kN/m² liegen.

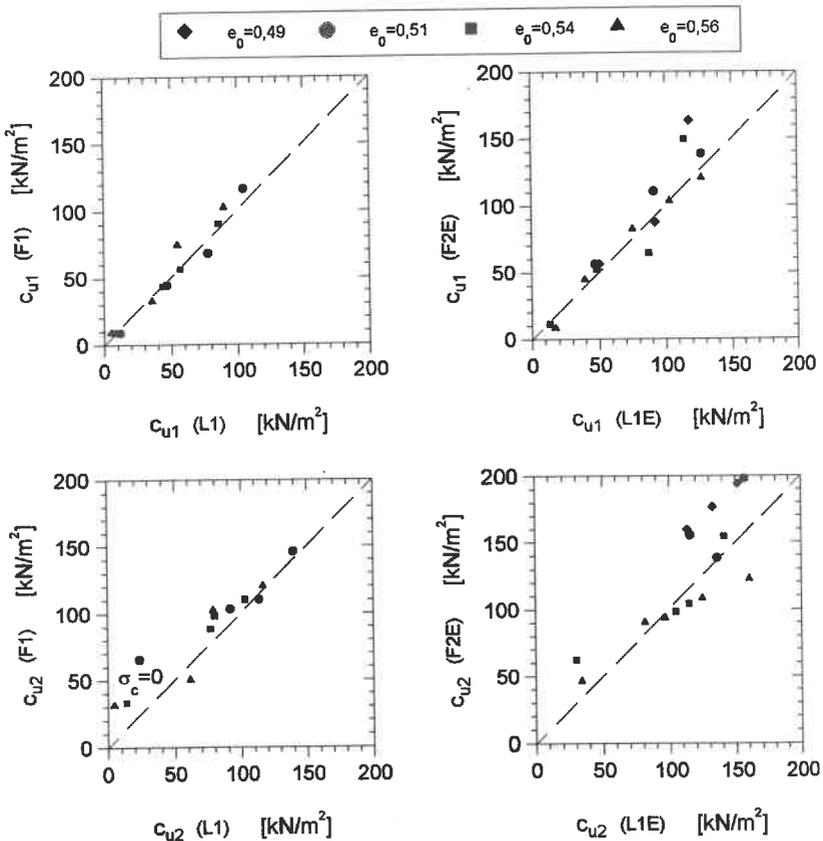


Bild 6.29: undrÄnirte KohÄsionswerte bei unterschiedlicher Verdichtungsart (c_{u1} - Grenzzustand 1; c_{u2} - Grenzzustand 2)

- Die Antwort des Porenwasserdrucks bei den Grenzzuständen G1 und G2 ist in Bild 6.30 dargestellt. Im Grenzzustand G1 sind nur geringe Unterschiede zu erwarten. Im Grenzzustand G2 ist eine deutlich größere Bandbreite von max. ± 30 kN/m² bei der Bewertung des in-situ zu erwartenden Porenwasserdrucks aus laborverdichteten Proben zu berücksichtigen.
- In Kapitel 5.1 (vgl. Bild 5.1) konnte der Einfluss der Verdichtungsart auf den Durchlässigkeitsbeiwert nachgewiesen werden. Feldverdichtete Proben weisen mit zunehmender Anfangsporenzahl eine größere Durchlässigkeit auf als laborverdichtete Proben.

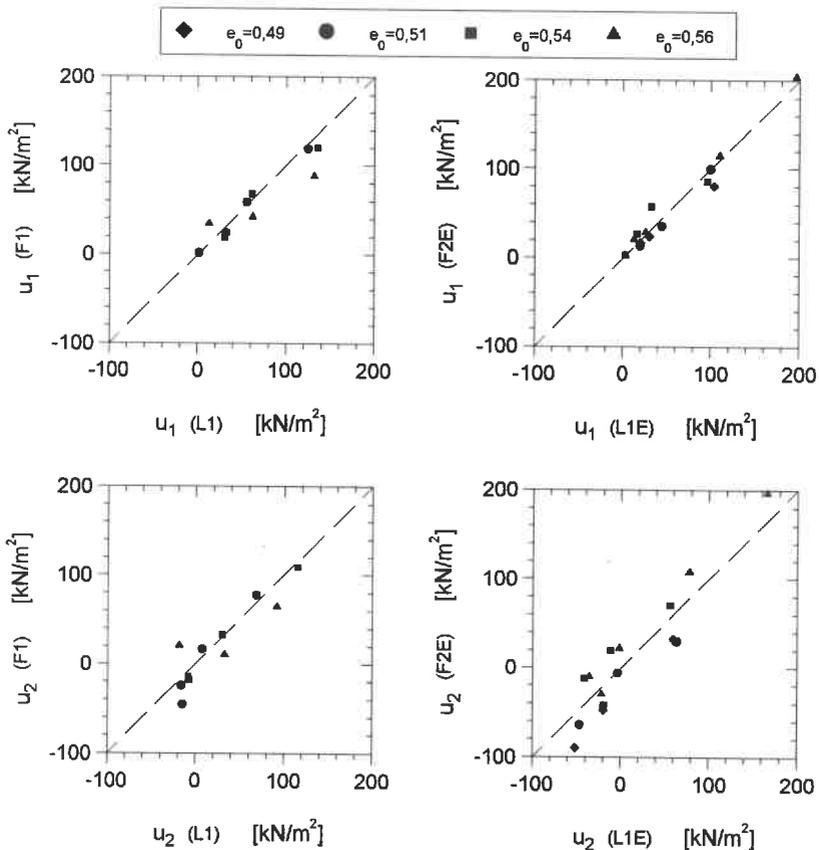


Bild 6.30: Porenwasserdruck bei unterschiedlicher Verdichtungsart
(u_1 - Grenzzustand G1; u_2 - Grenzzustand G2)

Die gemachten Beobachtungen lassen den Rückschluß zu, daß bei den untersuchten Lößlehmproben für die Volumenänderungen der effektiven und totalen Scherfestigkeitsparameter für den undränierten Zustand nur geringe Unterschiede hinsichtlich der Verdichtungsart zu erwarten sind.

Einer Vorausbestimmung der Porenwasserdrücke aus laborverdichteten Proben auf den Zustand *in situ* sind jedoch Grenzen gesetzt.

Eine Übertragung der Ergebnisse auf Böden mit anderen bodenmechanischen Eigenschaften muß im Einzelfall überprüft werden.

6.7.5 Vergleich unterschiedlicher Bestimmungsmethoden im Feld

Neben der Bestimmung der totalen Kohäsion c_u aus Triaxialversuchen im Labor kann diese aus Feldversuchen ermittelt werden. In Betracht kommen hier neben der Flügelsondierung (DIN 4096) die Messung mit der Drucksonde (DIN 4094).

Da zu Vergleichszwecken neben den Feldmessungen zusätzlich Messungen an Triaxialproben nach dem Abscheren durchgeführt wurden, mußte die Gerätegröße darauf abgestimmt werden. Aus diesem Grund kamen kleine handliche Geräte zum Einsatz, wie die Handflügelsonde H600 mit einer Flügelabmessung von $h \times d_1 = 32\text{mm} \times 16\text{mm}$, die vom Norwegischen Geotechnischen Institut in Oslo entwickelt wurde und eine Drucksonde in Form eines Taschenpenetrometers CL700 der Fa. Clockhouse Engineering Ltd. London mit einem Spitzendurchmesser von 6,3 mm und einer Eindringtiefe von 5,8 mm.

Die Plastizität des Bodens wurde bei den Flügelsondenmessungen über den Korrekturbeiwert nach BJERRUM (1973) berücksichtigt.

Untersuchungen von GHIONNA ET AL (1983) zeigen, daß sich die mit den oben genannten Versuchsmethoden bestimmten Meßwerte nicht direkt vergleichen lassen, da unterschiedliche Verformungs- und Spannungspfade durchfahren werden und der an teilgesättigten Böden bestimmte c_u -Wert einen im Feldversuch nicht meßbaren Anteil aus dem Reibungswinkel φ_u enthält.

Zur Beurteilung der Übertragbarkeit unterschiedlicher Bestimmungsmethoden für den untersuchten Lößlehm wurden Flügelsondierungen (Bild 6.31) und Penetrometermessungen (Bild 6.32) an den wassergesättigten Triaxialproben nach dem Abschervorgang

durchgeführt und zu den ermittelten c_{u2} -Werten aus dem Versuch bei einer axialen Stauchung von 20% ins Verhältnis gesetzt (Bild 6.33).

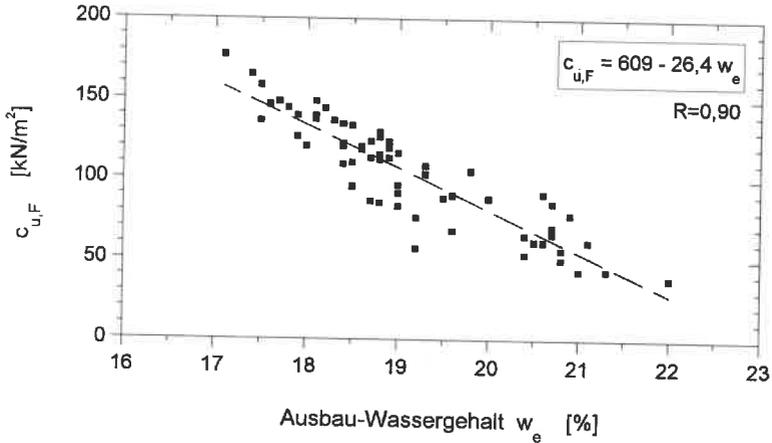


Bild 6.31: Messungen mit der Flügelsonde im Labor

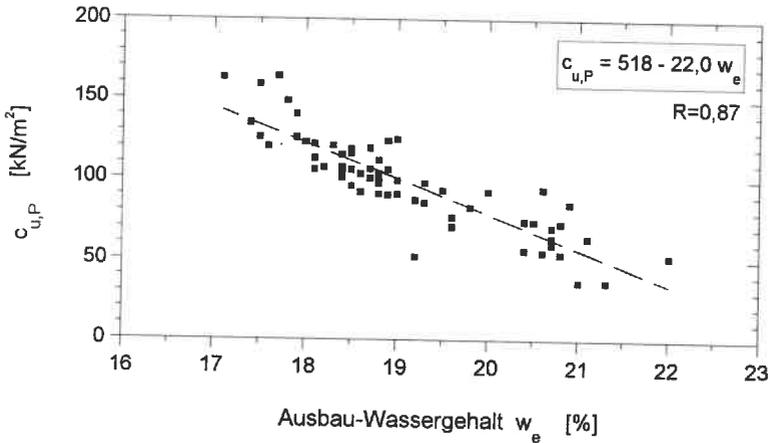


Bild 6.32: Messungen mit dem Penetrometer im Labor

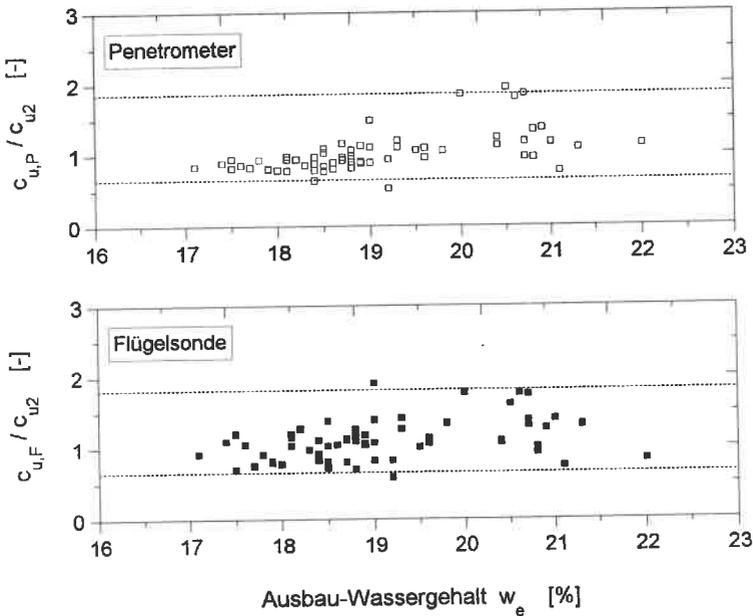


Bild 6.33: Vergleich unterschiedlicher Bestimmungsmethoden im Labor

Die Messungen mit der Flügelsonde und mit dem Penetrometer überschätzten die im Triaxialversuch ermittelten Werte bis zu einem Faktor von 1,8. Als untere Grenze kann ein Faktor von 0,6 angegeben werden.

Zusätzlich wurden in der Schüttung beim Materialausbau in horizontaler Richtung über 150 Flügelsondierungen mit der zusätzlichen Bestimmung der Restscherfestigkeit (Bild 6.34) mit den jeweils zugehörigen Wassergehalten durchgeführt. Der mittlere Sättigungsgrad lag dabei bei 91,8% (vgl. Tabelle 4.2).

Vergleicht man die Regressionsgeraden aus den Feldversuchen mit jenen aus der Bestimmung an erstbelasteten Triaxialproben (Bild 6.19 unten), so erkennt man, daß trotz der großen Streubreite bei den Sondierwerten und der unterschiedlichen Sättigungsgrade eine relativ gute Übereinstimmung besteht.

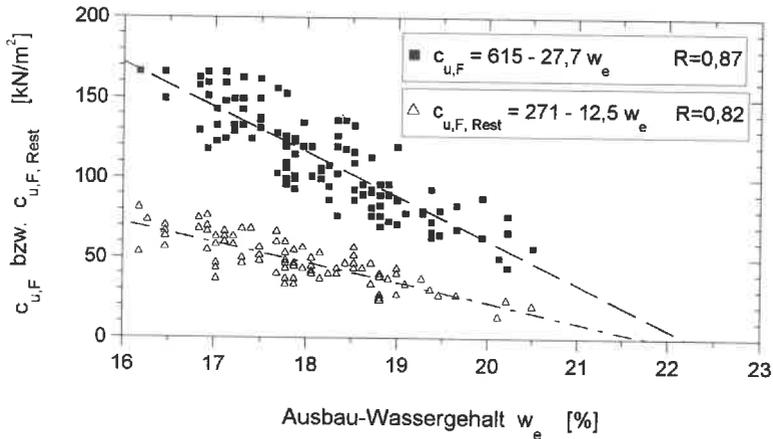


Bild 6.34: Messungen mit der Flügelsonde in situ

6.8 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen an Lößlehmproben hinsichtlich der anzusetzenden Scherparameter, die zur Abschätzung des Spannungs-Verformungsverhaltens und zur Beurteilung der Rißsicherheit notwendig sind, lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. Künstlich verdichtete Lößlehmproben weisen nach der Verdichtung eine totale Vorspannung auf, die durch die Aufsättigung in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung auf einen Minimalwert abgebaut wird.
2. Die ermittelten totalen Kohäsionswerte c_u sind neben dem Einbauzustand wesentlich vom Ausbauwassergehalt abhängig, der in direktem Zusammenhang mit der aufgetragenen Konsolidationsspannung in Verbindung steht. Wassergehaltszunahmen von 1 % können Festigkeitseinbußen von über 20 % verursachen. Dies ist insbesondere bei Wasserwegsamkeiten infolge Rißbildungen zu beachten.
3. Die totale Kohäsion c_u muß für plötzliche Belastungen je nach zu betrachtenden Grenzzustand sowie zulässiger Verformung bei verschiedenen Auswertekriterien bestimmt werden.

4. Bei Entlastungen, wie sie im Dammbau z.B. beim Einstau stattfinden können, ist der scheinbare Kohäsionsanteil, welcher durch negative Porenwasserdrücke erzeugt wird, zu beachten. Dieser tritt vorwiegend bei stark überverdichteten Proben sowie bei großen Entlastungen unterhalb der noch vorhandenen Vorbelastungsspannung auf.
5. Bei Anwendung der effektiven Scherparameter für den undrännierten Zustand können im Lößlehm ein Reibungswinkel von $\varphi' = 28^\circ$ und eine effektive Kohäsion $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ als untere charakteristische Werte angesetzt werden.
6. Der Lößlehm zeigt bei der Bestimmung der totalen Kohäsion, der effektiven Scherparameter sowie der Volumenänderungen in Abhängigkeit von der Verdichtungsart (Labor/Feld) keine gravierenden Unterschiede.
Der Porenwasserdruck in situ kann, wie durch die Literatur bestätigt, nur grob aus laborverdichteten Proben abgeschätzt werden.
7. Die Vergleichbarkeit der c_u -Werte aus Flügelsondierungen und Penetrometermessungen mit den ermittelten Werten aus Triaxialversuchen ist als gut zu bezeichnen, jedoch ist zur Erfassung der Varianz eine größere Versuchsanzahl notwendig.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Bei der Sicherheitsbeurteilung von Staubauwerken sind die Standsicherheit sowie die lokale und globale Dichtigkeit des Gesamtsystems für unterschiedlichste Belastungszustände zu überprüfen.

Im Rahmen des neuen Sicherheitskonzepts werden die grundbauspezifischen Widerstände und Einwirkungen in der DIN V 1054-100 als charakteristische Werte ausgewiesen und ergeben durch Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten die Bemessungswerte. Eine Sonderstellung nimmt hierbei die Einwirkung des Flüssigkeitsdrucks ein: die charakteristischen Werte der Spiegelhöhen werden durch ein additives Sicherheitselement zur sicheren Seite hin korrigiert. Bei der Ermittlung des Wasserdrucks auf Bauteil- oder Gleitflächen ist ggf. die Wirkung des strömenden Wassers zu berücksichtigen.

Die Festlegung der Größe für die additiven Sicherheitselemente ist bei hydraulischen Einwirkungen von unterschiedlichen Risikofaktoren und bodenphysikalischen Einflüssen abhängig.

Dies gab den Anlaß, durch Berechnungen sowie praktischen Versuchstechniken die Festlegungskriterien am Beispiel eines Zonendammes geringer Höhe mit innenliegender membranartiger Dichtung neu zu erörtern.

In der vorliegenden Arbeit wurde zunächst das Lastabtragungsverhalten des Zonendammes beim lagenweisen Schütten, bei der Konsolidation und für den Lastfall Einstau mit Finite Elemente Berechnungen studiert.

Durch die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse der einzelnen Baustoffe und Bauteile sowie durch die Formgebung des Kerns sind aus Lastumlagerungen resultierende Entlastungsvorgänge zu erwarten, welche die hydraulische Sicherheit des Dammes bis zum Versagen herabsetzen können.

Folgende Problemzonen sind dabei zu unterscheiden:

Infolge der Aufhängeerscheinungen (*arching effect*) erfährt der wasserseitige Tonkernrand eine Entlastung bzw. Zugbelastung und wird beim Einstau der Gefahr des hydraulischen Aufreißens (*hydraulic fracturing*) ausgesetzt.

Verringert sich dabei der zum Abbau des hydraulischen Potentials notwendige Sickerweg, so treten beim Überschreiten des kritischen hydraulischen Gradienten am luftseitigen Tonkernrand Erosionsvorgänge ein, die bis zum plötzlichen Versagen des Dichtungssystems führen können.

Eine weitere Problemzone stellt der untere Teil des Tonkerns mit den darin eingebetteten Bauteilen dar. Durch die eintretenden Gewölbewirkungen können die wirksamen Eigen- und Fremdschwerkraftspannungen und der notwendige Anpreßdruck in den Kontaktfugen von Dichtungsbauanteilen soweit abgebaut werden (*hydraulic separation*), daß beim Einstau Umströmungsvorgänge eintreten.

Im unkonsolidierten Zustand müssen dazu die Porenwasserüberdrücke durch den Einstaudruck überdrückt werden. Im konsolidierten Zustand des Dichtungsmaterials hingegen ist die Gefahr der Umströmung weitaus größer, da nur der effektive Anpreßdruck zu überwinden ist.

Die durchgeführten Laborversuche zur Bestimmung der kritischen hydraulischen Gradienten und der hydraulischen Zugfestigkeit sowie die Untersuchungen zur Scherfestigkeit wurden an einem feld- und laborverdichteten Lößlehm durchgeführt, der den Materialanforderungen für mineralische Dichtungen entspricht.

Über die Hydraulic-Fracturing Versuche konnte für den feldverdichteten Lößlehm eine untere charakteristische hydraulische Zugfestigkeit von 20 kN/m^2 nachgewiesen werden. Die hydraulischen Zugfestigkeitswerte sind spannungsunabhängig und werden nur bei hohen Verdichtungsgraden durch den Einbauzustand vergrößert.

Die kleinsten bruchauslösenden Gradienten lagen mit einem Wert von 40 weit über den in der Baupraxis zu erwartenden Gradienten.

Die Bruchwerte wurden durch die Indexversuche nach Davidenkoff bestätigt. Für den Grenzstand der Gebrauchstauglichkeit dauernd eingestauter Erddämme sollte die hydraulische Zugfestigkeit des Lößlehms zur Vermeidung progressiv zunehmender Verformungen jedoch nicht größer als 5 kN/m^2 angesetzt werden.

In einem Großversuch wurde die Kontaktzone zwischen einer Spundwand und dem mineralischen Dichtungsmaterial bei unterschiedlichen Spannungszuständen untersucht. Die Dichtigkeit wird durch den Anpreßdruck des Bodens gesteuert. Erste Umströmungen setzten bereits bei Wasserdrücken ein, die ca. 70% des Anpreßdrucks entsprachen.

Für die Standsicherheitsuntersuchungen eines Dammes ist für den Lastfall plötzliche Belastung die undrännierte Scherfestigkeit anzusetzen.

Durch die beschriebenen Lastumlagerungen sind speziell im Dammbau Entlastungszonen zu berücksichtigen, wenn lastabhängige Scherfestigkeitswerte zum Nachweis der Standsicherheit verwendet werden. Für den Bauzustand Fertigstellung des Dammes müßten im oberen Teil des Dichtungskörpers die Ergebnisse von unkonsolidiertem Material und im unteren Teil solche von konsolidiertem Material angesetzt werden.

Wie der Vergleich der Ergebnisse unterschiedlich verdichteter Proben zeigt, lassen sich für den untersuchten Lößlehm die im Feld zu erwartenden undrännierten Scherfestigkeiten und die Volumenänderungen an laborverdichteten Proben mit hinreichender Genauigkeit vorausbestimmen.

Durch die Untersuchung von Bodenproben mit unterschiedlicher Belastungsgeschichte konnte nachgewiesen werden, daß dem Boden bereits durch die Verdichtung eine gewisse Festigkeit eingeprägt wird, die durch eine nachfolgende Aufsättigung und in Abhängigkeit von der wirksamen Konsolidationsspannung verändert wird.

Im Fall des untersuchten Lößlehms läßt sich die Größe der undrännierten Kohäsion bereits über die Verdichtungsarbeit steuern, jedoch ist eine deutliche Erhöhung erst bei hohen Verdichtungsgraden zu erwarten.

Durch Konsolidationsspannungen, die über den ursprünglich eingebrachten Vorbela-
stungsspannungen liegen, tritt eine weitere Zunahme ein.

Die undrännierte Kohäsion des Lößlehms zeigt für den Erstbelastungszustand eine annähernd lineare Abhängigkeit vom Wassergehalt. Dies ist insbesondere bei Rißbildungen im Dichtungskörper und dadurch bedingten Wasserwegsamkeiten sowie bei der Möglichkeit zur Ausbildung von Saugspannungen zu beachten. So sind Wassergehaltszunahmen von 1% bei dem Lößlehm mit Festigkeitseinbußen von über 20% verbunden, was bei der Festlegung der charakteristischen Werte unbedingt angemessen zu berücksichtigen ist.

Bei der Festlegung der charakteristischen Werte der Widerstandsgrößen nach dem neuen Sicherheitskonzept ist zu beachten, daß diese bei der undrännierten Kohäsion in Abhängigkeit von den zulässigen Verformungen sowie den zu erwartenden Porenwasserdrücken angesetzt werden sollten.

Bei dem untersuchten Lößlehm wird bei den überverdichteten Proben sowie bei Entlastungsvorgängen unterhalb der noch wirksamen Vorbelastungsspannung durch verformungsabhängige negative Porenwasserdrücke eine scheinbare Kohäsion vorgetäuscht, die in Wirklichkeit durch die in situ gegebenen Entwässerungsmöglichkeiten nicht vorhanden ist.

Wie die Untersuchungen zeigen, sollte sich die Beurteilung von Dichtungssystemen stets aus der Kombination von theoretischen Erkenntnissen aus Finite-Elemente-Analysen und aus den das Dichtungsmaterial beschreibenden praktischen Ergebnissen von Laborversuchen zusammensetzen.

Abschließend sei nochmals der Hinweis gegeben, daß die Gültigkeit der gemachten Erkenntnisse vor der Übertragung auf andere Bodenmaterialien, Verdichtungsarten bzw. auf andere Dichtungssysteme im Einzelfall zu überprüfen ist.

7.2 Ausblick

Wie die Untersuchungen zeigen, sind für das neue Sicherheitskonzept bei der Festlegung der additiven Sicherheitselemente bei der Einwirkung von Wasserdrücken verschiedenste Problemzonen zu untersuchen und speziell die widerstehenden hydraulischen Bodenkenngrößen zu ermitteln.

Erst durch weitere Parameterstudien für die unterschiedlichsten Dichtungselemente und mineralischen Dichtungsmaterialien kann eine Festlegung der o.g. Größen getroffen werden.

Literatur

- ABEYSEKARA, R.A. / LOVELL, C.W. (1981). *Volume changes in compacted clays and shales on saturation*. Transportation Research Record 790, Washington D.C., 1981, S. 67-73.
- ALPMAN, B. (1964). *Die Theorien über den Porenwasserdruck im Erddambau und ihre Beurteilung durch Versuche und Messungen*. Mitteilung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) Berlin-Charlottenburg, Heft 18, S. 58-101.
- BAUMANN, J. / OCHMANN, H. (1986). *Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erddämmen und Speicherbecken*. Vorträge der Baugrundtagung 1986 in Nürnberg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- BISHOP, A.W. / BJERRUM, L. (1960). *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, S. 437-501. Zit. in NWABOUKEI, S.O. (1984).
- BISHOP, A.W. / HENKEL, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Second Edition, Edward Arnold, London, 228 S.
Zit. in NWABOUKEI, S.O. (1984).
- BJERRUM, L. (1972). *Embankments on soft ground*. Proceedings of ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, No. 2, S. 1-54. Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).
- BJERRUM, L. / NASH, J.K.T.L. / KENNARD, R.M. / GIBSON, R.E. (1972). *Hydraulic fracturing in field permeability testing*. Géotechnique 22, 1972, No. 2, S. 319-332.
- BJERRUM, L. (1973). *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils*. Proceedings 8th ICSMFE Moskau, 3, S. 111-159.
Zit. in SMOLTZYK, U. (1993).

- BRAUNS, J. (1978). *Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Staubauwerken*. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. Heft 80.
- BREINLINGER, F. (1989). *Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen*. Mitteilung Nr. 30 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- BRETH, H. (1981). *Der Staudammbau, Versuch einer Standortbestimmung anlässlich der Neufassung der DIN 19700*. Vorträge beim Deutschen Talsperren Symposium 1980 in München.
- CARRIER, W.F. / BECKMAN, J.F. (1984). *Correlation between index tests and the properties of remoulded clays*. Géotechnique 34, 1984, No. 2, S. 211-228.
- CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991). *Correlations of soil properties*. Pentech Press, ISBN 0-7273-0317-1.
- CHEN, F.H. (1988). *Foundations on expansive soils*. Development in Geotechnical Engineering, No. 12, Elsevier, Amsterdam, 280 S.
Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).
- COUMOULOS, D.G. / KORYALOS, T.P. (1978). *Performance of the clay core of a large embankment dam during construction*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 73-88.
- COX, D.W. (1978). *Volume change of compacted clay fill*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 79-86.
- DACRUZ, P.T. (1963). *Shear strength characteristics of some residual compacted clays*. Proceedings 2nd Pan American Conference on soil-mechanics and foundation engineering, Sao Paulo, Vol. 1, 1963, S. 73-102.
- DAVIDENKOFF, R. (1964). *Deiche und Erddämme*. S. 95-99. Werner Verlag, Düsseldorf 1964. Zit. in GEIB, A. (1993).

- DAVIDENKOFF, R. (1973). *Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau*. In Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Nr.35, Oktober 1973.
- DAVIDENKOFF, R. (1979). *Anwendung von Filtern im Wasserbau*. Berlin: Ernst & Sohn. 1979. Zit. in EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES "GEOTECHNIK DER DEPONIEEN UND ALTLASTEN"- GDA (1997).
- DECKER, R.A. / CLEMENCE, S.P. (1981). *Laboratory study of hydraulic fracturing in clay*. Proceedings 10th ICSMFE Stockholm 1981, Vol. 1, S. 573-575.
- DEMELLO, F.A.G. (1985). *The concrete earthfill interface of Caia dam*. Proceedings 11th ICSMFE San Francisco 1985, Vol. 4, S. 1985-1988.
- DENNEHYS, J.P. (1978). *The remoulded undrained shear strength of cohesive soils and its influence on the suitability of embankment fill*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 87-94.
- DVWK-MERKBLATT 202 (1991). *Hochwasserrückhaltebecken*. Merkblatt des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- DVWK-MERKBLATT 215 (1990). *Dichtungselemente im Wasserbau*. Merkblatt des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES "GEOTECHNIK DER DEPONIEEN UND ALTLASTEN"- GDA (1997). 3.Auflage. Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- FERNANDEZ, C. (1995). *Messung von Saugspannungen*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- FIECHTER, I. / SMOLTZYK, U. (1995). *Veränderung der bodenmechanischen Eigenschaften von bindigen Erdbaustoffen nach Zugabe von organophilem Bentonit, vor und nach Beaufschlagung mit organischer Prüfflüssigkeit*. Forschungsbericht Wasser-Abfall-Boden (PD 93124) am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (unveröffentlicht).

- FRANKE, E. / SCHUPPENER, B. (1978). *Die $\varphi=0$ -Analyse - Bestandsaufnahme und neue Entwicklungen*. Die Bautechnik, Nr. 7/1978, S. 231-239.
- GABENER, H.-G. (1982). *Über den Durchflußwiderstand feinkörniger Böden beim hydraulischen Grundbruch*. 1.Grundbauseminar - Vorträge. Mitteilung Nr. 4 aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität - Gesamthochschule - Essen.
- GEIß, A. (1993). *Der modifizierte Davidenkoff-Versuch*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- GHIONNA, V. / JAMIOLKOWSKI, M. / LACASSE, S. / LADD, C.C. / LANCELLOTTA, R. / LUNNE, T. (1983). *Evaluation of self-boring pressuremeter*. Proceedings Int. Symposium on Soil and Rock Investigation by in Situ Testing. Paris, Vol. 2, S. 293-301. Zit. in WOOD, D.M. (1990).
- GOLDIN, A.L. / RASSKAZOV, L.N. (1992). *Design of earth dams*. Translated from Russian and edited by R.B. Zeidler. Balkema Verlag Rotterdam, 1992. ISBN 90-6191-173-7.
- GUDEHUS, G. / LEINENKUGEL, H.-J. (1978). *Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden: Neue Methoden*. Vortrag Baugrundtagung Berlin, S. 411-429.
- HAMMER, H. (1991). *Spannungsumlagerungen in Erdkerndämmen im Eigengewichts-Lastfall*. Geotechnik 14/1991, S. 177-183.
- HARDT, G. (1976). *Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 18.
- HARPSTER, R.E. (1978). *Selected clays used as core for a rockfill dam designed to cross a potentially active fault*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 119-125.

- HASSANI, A.W. / SINGH, B. / SAINI, S.S. / GOEL, M.C. (1985). *Laboratory simulation of hydraulic fracturing*. Proceedings 11th ICSMFE, San Francisco 1985, Vol. 2, S. 1081-1084.
- HEAD, K.H. (1986). *Manual of soil laboratory testing*. Pentech Press London.
- HENNE, J. (1995). *Zur Bewehrung von Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe*. Mitteilung Nr. 34 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- HIGHT, D.W. / FARRAR, D.M. (1978). *Discussion: Engineering properties and performance of clay fills*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 219-241.
- HÖFLINGER, S. (1994). *Berechnungen zum Spannungs-Verformungsverhalten eines Hochwasserrückhaltebeckens mit dem Finite Elemente Programm Plaxis*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- HOLTZ, W.G. / GIBBS, H.J. (1956). *Engineering characteristics of expansive clays*. Transactions, American Society of Civil Engineers, ASCE.
Zit. in SMOLTZYK, U. / SALDEN, D. (1988).
- HOLTZ, R.D. / KOVACS, W.D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, 733 S. Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).
- HUPFAUF, B. (1991). *Das Tragverhalten von Staudämmen in Abhängigkeit von der Dichtungsart*. Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Universität Innsbruck, Heft Nr. 10, 1992.
- ISTOMINA, V.S. (1957). *Seepage stability of soil* (in Russian). Stroyizdat, Moskow.
Zit. in GOLDIN, A.L. / RASSKAZOV, L.N. (1992).
- JAMIOLKOWSKI, M. / LADD, C.C. / GERMAINE, J.T. / LANCELOTTA, C. (1985). *New development in field and laboratory testing of soils*. Proceedings 11th ICSMFE, San Francisco 1985, Vol. 1, S. 57-157.

- JAWORSKI, G.W. / DUNCAN, J.M. / SEED, H.B. (1981). *Laboratory study of hydraulic fracturing*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 107, No. GT6, June 1981, S. 713-732.
- JOHNSON, J.M. / LOVELL, C.W. (1979). *The effect of laboratory compaction on the shear behavior of a highly plastic clay after saturation and consolidation*. Joint Highway Research Project, Report 79-7, 269 S., Purdue University, Indiana, USA.
- KENNEY, T.C. (1976). *Format and geotechnical characteristics of glacial-lake carved soils*. Laurits Bjerrum Memorial Volume - Contributions to Soil Mechanics, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, S. 15-39.
Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).
- KÖNIG, F. (1985). *Stoffmodelle für isotrop-kinematische verfestigende Böden bei nicht-monotoner Belastung und instationären Porenwasserdrücken*. Institut für Statik, TU Braunschweig, Bericht Nr. 85-46.
- KREBS, R.D. / WALKER, E.D. (1971). *Highway Materials*. McGraw-Hill, Publication 272, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 107 S. Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).
- KUTZNER, C. (1993). *Entwurf und Ausführung von Schüttdämmen*. Vortrag auf dem Seminar Deiche und Erddämme für Stauhaltungen, Technische Akademie Esslingen 1993.
- KUTZNER, C. (1996). *Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen*. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 1996.
- LAMBE, T.W. / WHITMAN, R.V. (1979). *Soil Mechanics - SI Version*. 535 S., John Wiley & Sons, New York.
- LECLERCQ, J. / VERBRUGGE, J.C. (1986). *Einfluß der Feuchtigkeit auf die Kohäsion des Lehms*. 8. Donau Europäische Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau. Nürnberg 1986.

- LEROUËL, S. / BOUCLIN, G. / TAVENAS, F. / BERGERON, L. / LA ROCHELLE, P. (1990). *Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, S. 568-579.
- LIANG, Y. / LOVELL, C.W. (1983). *Strength of field compacted clays*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 1, S. 36-46.
- LIN, P.S. / LOVELL, C.W. (1981). *Compressibility of field compacted clay*. Joint Highway Research Project Report No. 81-14, Purdue University, West Lafayette, IN, 154 Seiten. Zit. in LIANG, Y. / LOVELL, C.W. (1983).
- LO, K.Y. / KANIARU, K. (1990). *Hydraulic fracture in earth and rock-fill dams*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 4, August 1990, S. 496-506.
- LOWE, J. (1967). *Stability analysis of embankments*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, Juli 1967, S. 1-33.
- MARSLAND, A. (1977). *The evaluation of the engineering design parameters for glacial clays*. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 10, S. 1-26.
- MITCHELL, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley & Sons, New York.
- MOU, C.H. / CHU, T.Y. (1981). *Soil-suction approach for evaluation of swelling potential*. Transportation Research Record 790, 1981, S. 54-60.
- MUCKENTHALER, P. (1989). *Hydraulische Sicherheit von Staudämmen*. Bericht Nr. 61 des Instituts für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt Oskar v. Miller-Institut in Oberrach der Technischen Universität München.
- MÜLLNER, B. (1991). *Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung*. Mitteilung Nr. 4 des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Gesamthochschule Kassel-Universität.

- NWABOUKEI, S.O. (1984). *Compressibility and shear strength characteristics of impact compacted lacustrine clay*. MSCE Thesis, Purdue University West Lafayette, Indiana.
- PENMAN, A.D.M. (1978). *Construction pore pressure in two earth dams*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 177-187.
- PREGL, O. (1988). *Handbuch der Geotechnik*. Bd. 9, Universität für Bodenkultur Wien.
- QUANDT, T. / TISCHER, A. / WINKELMANN, J. / RIBE, J. (1997). *Einaxiale Zugdehnungskennwerte von Deponiedichtungserdstoffen*. Geotechnik 1/1997, S. 26-35.
- RAJCEVIC, B.M. (1970). *Drainage Core*. 10th ICOLD-Congress Montreal, Vol. I, S. 423-435. Zit. in KUTZNER, C. (1996).
- REHFELD, E. (1967). *Die Erosionsbeständigkeit bindiger Lockergesteine*. Wissenschaftliche Zeitung der Technischen Universität Dresden, 5/1967, S. 1431-1437. Zit. in GEIB, A. (1993).
- RILLING, B. (1994). *Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm*. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Heft 40.
- RIVARD, P.J. / GOODWIN, T.E. (1978). *Geotechnical characteristics of compacted clays for embankments in the prairie provinces*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 3, S. 391. Zit. in SMOLTZYK, U. / SALDEN, D. (1988).
- ROSCOE, K.H. / SCHOFIELD, A.N. / WROTH, C.P. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique 8, S. 22-53.
- ROWE, P.W. / BARDEN, L. (1964). *Importance of free ends in triaxial testing*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, No. SM1, S. 1-27. Zit. in HEAD, K.H. (1986).
- ROWE, P.W. (1972). *The relevance of soil fabric to site investigation practice*. Géotechnique 22, 1972, No. 2, S. 195-300.

- SCHIEFFLER, H. (1969). *Bestimmung und Ansatz der Scherfestigkeitsparameter für die Berechnung der Standsicherheit von Staudämmen und ihrer Böschungen*. WWT, 19. Jahrgang, Heft 9, S. 290-296.
- SCHERBECK, R. / JESSBERGER, H.L. (1992). *Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei ungleichförmiger Verformungseinwirkung*. Mitteilung Nr.16 des Instituts für Grundbau der Ruhr-Universität Essen.
- SCHÖBER, W. (1987). *Der Staudamm Bockhartsee - Bauerfahrungen und Auswertung der Kontrollmessungen*. Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur der Universität Innsbruck, Heft 9.
- SCHÖFFMANN, H. (1991). *Vergleich und Wertung unterschiedlicher Bestimmungsmethoden der totalen Kohäsion und Biegezugfestigkeit eines bindigen Bodens*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- SCHULTZE, E. / MUHS, H. (1967). *Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten*. Springer Verlag, 2. Auflage.
- SCHULTZE, E. (1975). *Some aspects concerning the application of statistics and probability to foundation structures*. Proceedings 2nd Int. Conference Application of Statistics and Probability in Soil. Aachen, 1975, S. 457-494.
Zit. in VON SOOS, P. (1990).
- SCHULZ, H. (1981). *Zur Scherfestigkeit überverdichteter Tone*. Mitteilungsblatt Nr.50 der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Dezember 1981, S. 1-19.
- SEED, H.B. / CHAN, C.K. (1959). *Undrained strength of compacted clays after soaking*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 85, No. SM6, S. 31-47. Zit. in JOHNSON, J.M. / LOVELL, C.W. (1979).
- SEED, H.B. / WOODWARD, R.J. / LUNDGRAN, R. (1962). *Prediction of swelling potential of compacted clays*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 88, S. 107-131. Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).

- SHERARD, J.L. / DUNNIGAN, L.P. / DECKER, R.S. / STEELE, E.F. (1976). *Pinhole Test for Identifying Dispersive Soil*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 192, No. GT1, S. 69-85.
- SHERARD, J.L. (1986). *Hydraulic Fracturing in Embankment Dams*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 10, S. 905-927.
- SKEMPTON, A.W. (1957). *Disk on Paper Grace and Henry*. Proc. Inst. Civil Eng. 7.
- SKEMPTON, A.W. / BISHOP, A.W. (1954). *Soils*. In Building materials: their elasticity and inelasticity, M. Reiner (ed.). North Holland, Amsterdam, 1954, S. 417-482. Zit. in VAUGHAN, P.R. (1978).
- SKEMPTON, A.W. / BJERRUM, L. (1957). *A contribution to the settlement analysis of foundations on clay*. Géotechnique, No. 7, S. 168-178. Zit. in CARTER, M. / BENTLEY, S.P. (1991).
- SKEMPTON, A.W. / LA ROCHELLE, P. (1965). *The Bradwell Slip: a short-term failure in London Clay*. Géotechnique 14 (1964), S. 77-101. Zit. in SCHULZ, H. (1981).
- SMOLTZYK, U. / OCHMANN, H. (1988). In IDEL, K.H. (1988): *Sicherheitsuntersuchungen auf probabilistischer Grundlage für Staudämme*. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.
- SMOLTZYK, U. / SALDEN, D. (1988). *Bestimmung der Scherfestigkeit künstlich verdichteter Schüttungen aus Tongestein*. Forschungsbericht Sm 3/30 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart an die DFG (unveröffentlicht).
- SMOLTZYK, U. (1993). *Studienunterlagen Bodenmechanik und Grundbau*. Ausgabe 1993, 522 S. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. Verlag Paul Daxer GmbH, Stuttgart.
- SOWERS, G.F. (1977). *Schäden an Dämmen*. Veröffentlichung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 4.

- STAHLMANN, J. (1991). *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Erosionsstabilität von gefüllten Trennflächen im Untergrund von Talsperren*. Veröffentlichung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 20.
- TAVENAS, F. / JEAN, P. / LEBLOND, P. / LERQUEIL, S. (1983). *The permeability of natural soft clays*. Part II: Permeability characteristics. Canadian Geotechnical Journal 20, 1983, S. 645-660. Zit. in VON SOOS, P. (1990).
- THOMAS, H.H. (1976). *The Engineering of Large Dams*. John Wiley & Sons, New York. 777 S. Zit. in KUTZNER, C. (1996).
- TING, C. (1987). *A study of hydraulic fracturing in laboratory*. Mitteilung Nr.4 des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität Wien.
- ULRICH, R. (1995). *Hydraulic Fracturing Tests anhand eines feldverdichteten Lößlehms*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- VALLEJO, L.E. (1987). *Fissure-water interaction in earth dams*. Proceedings 8th Pan-american Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, August 1987, Vol. 2, S. 405-416.
- VAUGHAN, P.R. / HIGHT, D.W. / WALBANCKE, H.J. (1978). *Factors controlling the stability of clay fills in Britain*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 205-217.
- VAUGHAN, P.R. (1978). *General report: Engineering properties of clay fills*. Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London, S. 283-295.
- VERMEER, P.A. / BONNIER, P.G. / BRAND, P.J.W. / BRINGGREVE, R.B.J. / DLUZIEWSKI, J.M. / KNIBBELER, A.G.M. / LANGEN, H. (1994). *Programm-beschreibungen und Seminarunterlagen zum Finite Elemente Programm Plaxis*. Delft University of Technology, Netherlands.

- VON SOOS, P. (1990). *Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor*. In Grundbautaschenbuch Teil 1, 4. Auflage, 1990.
- WOOD, D.M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press 1990.
- WROTH, C.P. / WOOD, D.M. (1978). *The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 2, Mai 1978, S. 137-145.
- WENZ, K.P. (1968). *Gedanken zur Zugfestigkeit bindiger Erdstoffe*. Veröffentlichung des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 35.
- ZANGL, L.W. (1979). *Erdschüttdamm mit Kerndichtung aus Asphaltbeton, Numerische Studie für Bauzeit und Einstau*. Beratende 2. Nationale Tagung Ingenieurgeologie, Fellbach 1979, S. 243-261.

Anlage A: ERGEBNISSE UND EINBAUDATEN DER TRIAXIALVERSUCHE

Feldverdichtete Proben F1

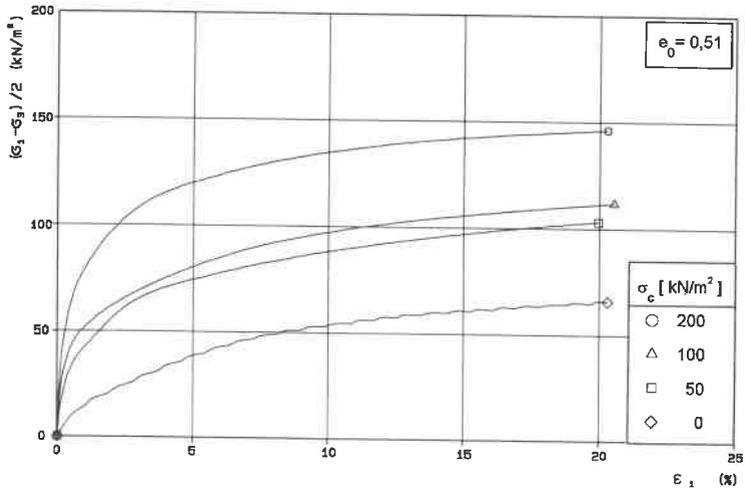


Bild A 1: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2, \epsilon_1$ - Kurven bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

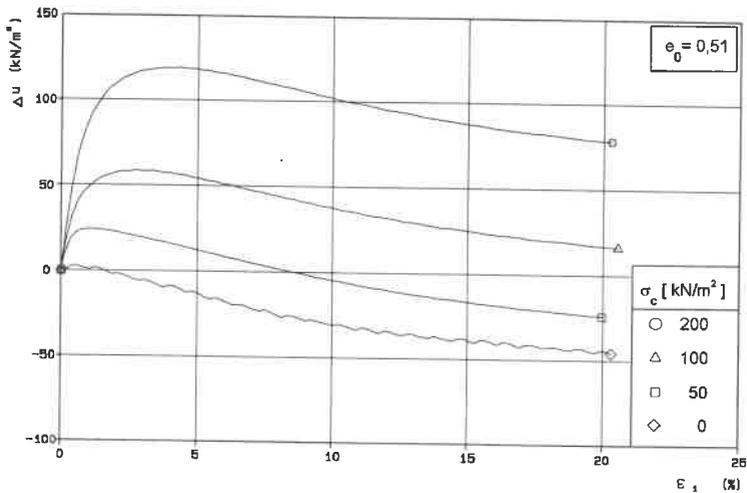
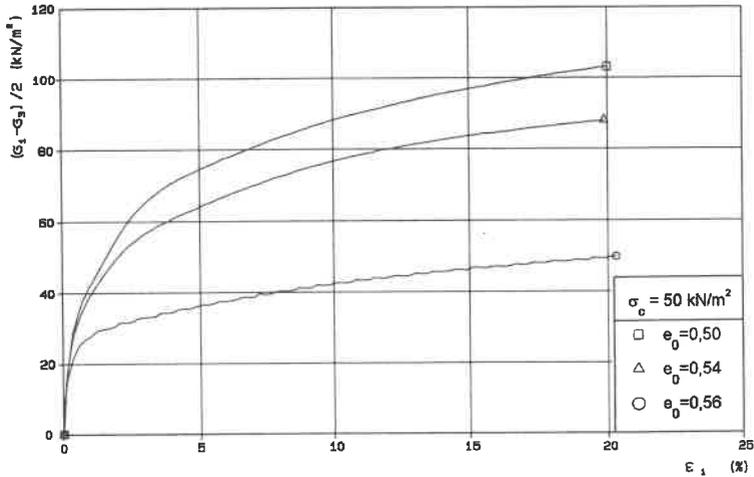
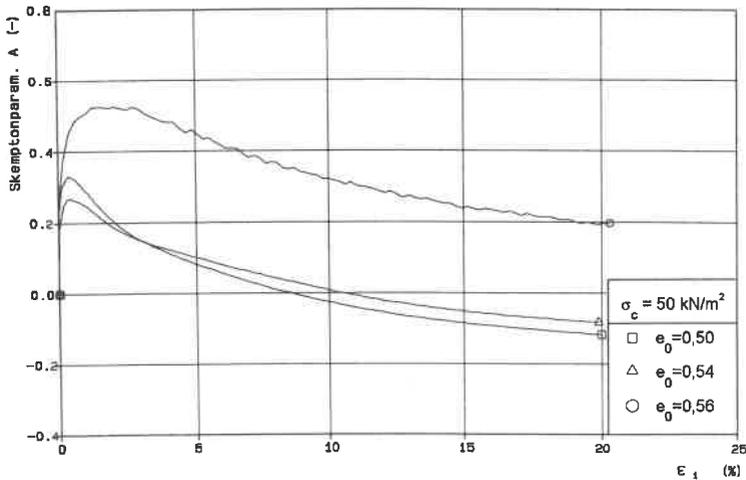


Bild A 2: Δu - Entwicklung bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

Anlage A, Fortsetzung

Feldverdichtete Proben F1

Bild A 3: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ - Entwicklung bei unterschiedlichen Anfangsporenzahlen e_0 Bild A 4: Porenwasserdruckbeiwert bei unterschiedlichen Anfangsporenzahlen e_0

Anlage A, Fortsetzung

Feldverdichtete Proben F1

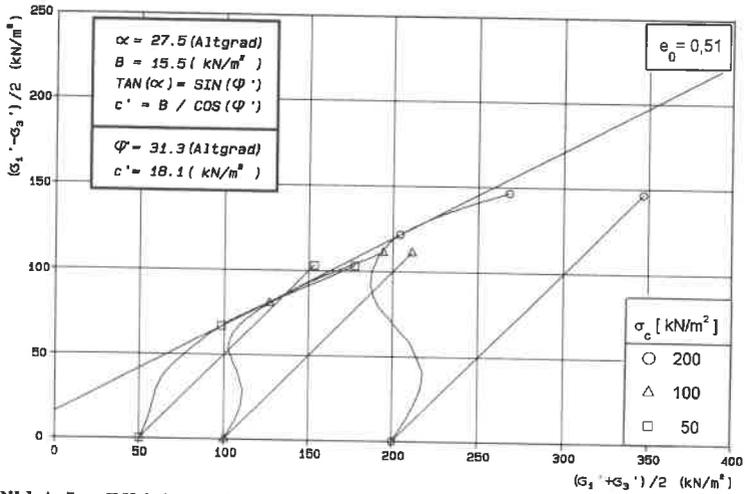
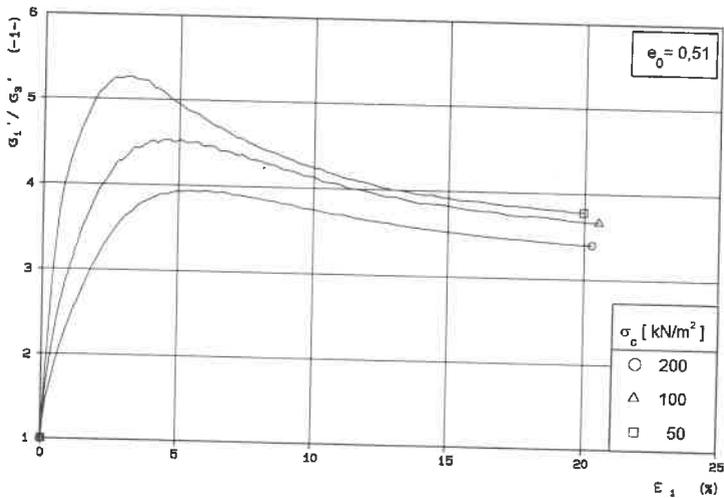


Bild A 5: Effektive und totale Spannungspfade

Bild A 6: (σ_1' / σ_3') , ε_1 - Diagramm

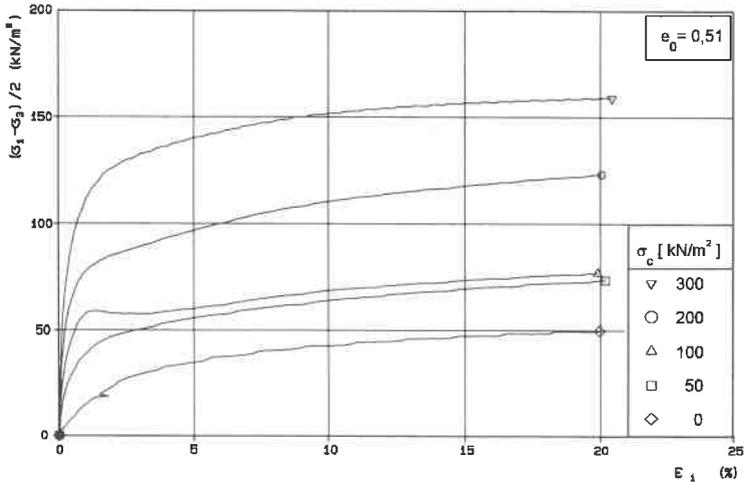
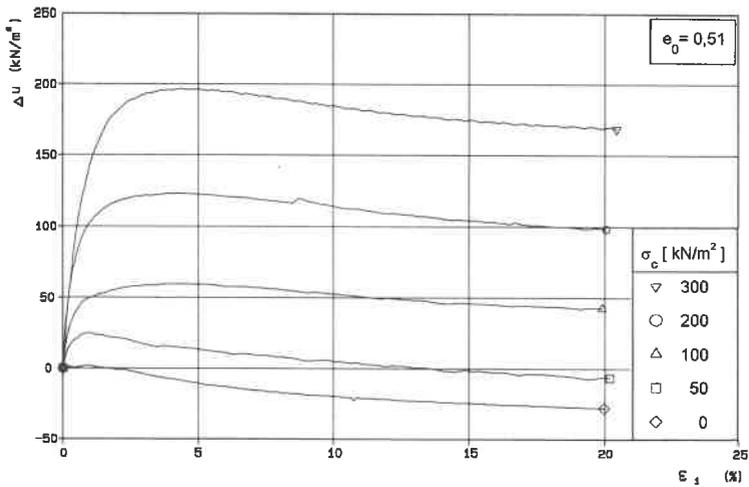
Anlage A, Fortsetzung

Probendaten	Einbaudaten						Ausbaudaten			Versuchsdaten				Ergebnis				
	Richtung ¹⁾	Wassergehalt	Feuchtdichte	Trockendichte	Porenzahl	Luft-poren-anteil	Sättigungs-grad	Wassergehalt	Trockendichte	Sättigungsdruck	Rekonsolidations-spannung	Konsolidations-spannung	effekt. Scherparameter ²⁾	totale Kohäsion				
	w_n [%]	ρ [t/m ³]	ρ_d [t/m ³]	e_0 [-]	n_s [%]	S_r [%]	w_e [%]	ρ_d [t/m ³]	u_0 [kN/m ²]	σ'_{em} [kN/m ²]	σ'_c [kN/m ²]	ψ' [°] bz w. c' [kN/m ²]	$c_{u,1}$ bei ϵ_1 [%] u_{max}	$c_{u,2}$ bei $\epsilon = 20\%$	$c_{u,3}$ bei $u = 0$	bei	bei	bei
F1-8.1 V	15,8	2,07	1,79	0,50	4,9	85,2	19,6	1,76	400	-	0	$\psi' = 31,3^\circ$	9	0,4	65	20	1,6	
F1-5.2 V	15,8	2,07	1,78	0,50	5,3	84,2	18,7	1,79	400	-	50	$\psi' = 31,3^\circ$	44	1,1	103	85	8,6	
F1-9.2 V	16,0	2,06	1,78	0,51	5,2	84,7	18,7	1,79	400	-	100	$c' = 18,1$	68	2,8	110	-	-	
F1-7.1 V	16,1	2,06	1,78	0,51	5,1	85,0	18,4	1,80	400	-	200	$c' = 18,1$	116	4,0	146	-	-	
F1-3.2 V	17,0	2,03	1,74	0,54	5,6	84,2	21,3	1,71	400	-	0	$\psi' = 30,4^\circ$	9	0,5	33	14	1,5	
F1-2.2 V	16,7	2,04	1,75	0,54	5,6	83,8	19,5	1,76	400	-	50	$\psi' = 30,4^\circ$	43	1,2	88	78	10,6	
F1-8.2 V	15,8	2,02	1,74	0,54	7,4	78,8	19,2	1,77	400	-	100	$c' = 13,7$	56	5,0	98	-	-	
F1-9.1 V	15,9	2,02	1,74	0,54	7,2	79,3	18,9	1,78	400	-	200	$c' = 13,7$	90	5,0	110	-	-	
F1-4.2 V	16,9	2,01	1,72	0,56	6,9	80,9	21,0	1,72	400	-	0	$\psi' = 30,1^\circ$	9	0,5	31	12	1,3	
F1-8.3 V	15,8	1,99	1,72	0,56	8,6	76,0	20,4	1,73	400	-	50	$\psi' = 30,1^\circ$	32	2,8	50	-	-	
F1-7.3 V	15,8	2,00	1,73	0,55	8,4	76,3	19,0	1,78	400	-	100	$c' = 11,1$	74	2,0	102	-	-	
F1-5.1 V	16,0	2,00	1,72	0,56	8,3	76,9	18,4	1,80	400	-	200	$c' = 11,1$	102	5,0	120	-	-	

Tabelle A 1: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben F1)

1) H ... horizontal HS ... horizontal mit Schichtfuge V ... vertikal

2) für Spannungsbereich $\sigma'_e = 50 - 200$ kN/m²

Anlage B: ERGEBNISSE UND EINBAUDATEN DER TRIAXIALVERSUCHE
Feldverdichtete Proben F1W

Bild B 1: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2, \epsilon_1$ - Kurven bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

Bild B 2: Δu - Entwicklung bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

Anlage B, Fortsetzung

Feldverdichtete Proben F1W

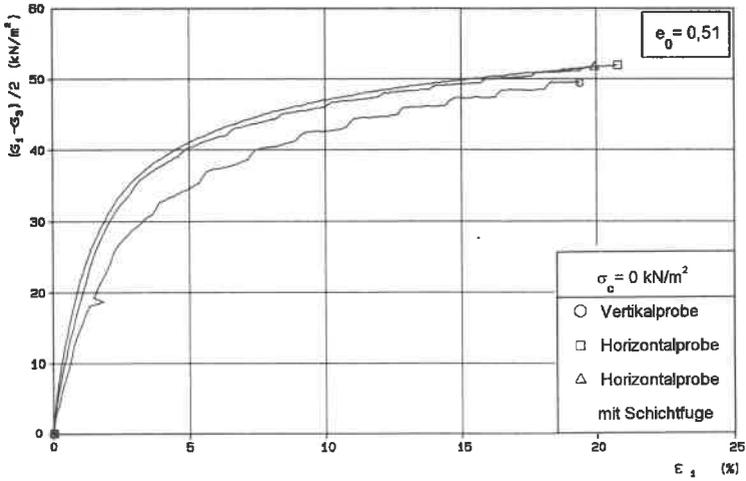


Bild B 3: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ - Entwicklung bei Horizontal- und Vertikalproben

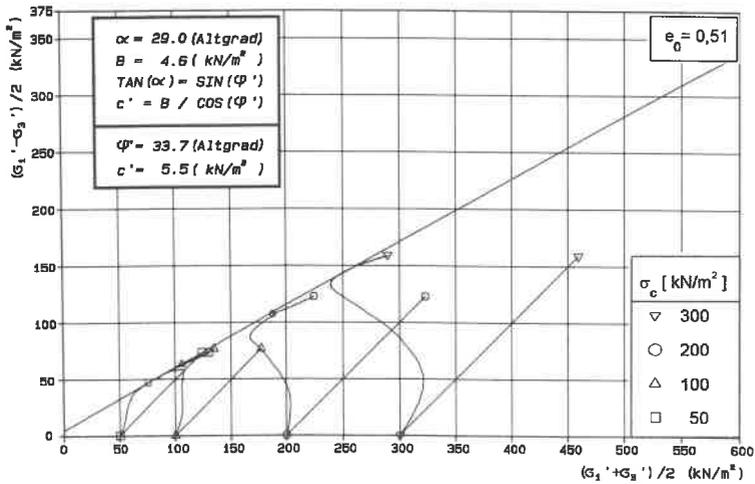


Bild B 4: Effektive und totale Spannungspfade

Anlage B, Fortsetzung

Probendaten		Einbaudaten				Ausbaudaten			Versuchsdaten			Ergebnis													
Proben- name	Rich- tung ¹⁾	Wasser- gehalt	Faucht- dichte	Trocken- dichte	Poren- zahl	Luft- anteil	Sätti- ungs- grad	Wasser- gehalt	Trocken- dichte	Sätti- ungs- druck	Rekons- olidations- spannung	Konso- lidations- spannung	effekt. Scher- parameter ²⁾		totale Kohäsion										
		w_n [%]	ρ [t/m ³]	ρ_d [t/m ³]	e_0 [-]	η_s [%]	S_r [%]	w_s [%]	ρ_d [t/m ³]	u_0 [kN/m ²]	σ'_{am} [kN/m ²]	σ'_s [kN/m ²]	σ'_s [kN/m ²]	φ' (°) bzw. c' [kN/m ²]	c_{u1} bei ϵ_1 [kN/m ²]	c_{u2} bei $\epsilon_2 = 20\%$ [kN/m ²]	c_{u3} bei ϵ_3 [kN/m ²]	c_{u1} bei ϵ_1 [kN/m ²]	c_{u2} bei $\epsilon_2 = 20\%$ [kN/m ²]	c_{u3} bei ϵ_3 [kN/m ²]	ϵ_1 [%]	ϵ_2 [%]	ϵ_3 [%]	$u = 0$ [kN/m ²]	
5.2 H	H	17,0	2,11	1,80	0,49	2,1	93,7	19,0	1,78	400	-	0	18	0,7	84	33	1,4	18	0,7	84	33	0,7	84	33	1,4
7.3 HS	HS	16,7	2,09	1,81	0,48	2,4	92,7	21,1	1,71	400	-	0	20	0,7	83	35	1,4	20	0,7	83	35	0,7	83	35	1,4
7.3 V3	V	16,8	2,11	1,80	0,49	2,4	92,8	18,5	1,79	400	-	0	14	0,5	93	21	1,0	14	0,5	93	21	0,5	93	21	1,0
7.3 V2	V	16,2	2,12	1,83	0,47	2,3	92,6	18,3	1,80	400	-	50	42	0,9	136	92	4,5	42	0,9	136	92	0,9	136	92	4,5
9.2 V3	V	16,5	2,12	1,82	0,48	2,2	93,3	18,0	1,81	400	-	100	54	1,1	128	124	16,6	54	1,1	128	124	1,1	128	124	16,6
9.2 V2	V	16,4	2,12	1,82	0,47	2,4	92,6	17,8	1,81	400	-	200	107	3,2	164	-	-	107	3,2	164	-	3,2	164	-	-
5.3 V2	V	16,8	2,12	1,81	0,48	1,9	94,2	17,1	1,84	400	-	300	161	4,1	195	-	-	161	4,1	195	-	4,1	195	-	-
6.1 H	H	17,6	2,10	1,78	0,51	2,4	92,8	20,6	1,73	400	-	0	22	1,1	52	30	2,0	22	1,1	52	30	1,1	52	30	2,0
4.2 HS	HS	17,8	2,09	1,77	0,51	2,3	93,1	20,0	1,75	400	-	0	22	1,1	50	37	3,5	22	1,1	50	37	1,1	50	37	3,5
4.1 V2	V	17,9	2,09	1,78	0,51	2,0	94,2	19,0	1,78	400	-	0	14	0,8	48	20	1,5	14	0,8	48	20	0,8	48	20	1,5
8.3 V3	V	16,0	2,08	1,79	0,50	4,5	86,4	20,0	1,75	400	-	50	38	1,0	73	68	13,5	38	1,0	73	68	1,0	73	68	13,5
8.3*V1	V	15,6	2,06	1,78	0,51	5,9	82,5	19,8	1,75	400	-	100	59	4,1	77	-	-	59	4,1	77	-	4,1	77	-	-
8.1 V1	V	16,3	2,08	1,79	0,50	4,1	87,8	19,0	1,78	400	-	200	94	4,2	123	-	-	94	4,2	123	-	4,2	123	-	-
5.2 V3	V	17,5	2,08	1,77	0,51	3,0	91,2	18,0	1,81	400	-	300	138	4,3	156	-	-	138	4,3	156	-	4,3	156	-	-
1.3 H	H	18,1	2,06	1,74	0,54	3,3	90,4	20,5	1,73	400	-	0	8	0,5	38	16	2,0	8	0,5	38	16	0,5	38	16	2,0
3.1 HS	HS	18,4	2,06	1,74	0,54	3,0	91,5	20,7	1,72	400	-	0	12	0,5	38	19	2,0	12	0,5	38	19	0,5	38	19	2,0
2.2 V2	V	17,9	2,05	1,74	0,54	3,9	88,8	20,6	1,73	400	-	0	10	0,4	26	20	1,8	10	0,4	26	20	0,4	26	20	1,8
7.2 V3	V	18,9	2,09	1,76	0,53	1,2	96,4	19,5	1,76	400	-	50	39	0,8	92	78	8,0	39	0,8	92	78	0,8	92	78	8,0
6.3 V3	V	17,9	2,07	1,76	0,53	3,1	91,0	19,5	1,76	400	-	100	57	2,0	82	-	-	57	2,0	82	-	2,0	82	-	-
3.2 V3	V	17,7	2,06	1,75	0,53	3,9	88,9	19,4	1,76	400	-	200	99	4,0	115	-	-	99	4,0	115	-	4,0	115	-	-
3.3 H	H	19,9	2,03	1,69	0,59	3,2	91,2	20,8	1,72	400	-	0	16	0,7	54	22	1,3	16	0,7	54	22	0,7	54	22	1,3
3.3 HS	HS	20,2	2,04	1,70	0,58	2,4	93,5	20,7	1,72	400	-	0	16	0,7	54	24	1,3	16	0,7	54	24	0,7	54	24	1,3
1.1 V3	V	19,8	2,02	1,68	0,59	3,8	89,9	20,8	1,72	400	-	0	11	0,4	56	23	1,1	11	0,4	56	23	0,4	56	23	1,1
S1 V1	V	18,7	2,06	1,74	0,54	2,7	92,4	21,1	1,71	400	-	50	34	1,1	57	56	16,0	34	1,1	57	56	1,1	57	56	16,0
3.3 V1	V	18,5	2,04	1,72	0,56	3,8	89,5	21,1	1,71	400	-	100	46	3,1	60	-	-	46	3,1	60	-	3,1	60	-	-
5.1 V3	V	19,0	2,04	1,72	0,56	3,3	90,3	20,6	1,73	400	-	200	92	4,0	97	-	-	92	4,0	97	-	4,0	97	-	-
6.2 V3	V	17,6	2,04	1,73	0,55	4,9	86,2	18,8	1,78	400	-	300	120	7,1	122	-	-	120	7,1	122	-	7,1	122	-	-

Tabelle B 1: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben FIW)

1) H ... horizontal HS ... horizontal mit Schichtfluge V ... vertikal
 2) für Spannungsbereich $\sigma_s = 50 - 200$ kN/m²

Anlage C: ERGEBNISSE UND EINBAUDATEN DER TRIAXIALVERSUCHE

Feldverdichtete Proben F2E

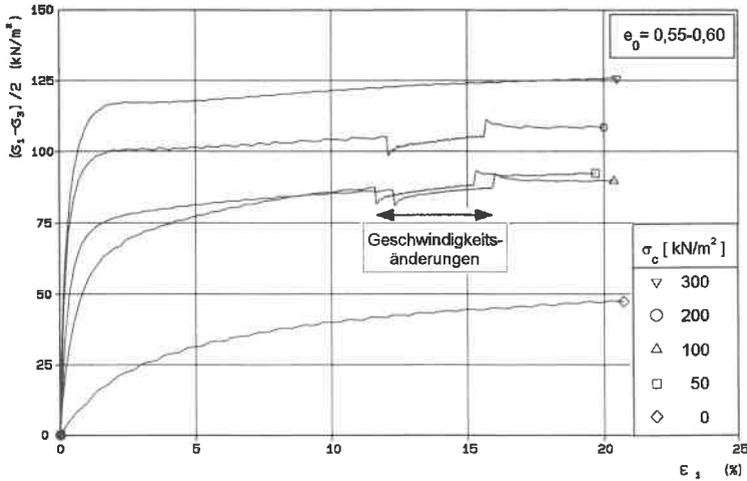


Bild C 1: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2, \epsilon_1$ - Kurven bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

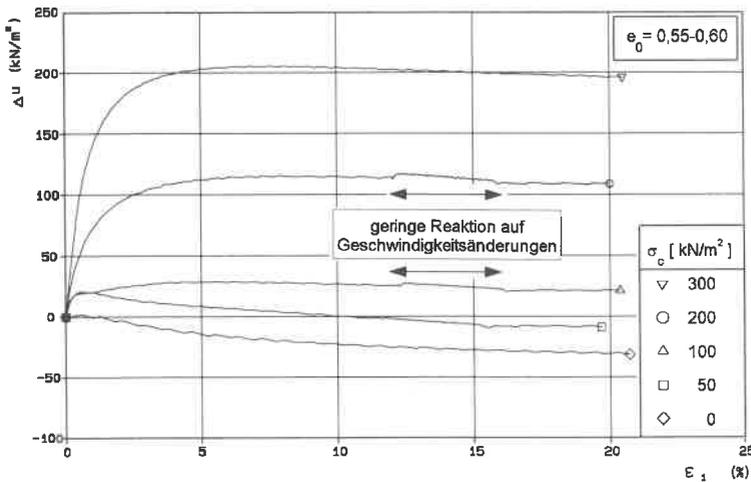
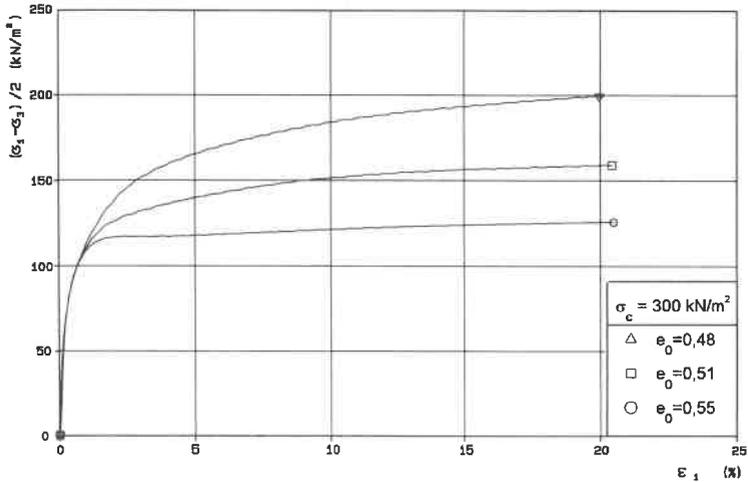
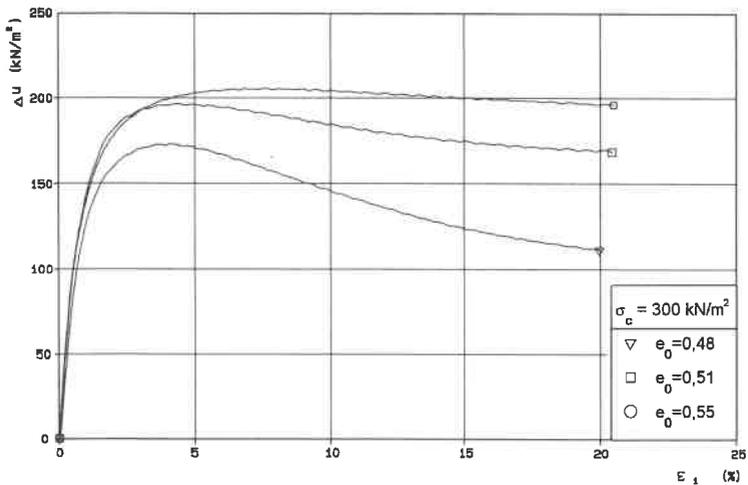


Bild C 2: Δu - Entwicklung bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

Anlage C, Fortsetzung

Feldverdichtete Proben F2E

Bild C 3: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ - Entwicklung bei unterschiedlichen Anfangsporenzahlen e_0 Bild C 4: Δu - Entwicklung bei unterschiedlichen Anfangsporenzahlen e_0

Anlage C, Fortsetzung

Feldverdichtete Proben F2E

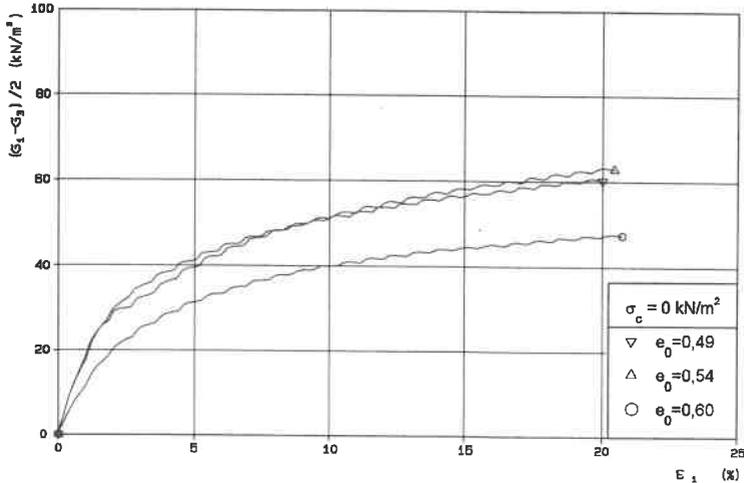


Bild C 5: $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ - Entwicklung bei unterschiedlichen Anfangsporenzahlen e_0

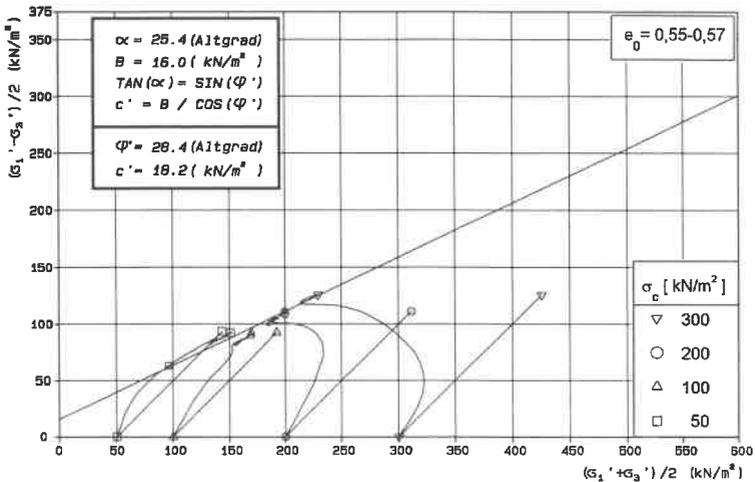


Bild C 6: Effektive und totale Spannungspfade

Anlage C, Fortsetzung

Probenname	Einbaudaten				Ausbaudaten			Versuchsdaten				Ergebnis					
	Wasser- gehalt [%]	Feucht- dichte [t/m ³]	Trocken- dichte [t/m ³]	Poren- zahl [-]	Luft- poren- anteil [%]	Sätti- gungs- grad [%]	Wasser- gehalt [%]	Trocken- dichte [t/m ³]	U ₀ [kN/m ²]	Rekonso- lidations- spannung [kN/m ²]	σ _{em} [kN/m ²]	σ _e [kN/m ²]	effekt. Scher- parameter ²⁾	totale Kohäsion c _t [kN/m ²]			
H HS V	w _n	ρ	ρ _d	e ₀	n _a	S _r	w _s	ρ _d	U ₀	σ ^{em}	σ _e	ψ' [°] bzw. c' [kN/m ²]	c _{u1} bei ε ₁ u _{max} [%]	c _{u2} bei ε ₂ u = 0 [%]	c _{u3} bei ε ₃ u = 0 [%]		
8.3*V2	V	15,6	2,08	1,80	0,49	85,4	20,4	1,73	400	300	0		10	0,4	60	22	1,2
9.2 V1	V	16,9	2,12	1,81	0,48	94,5	17,8	1,81	400	300	50		56	0,6	159	90	2,7
88 V2	V	16,4	2,11	1,81	0,48	91,3	17,9	1,81	400	300	100		87	0,9	176	136	4,3
88 V1	V	16,7	2,10	1,80	0,49	91,8	17,5	1,82	400	300	200		163	2,4	194	-	-
5.3 V2	V	16,8	2,12	1,81	0,48	94,2	17,1	1,84	400	300	300		161	4,1	195	-	-
4.2 V2	V	18,3	2,10	1,78	0,51	95,6	17,9	1,81	400	300	50		56	0,5	155	102	2,5
8.2 V2	V	16,8	2,07	1,77	0,51	87,9	18,5	1,79	400	300	100		110	3,7	138	138	17,2
6.1 V2	V	18,2	2,10	1,78	0,51	1,4	95,9	1,77	1,82	400	300	200	138	2,0	198	-	-
5.2 V3	V	17,5	2,08	1,77	0,51	3,0	91,2	1,81	1,81	400	300	300	138	4,3	156	-	-
S1 V2	V	18,9	2,08	1,75	0,54	1,9	94,6	1,72	1,72	400	300	0	11	0,5	62	26	1,8
6.2 V1	V	17,9	2,05	1,74	0,54	4,2	88,2	1,79	1,79	300	300	50	52	0,8	98	88	10,0
6.3 V2	V	18,3	2,06	1,74	0,54	3,0	91,5	1,86	1,79	400	300	100	64	1,1	104	-	-
4.1 V3	V	18,4	2,06	1,74	0,54	3,1	91,2	1,85	1,79	300	300	200	149	4,5	154	-	-
6.3 V1	V	18,6	2,07	1,74	0,54	2,6	92,5	1,80	1,80	300	300	200	122	5,7	146	-	-
1.1 V1	V	19,6	2,00	1,68	0,60	4,7	87,5	22,0	1,69	400	300	0	8	0,5	46	16	1,3
2.2 V1	V	18,2	2,04	1,73	0,55	4,2	88,2	1,90	1,78	400	300	50	44	0,6	90	85	10,0
1.3 V1	V	18,1	2,02	1,71	0,57	5,4	85,2	1,77	1,77	400	300	100	82	5,0	93	-	-
6.2 V2	V	18,1	2,02	1,71	0,56	6,1	85,8	1,79	1,79	400	300	200	103	7,0	108	-	-
6.2 V3	V	17,6	2,04	1,73	0,55	4,9	86,2	1,78	1,78	400	300	300	120	7,1	122	-	-

Tabelle C 1: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben F2E)

1) H ... horizontal HS ... horizontal mit Schichtfluge V ... vertikal
 2) für Spannungsbereich $\sigma_e = 50 - 200$ kN/m²

Anlage D: ERGEBNISSE UND EINBAUDATEN DER TRIAXIALVERSUCHE

Laborverdichtete Proben L1

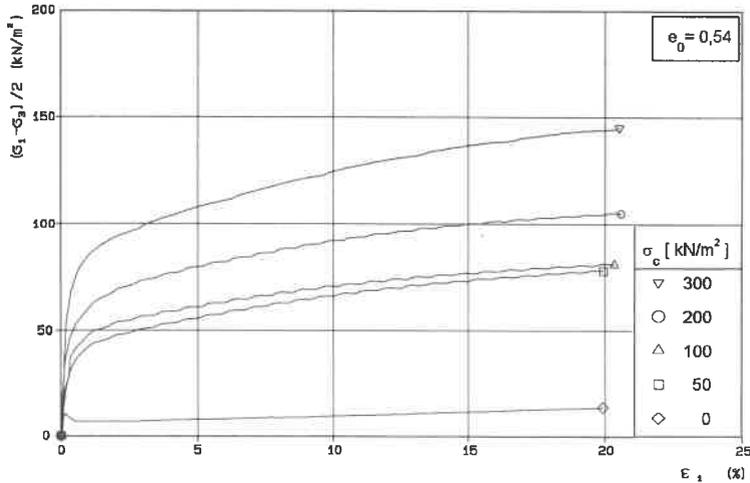


Bild D 1: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2, \epsilon_1$ - Kurven bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

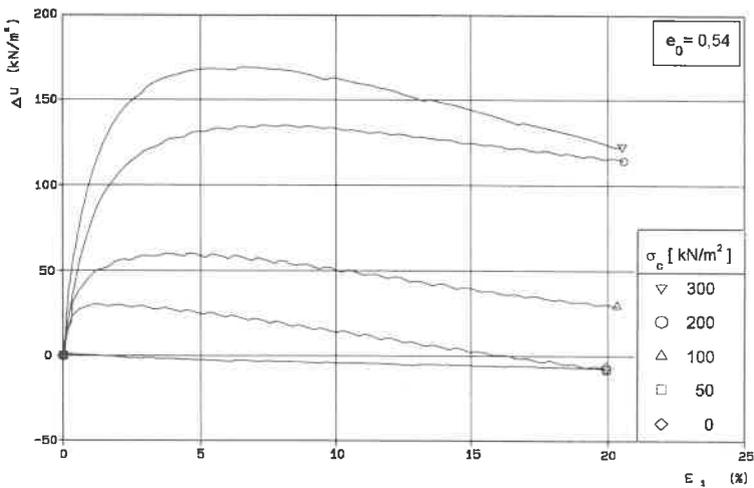


Bild D 2: Δu - Entwicklung bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

Anlage D, Fortsetzung

Laborverdichtete Proben L1

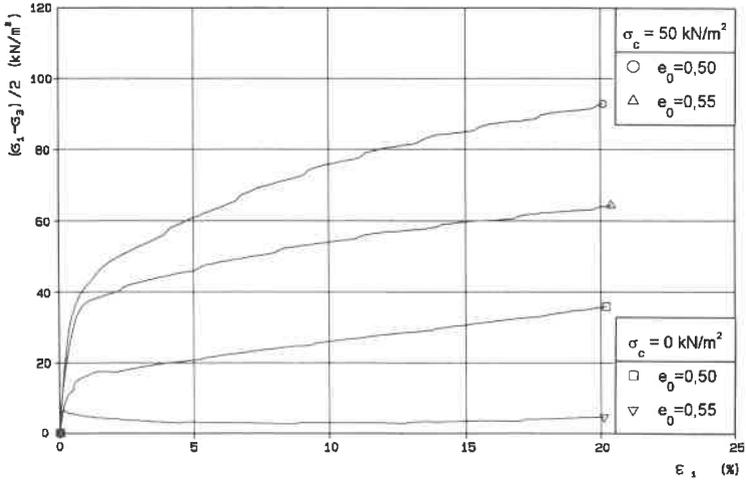


Bild D 3: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ - Entwicklung bei unterschiedlichen Ausgangsbedingungen

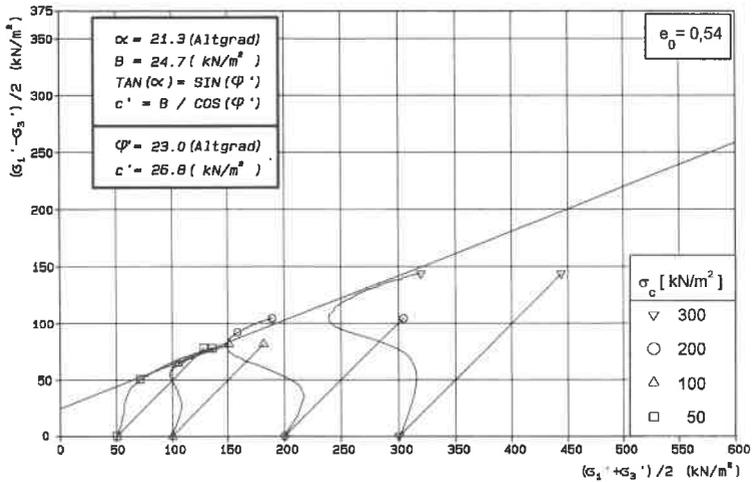


Bild D 4: Effektive und totale Spannungspfade

Anlage D, Fortsetzung

Probendaten		Einbaudaten					Ausbaudaten			Versuchsdaten			Ergebnis				
Probenname	Richtung ¹⁾	Wasser-	Feucht-	Trocken-	Poren-	Sätti-	Wasser-	Trocken-	Sätti-	Rekonso-	Konso-	effekt. Scherparameter ²⁾	totale Kohäsion				
		gehalt	dichte	dichte	zahl	grad	gehalt	dichte	grad	lidations-	lidations-		ψ' [°]	c_{u1}	c_{u2}	c_{u3}	c_u [kN/m ²]
H	HS	w_w [%]	ρ [t/m ³]	ρ_d [t/m ³]	e_0 [-]	n_s [%]	w_w [%]	ρ_d [t/m ³]	S_r [%]	σ'_{em} [kN/m ²]	σ_c [kN/m ²]	brzw.	bei	bei	bei	bei	bei
V	V											c' [kN/m ²]	u_{max} [%]	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	$u=0$ [%]
L 1.1a	V	15,9	2,07	1,79	0,50	4,9	21,4	1,70	85,2	400	0		12	12	14	14	0,7
L 1.1b	V	15,9	2,07	1,79	0,50	5,0	21,4	1,70	85,1	400	0		12	12	12	12	0,7
L 1.1c	V	15,9	2,06	1,77	0,51	5,6	22,1	1,68	83,4	400	0		12	12	14	14	0,7
L 1.2	V	15,7	2,06	1,78	0,50	5,6	18,8	1,78	83,4	400	50	$\psi' = 31,6^\circ$	47	1,6	92	82	13,2
L 1.3	V	15,9	2,06	1,78	0,51	5,5	18,6	1,79	83,8	400	100	$\psi' = 16,5^\circ$	78	4,1	114	-	-
L 1.4	V	15,9	2,06	1,78	0,51	5,5	17,6	1,82	83,7	400	200		105	4,5	140	-	-
L 2.1	V	15,9	2,02	1,74	0,54	7,2	22,3	1,68	79,2	400	0		8	0,5	14	7	1,3
L 2.2	V	15,6	2,04	1,76	0,52	6,9	19,3	1,77	80,0	400	50	$\psi' = 25,6^\circ$	44	1,2	77	75	16,3
L 2.3	V	15,4	2,01	1,74	0,54	8,1	19,6	1,76	76,8	400	100		57	3,3	80	-	-
L 2.4	V	15,5	2,01	1,74	0,54	8,3	18,8	1,78	76,4	400	200	$\psi' = 17,8^\circ$	86	7,2	103	-	-
L 2.5	V	15,9	2,02	1,74	0,54	7,3	18,0	1,81	79,2	400	300		114	6,6	143	-	-
L 3.1	V	15,9	2,00	1,73	0,55	8,1	22,2	1,68	77,2	400	0		5	0,6	5	4	0,9
L 3.2	V	15,4	1,99	1,73	0,55	9,0	20,7	1,72	74,8	400	50	$\psi' = 29,5^\circ$	36	0,7	62	53	20,0
L 3.3	V	15,5	2,00	1,73	0,55	8,6	19,8	1,75	75,7	400	100		55	3,5	79	-	-
L 3.4	V	15,5	1,99	1,73	0,55	8,9	18,9	1,78	75,0	400	200	$\psi' = 15,5^\circ$	90	5,5	117	-	-
L 3.5	V	15,9	1,98	1,71	0,57	8,9	17,3	1,83	75,4	400	300		127	7,0	160	-	-

1) H ... horizontal HS ... horizontal mit Schichtfuge V ... vertikal
 2) für Spannungsbereich $\sigma_c = 50 - 200$ kN/m²

Tabelle D 1: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben L1)

Anlage E: ERGEBNISSE UND EINBAUDATEN DER TRIAXIALVERSUCHE

Laborverdichtete Proben L1E

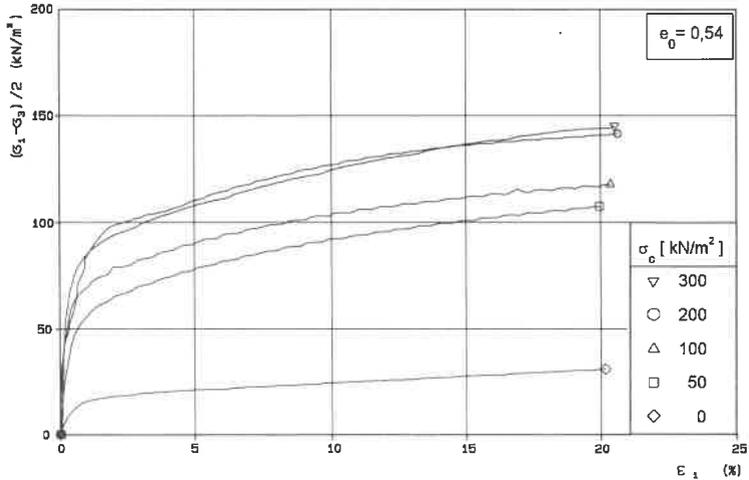


Bild E 1: $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, ϵ_1 - Kurven bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

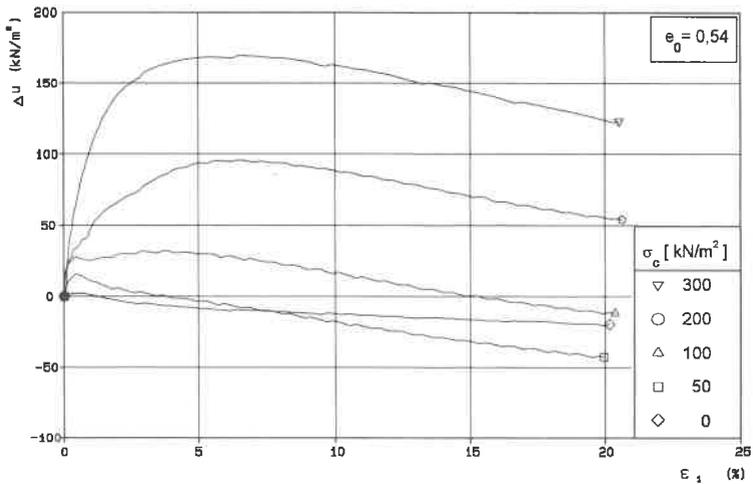


Bild E 2: Δu - Entwicklung bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen σ_c

Anlage E, Fortsetzung

Laborverdichtete Proben L1E

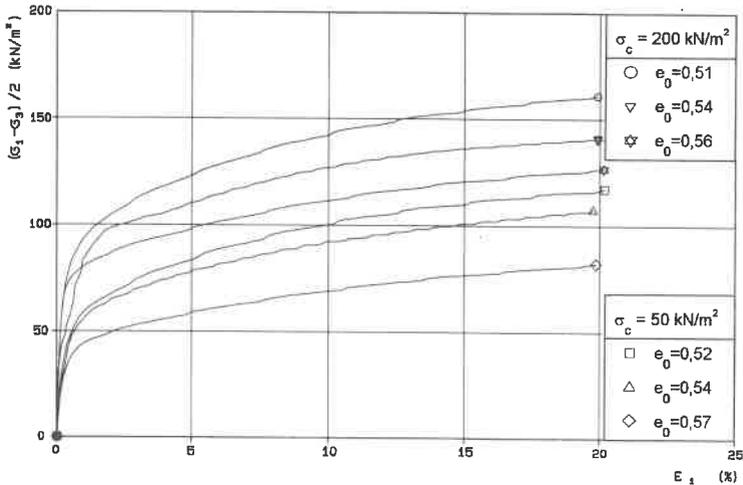


Bild E 3: $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ - Entwicklung bei unterschiedlichen Ausgangsbedingungen

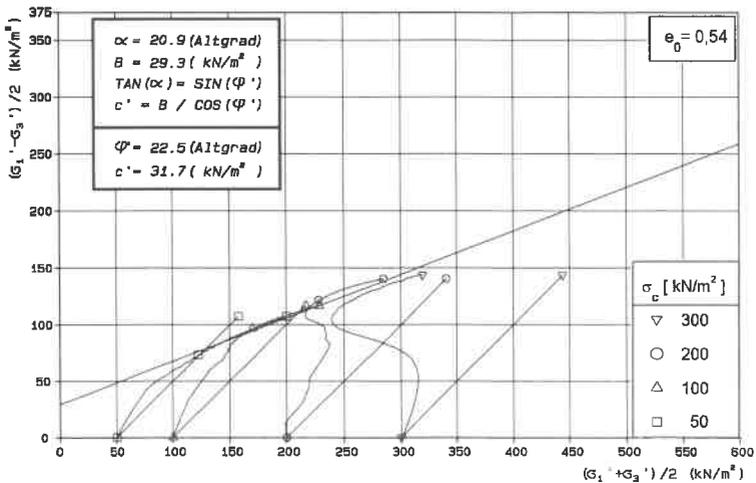


Bild E 4: Effektive und totale Spannungspfade

Anlage E, Fortsetzung

Probendaten	Einbaudaten					Ausbaudaten			Versuchsdaten			Ergebnis					
	Proben- name	Wasser- gehalt	Feucht- dichte	Trocken- dichte	Poren- zahl	Luft- poren- anteil	Sätti- gungs- grad	Wasser- gehalt	Trocken- dichte	Sätti- gungs- druck	Rekons- olidations- spannung	Konso- lidations- spannung	effekt. Scher- parameter ²⁾	totale Kohäsion			
H HS V	w _n [%]	ρ [t/m ³]	ρ _d [t/m ³]	e ₀ [-]	n _s [%]	S _r [%]	w _e [%]	ρ _d [t/m ³]	u ₀ [kN/m ²]	σ' _{em} [kN/m ²]	σ' _c [kN/m ²]	ψ' [°] bzw. c' [kN/m ²]	c _{0,1} bei ε ₁ u _{max} [%]	bei ε ₁	c _{0,2} bei ε ₂	c _{0,3} bei ε ₃ u = 0 [%]	
LR 0.1 V	15,9	2,08	1,78	0,49	4,4	86,8	18,2	1,80	400	300	50		50	0,5	114	80	4,5
LR 0.2 V	15,8	2,08	1,80	0,49	4,4	86,6	17,5	1,82	400	300	100	ψ' = 29,5°	92	0,6	133	122	13,5
LR 0.3 V	15,8	2,10	1,81	0,48	3,8	88,4	17,4	1,83	400	300	200	σ' = 17,0	118	7,0	152	-	-
LR 1.1 V	15,9	2,05	1,77	0,52	6,1	82,2	18,6	1,79	400	300	50		47	0,4	116	82	4,5
LR 1.2 V	15,9	2,05	1,77	0,51	5,8	83,0	18,1	1,81	400	300	100	ψ' = 29,9°	91	3,0	136	136	18,9
LR 1.3 V	15,5	2,05	1,77	0,51	6,4	81,2	18,4	1,80	400	300	200	σ' = 22,3	127	5,7	157	-	-
LR 2.1 V	15,9	2,02	1,74	0,54	7,3	79,1	21,6	1,70	400	300	0		13	0,5	30	16	1,3
LR 2.2 V	15,6	2,02	1,75	0,54	7,7	78,0	18,8	1,78	400	300	50		48	0,5	105	74	3,9
LR 2.3 V	15,8	2,02	1,74	0,54	7,6	78,4	18,8	1,78	400	300	100	ψ' = 27,3°	87	3,7	115	112	15,4
LR 2.4 V	15,7	2,02	1,74	0,54	7,5	78,4	18,3	1,80	400	300	200	σ' = 19,9	114	5,8	141	-	-
LR 2.5 V	15,9	2,02	1,74	0,54	7,3	79,2	18,0	1,81	400	300	300		114	6,6	143	-	-
LR 2.6 V	18,2	2,06	1,74	0,54	3,5	90,2	18,9	1,78	400	300	50		54	0,3	102	82	6,0
LR 2.7 V	18,2	2,06	1,74	0,54	3,5	90,0	18,4	1,80	400	300	100	ψ' = 26,8°	83	3,2	111	-	-
LR 2.8 V	18,2	2,05	1,74	0,54	3,6	89,7	18,1	1,81	400	300	200	σ' = 24,8	100	5,7	120	-	-
LR 3.1 V	15,9	1,99	1,71	0,57	8,8	75,4	20,9	1,72	400	300	0		17	0,6	34	20	1,3
LR 3.2 V	15,5	1,97	1,71	0,57	9,8	73,0	19,3	1,77	400	300	50		39	0,5	82	54	3,5
LR 3.3 V	15,7	1,98	1,71	0,57	9,2	74,4	18,5	1,79	400	300	100	ψ' = 29,1°	75	5,5	97	96	18,5
LR 3.4 V	15,7	1,99	1,72	0,56	8,9	75,3	18,1	1,81	400	300	200	σ' = 4,2	103	6,0	125	-	-
LR 3.5 V	15,9	1,98	1,71	0,57	8,9	75,4	17,3	1,83	400	300	300		127	7,0	160	-	-

Tabelle E.1: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben L1E)

1) H ... horizontal HS ... horizontal mit Schichtfluge V ... vertikal
2) für Spannungsbereich σ_c = 50 - 200 kN/m²

Anlage F: FOTODOKUMENTATION DER GROßVERSUCHE



Bild F 1: Materialgewinnung im Steinbruch



Bild F 2: Blick in den Versuchsbehälter;
vorbereitete Klebeflächen auf der Spundwand für die
umlaufende Dichtung und die Erddruckgeber

Anlage F, Fortsetzung



Bild F 3: Materialeinbau mit der Grabenwalze

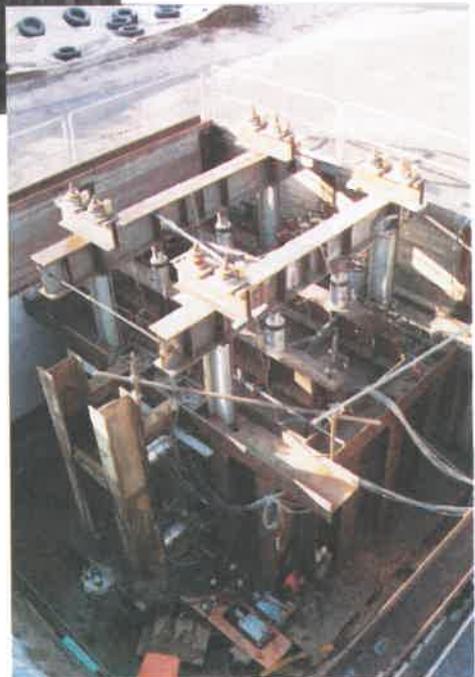


Bild F 4: Blick auf die Versuchsanlage

Anlage F, Fortsetzung



Bild F 5: Blick auf die Luftseite der Spundwand; horizontale Belastungseinrichtung



Bild F 6: Detailansicht der Spundwand

Anlage F, Fortsetzung

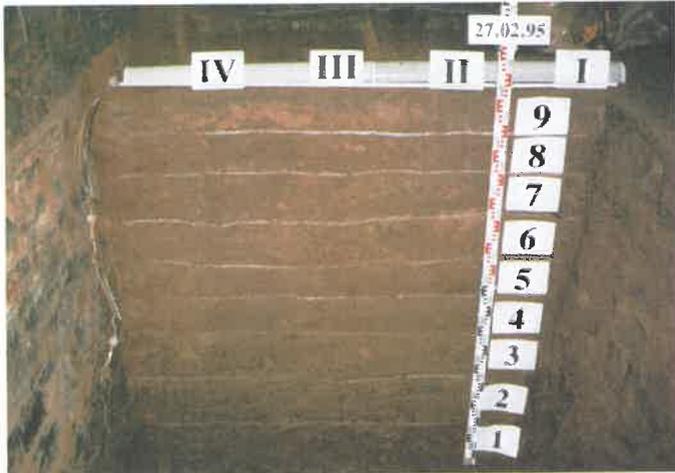
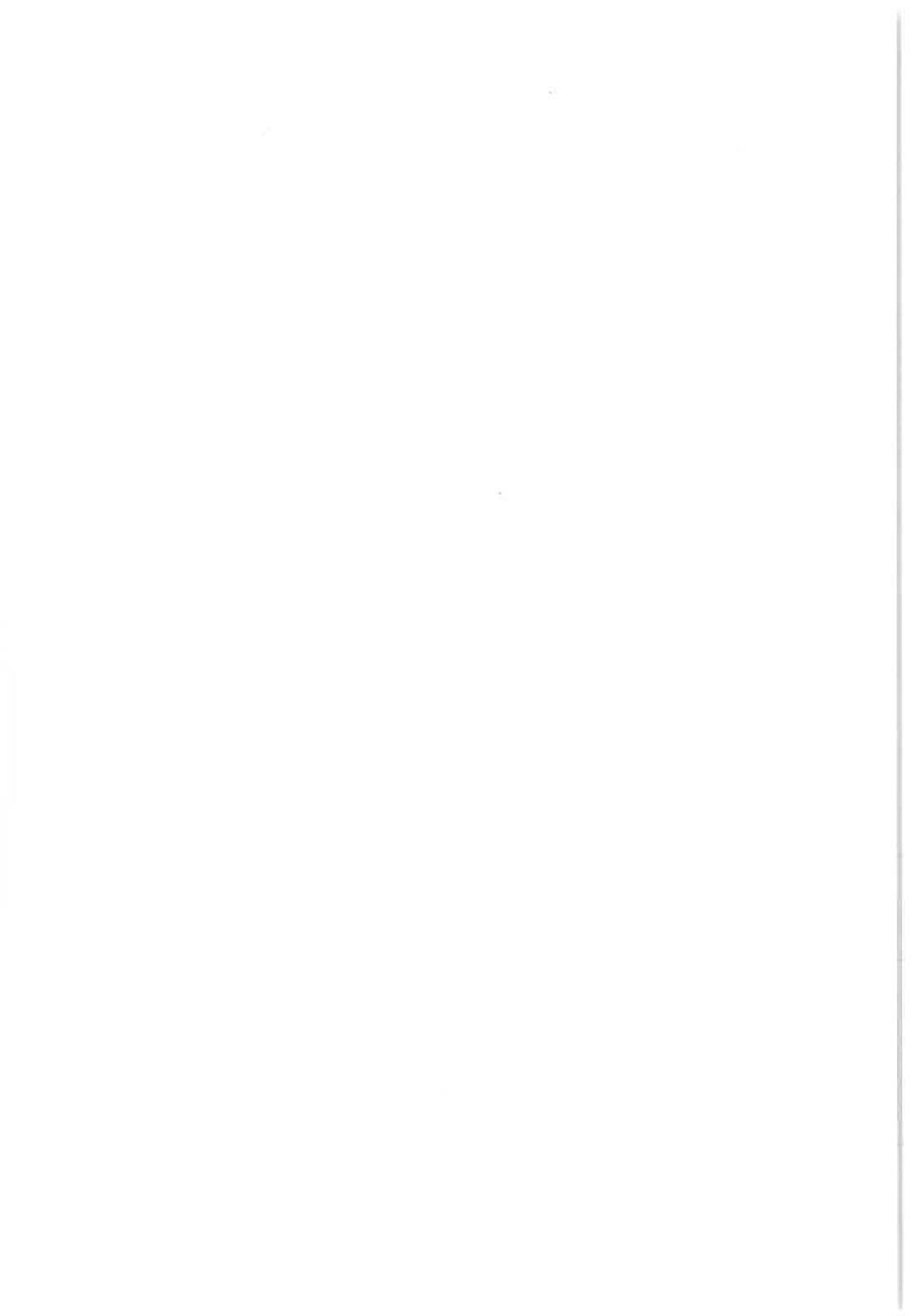


Bild F 7: Materialausbau; Kennzeichnung der Schichtgrenzen



Bild F 8: herausgelöster Materialbrocken mit noch deutlich erkennbaren Noppenabdrücken des Verdichtungsgerätes



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

- | | | | | |
|-------|--|--------|--|-------------------|
| Nr. 1 | Thamm, B.R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones | DM 10,-- |
| Nr. 2 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch | DM 5,-- |
| Nr. 3 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß | DM 10,-- |
| Nr. 4 | Du Thinh, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation | vergriffen |
| Nr. 5 | Smolczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65) | vergriffen |
| Nr. 6 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenkammerwände. | DM 18,-- |
| Nr. 7 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens | DM 18,-- |
| Nr. 8 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse | DM 15,-- |
| Nr. 9 | Spotka, H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand | DM 15,-- |

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

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

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

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

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

- | | | | | |
|------------|---------------|--------|--|----------|
| Nr. 41 (1) | Vermeer, P.A. | (1996) | Deponiebau und Geotechnik | DM 35,-- |
| Nr. 42 | Vermeer, P.A. | (1997) | Baugruben in Locker- und Festgestein | DM 35,-- |
| Nr. 43 | Brinkmann, C. | (1998) | Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudamm-
bau | DM 35,-- |

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Vermeer, P.A. (1995) Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung.
Finite Elemente in der Bautechnik - Beiträge der Tagung FEM '95, Stuttgart.
- [2] Vogt, C./ Salden, D. (1995) Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden.
Bautechnik 72, Heft 12, S. 800-802.
- [3] Schanz, T. (1995) Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material.
Bautechnik 72, Heft 12, S. 810-816.
- [4] Schanz, T./ Gussmann, P. (1995) Bearing capacity of strip footing on layered subsoil.
Proc. Intern. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, NUMOG V, Davos, Balkema, Rotterdam.
- [5] Smolczyk, U./ Gussmann, P./ Schanz, T./ Salden, D. (1995) Zuverlässigkeitsuntersuchungen des Grundbruchs auf geschichteten Böden.
Forschungsbericht Sm 3/46-1, DFG.
- [6] Vermeer, P.A./ Schanz, T. (1996) Angles of friction and dilatancy of sand.
Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-151.
- [7] Vermeer, P.A./ Schanz, T. (1995) Zum Steifemodul von Sanden.
Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft 3, TU Dresden, pp. 123-142.
- [8] Stolle, D.F.A./ Bonnier, P.G./ Vermeer, P.A. (1997) A soft soil model and experiences with two integration schemes.
Proc. Intern. Conf. on Numerical Methodes in Geomechanics, Montreal, Balkema, Rotterdam.
- [9] Schanz, T./ Bonnier, P.G. (1997) Verification of a soil model with predicted behavior of a sheet pile wall.
9th IACMAG Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, pp. 953-959.
- [10] Schanz, T./ Desrues, J./ Vermeer, P.A. (1997) Comparison of sand data on different plane strain devices.
IS-Nagoya'97 International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Pergamon, pp. 289-294.

- [11] Schanz, T. (1997) Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen. Numerik in der Geotechnik, Workshop des AK 1.7 der DGGT, IGS, pp. 107-120.
- [12] Vermeer, P.A./ Stolle, D.F.A./ Bonnier, P.G. (1997) From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis. Proc. 9th International Conference IACMAG, Wuhan - China.
- [13] Schanz, T./ Gussmann, P./ Smolczyk, U. (1997) Study of bearing capacity of strip footing on layered subsoil with the kinematical element method. Proc. XIVth Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Hamburg, Vol. 1, pp. 727-730.
- [14] Vermeer, P.A./ Salden, D. (1997) Die Geotechnik des Dammbaus. Wechselwirkungen, Jahrbuch 1996. Aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart.
- [15] Vermeer, P.A./ Schanz, T. (1997) Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußsainspannung einer Stützwand. OHDE-Kolloquium'97, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft 4, TU Dresden, pp. 247-264.
- [16] Schanz, T. (1997) The leaning tower of St. Moritz. PLAXIS bulletin 4, pp. 4-7.
- [17] Meier, C.P./ Schanz, T. (1998) Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung. 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, TU Darmstadt, pp. 59-79.
- [18] Neher, H./ Schanz, T./ Köhler, L. (1998) Das Torsionsoedometer: ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät. Messen in der Geotechnik'98, TU Braunschweig, pp. 259-272.
- [19] Schanz, T. (1998) A constitutive model for cemented sands. 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Balkema, Rotterdam.
- [20] Schanz, T./ Vermeer, P.A. (1998) On the stiffness of sands. Géotechnique 48, pp. 383-387.
- [21] Vermeer, P.A./ Bayreuther, C. (1998) Tiefe Baugruben in weichen Böden. 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen.

