

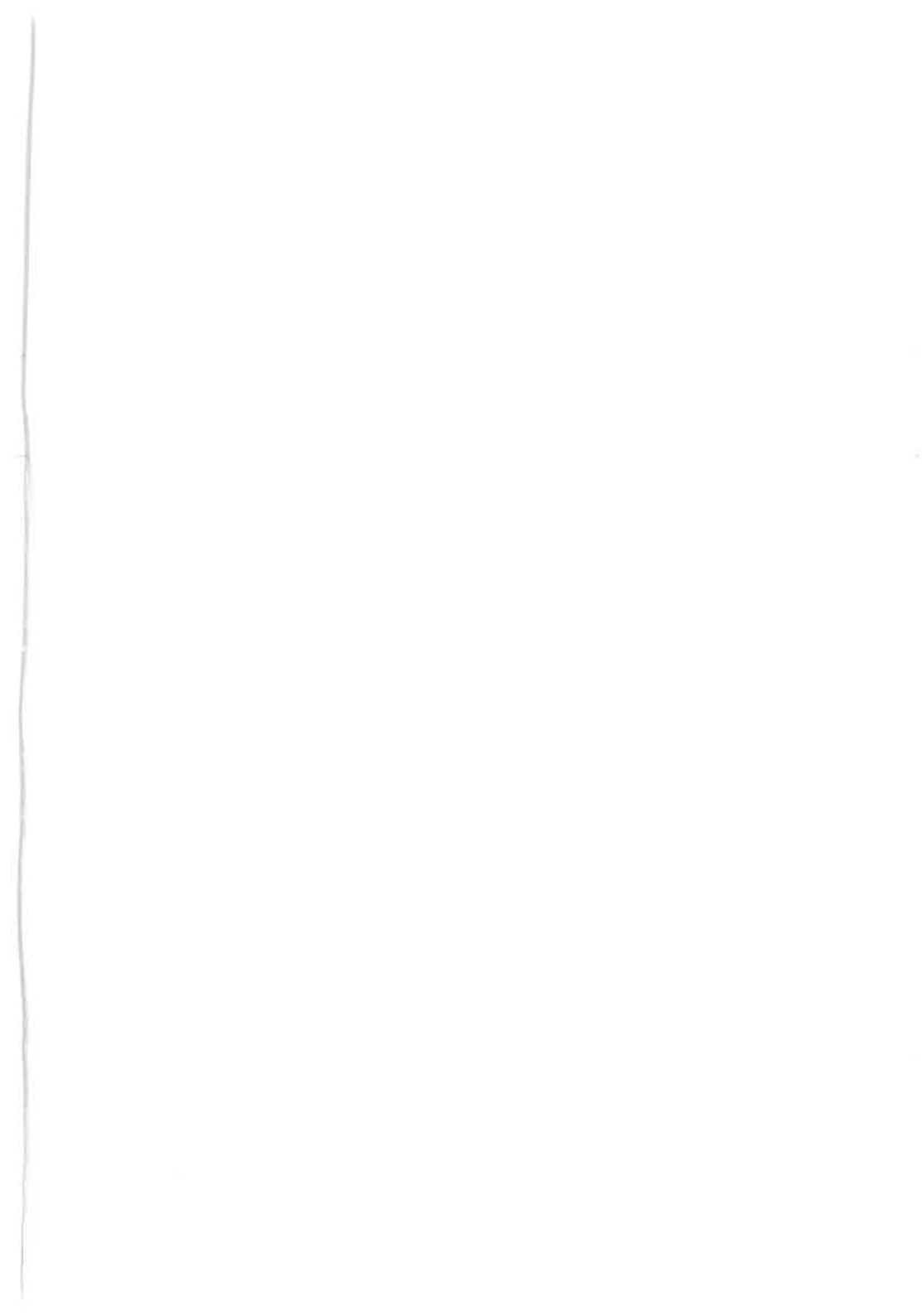


**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1994
MITTEILUNG 40**

Berthold Rilling

**Untersuchungen zur
Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe
am Beispiel von Lößlehm**





**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1994
MITTEILUNG 40**

Berthold Rilling

**Untersuchungen zur
Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe
am Beispiel von Lößlehm**

Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm

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

vorgelegt von

BERTHOLD RILLING

geboren in Rottweil.

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. U.SMOLTczyk

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

Tag der mündlichen Prüfung: 6. Dezember 1994

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-40-5

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

Herausgegeben 1994 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik

Vorwort des Herausgebers

Da die planmäßige Nutzung natürlicher Erdstoffe für Erdbauten um so wirtschaftlicher ist, je kürzer der Transportweg ist, besteht ein großes Interesse daran, Mischböden aus Schluff und Ton aus Gewinnungsstellen in der Nähe der Baustelle einzusetzen. Dabei muß die Bodenmechanik dem Erdbau Kriterien für Gewinnung, Aufbereitung und Einbau im Hinblick auf die erforderlichen Festigkeits- und Durchlässigkeitseigenschaften angeben.

Da es bisher kaum systematische Untersuchungen gibt, inwieweit die Verdichtung eines bindigen Schüttmaterials im Korngerüst eine effektive Kohäsion aufbauen kann, die derjenigen eines vorbelasteten gewachsenen Bodens entspricht, wurden am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durch B.Rilling an einem regional verbreiteten Material entsprechende Untersuchungen sowohl im Labor als auch in großmaßstäblichen Freilandversuchen unter Baustellenbedingungen angestellt. Dabei wurde das Verhalten eines gewachsenen Lößlehms mit dem eines lagenweise geschütteten und verdichteten verglichen.

Es zeigt sich, daß ein künstlich verdichteter bindiger Boden Merkmale aufweist, wie man sie bei vorbelasteten natürlichen Böden findet. Weiter konnte die effektive Kohäsion c' eines nach Proctor verdichteten bindigen Bodens mit dem Proctordiagramm korreliert werden, so daß der Baugrundgutachter dem Erdbau die Änderungen der effektiven Kohäsion bei ausführungsbedingten Schwankungen des Einbauwassergehaltes in voraus angeben kann.

Da die Ergebnisse sich mit dem bekannten bodenmechanischen Versuchsinventar gewinnen lassen, ist die Anwendung in der Praxis unmittelbar möglich.

Smolczyk

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 Förderung und finanzielle Unterstützung der Feldversuche. Ebenso danke ich der Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH & Co. für das große Engagement und die Bereitstellung des Versuchsgeländes.

Mein persönlicher Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. U.Smolczyk für die gebotene Möglichkeit zu dieser Arbeit, deren Förderung und für die Übernahme des Hauptberichtes. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. J.Giesecke für die Übernahme des Mitberichtes.

Mein Dank gilt auch meinen früheren Kolleginnen und Kollegen am Institut für Geotechnik sowie den wissenschaftlichen Hilfskräften für ihre Unterstützung und Mithilfe. Im besonderen Herrn Dr.-Ing. Dieter Salden bin ich für die zahlreichen Gespräche und Diskussionen, welche sowohl fachlich als auch menschlich manches Forschertief überbrückten, sehr dankbar. Für die sorgfältige und sachkundige Durchführung der umfangreichen Triaxialversuche danke ich herzlich Herrn Reinhold Mößner. Ebenso gilt mein persönlicher Dank Frau Erika Sooss und Herrn Helmut Sooss für die tatkräftige und ideenreiche Unterstützung bei der Durchführung der Laborversuche und der großmaßstäblichen Traglastversuche.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans Henning Schmidt und Herrn Dr.-Ing. Norbert Vogt sehr persönlich bedanken. Sie haben mich nach dem Studium sowohl fachlich geprägt als auch menschlich entscheidend unterstützt.

Von Herzen danke ich meiner Frau Evelyne. Ihr Verständnis und unterstützender Optimismus hat maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Auch wenn es nicht mehr zeitgemäß ist, die vorliegende Arbeit widme ich meinem allzufrüh am 17. April 1982 verstorbenen Vater.

Berthold Rilling

Kurzfassung

Die zunehmende Verwendung von bindigen Böden bei der Herstellung von Erdbauwerken erfordert im Hinblick auf eine standsichere und wirtschaftliche Dimensionierung gesicherte Kenntnis über die maßgebende Scherfestigkeit im Endzustand. In der Regel wird bei der Beurteilung der Festigkeitseigenschaften bindiger Schüttstoffe davon ausgegangen, daß die an gewachsenen bindigen Böden gewonnenen Erfahrungen auch auf künstlich verdichtete Schichten übertragen werden können, wenn diese ausreichend verdichtet worden sind (z.B. 100% Proctordichte).

Zur Überprüfung dieser Annahmen wurden in der vorliegenden Arbeit neben der standardisierten Bestimmung der Laborscherfestigkeit mit Hilfe von Triaxialversuchen bis zum Versagen belastete großmaßstäbliche Traglastversuche verschiedener Randwertprobleme in einer unter Baustellenbedingungen hergestellten bindigen Schüttung durchgeführt, mit dem Ziel, die in situ langfristig vorhandene Feldscherfestigkeit zu bestimmen. Als Versuchsboden wurde ein regional typischer Lößlehm verwendet, welcher den einschlägigen erdbautechnischen Richtlinien entspricht. Für einen bodenmechanischen Vergleich wurden die großmaßstäblichen Versuche mit Prototyp-Eigenschaften auch auf den Lößlehm in natürlicher Lagerung ausgedehnt.

Die Verifizierung der experimentellen Versuchsergebnisse wurde vorwiegend durch Berechnungen mit der Kinematischen Elemente-Methode vorgenommen. Zusätzlich wurden Vergleichsberechnungen nach dem Verfahren der DIN 4017 zum Grundbruchnachweis, dem Charakteristikenverfahren sowie mit der Finiten Elemente-Methode angestellt.

Labor- und Feldscherfestigkeiten werden verglichen, daraus abgeleitet können Empfehlungen ausgesprochen werden, wie künftig Laborscherfestigkeiten, auf die realen Verhältnisse in situ übertragen, einzuschätzen sind. Es zeigt sich insbesondere, daß die effektive Kohäsion c' sehr stark von den Einbaubedingungen und der dadurch eingepprägten Struktur abhängt. Es lassen sich charakteristische Kohäsionswerte in Abhängigkeit der Einbaubedingungen angeben. Daraus wird ersichtlich, daß bei bindigen Schüttstoffen im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften eine strengere Begrenzung des Luftporengehaltes einer erhöhten Forderung an den Verdichtungsgrad vorzuziehen ist.

Summary

The increased use of cohesive soils in earthworks requires a certain knowledge of the relevant long term shear strength for a safe and economic design. Generally the strength of compacted cohesive fills is assumed to be the same as that of the parent in-situ material, provided that these have been compacted sufficiently (e.g. 100% Proctor density).

To check this assumption and to determine the long term in-situ shear strength, standard triaxial tests as well as full scale in-situ load tests were performed under different boundary conditions on fills built under construction site conditions. The soil used was a regionally typical loess loam, which fulfilled the relevant earthworks specifications. In order to obtain a direct comparison, the full scale tests were extended to load tests on in-situ loess loam.

The verification of the experimental test results was performed primarily by means of the kinematic element method. Furthermore, back calculations were performed by means of bearing capacity calculations according to DIN 4017, the method of characteristics as well as finite element methods.

From the comparison of laboratory and field shear strengths the present thesis contains recommendations on how to evaluate laboratory results to estimate in-situ conditions. It could be demonstrated that the effective cohesion c' is strongly dependent on the conditions at compaction and the resulting soil fabric. Characteristic values for the cohesion can be given as a function of the conditions at compaction. From that it is evident, that with respect to shear strength a stricter specification of the air voids ratio is preferable to increased requirements on the relative compaction.

Inhalt

Seite

BEZEICHNUNGEN	1
1 Einführung und Ziel der Arbeit	3
1.1 Stand der Technik	6
1.2 Aufbau der Arbeit	12
2 Versuchsboden; Schüttung	13
2.1 Versuchsgelände; Geologie	13
2.1.1 Versuchsgelände	13
2.1.2 Geologische Situation	14
2.1.3 Löß und Lößlehm	15
2.2 Eignungsuntersuchungen	17
2.2.1 Versuchsboden	17
2.2.2 Laborprogramm	18
2.3 Schüttung und Verdichtung	19
2.3.1 Herstellung; Geräte	19
2.3.2 Verdichtungskontrollen	21
2.3.3 Rammsondierungen	22
2.4 Geomechanik des Versuchsbodens	23
2.4.1 Bodenphysikalische Klassifizierung	24
2.4.2 Verformungsverhalten	28
2.4.3 Mineralogische Untersuchungen	30
2.4.4 Zusammenfassende Bewertung	30
3 Laborfestigkeit aus Triaxialversuchen	34
3.1 Probengewinnung und Probenherstellung	34
3.2 Versuchstechnik; Untersuchungsprogramm	35
3.3 Ergebnis der Triaxialversuche	38
3.3.1 Effektiver Scherwinkel φ'	38
3.3.2 Effektive Kohäsion c'	41
3.4 Einflußgrößen auf die ermittelten Scherparameter	43
3.4.1 Probensättigung (back pressure)	43
3.4.2 Probenabmessung und Entnahmerichtung	45
3.4.3 Versuchsart	47
3.4.4 Abschergeschwindigkeit	49
3.4.5 Weitere Einflußgrößen	51
3.5 Zusammenfassung	52

VIII

4	In situ-Festigkeit aus großmaßstäblichen Traglastversuchen	53
4.1	Voruntersuchungen	54
4.2	Versuchseinrichtung und Meßtechnik	58
4.2.1	Ebener Formänderungszustand; Fundamente	58
4.2.2	Belastungsvorrichtung	60
4.2.3	Laststeuerung; Versuchsgeschwindigkeit	63
4.2.4	Meßtechnische Ausrüstung	66
4.3	Versuchsdurchführung, -programm	69
4.4	Versuchsergebnisse und Auswertung	71
4.4.1	Grundbruchversuche in der Schüttung	71
4.4.2	Grundbruchversuche im Lößlehm	74
4.4.3	Bruchentwicklung, Grenzlastbestimmung	75
4.4.4	Böschungversuche in der Schüttung	78
5	Numerische Betrachtungen	80
5.1	Kinematische Elemente-Methode (KEM)	80
5.1.1	Grundlagen des Verfahrens	80
5.1.2	Grundbruchmechanismus	81
5.2	Nachrechnung der festgestellten Bruchtypen	83
5.2.1	Feldscherfestigkeit aus allg. Scherbruch	83
5.2.2	Teilmobilisierung beim lokalen Scherbruch	86
5.2.3	Überprüfung des Verformungsbruches	88
5.3	Vergleichsberechnungen mit herkömmlichen Verfahren	91
6	Geomechanische Eigenschaften bindiger Schüttstoffe	95
6.1	Kenngößen für die Verformbarkeit	95
6.2	Bodenstruktur, Verdichtung und Festigkeit	99
6.2.1	Einfluß der Verdichtung auf die Bodenstruktur	100
6.2.2	Verdichtung und effektive Scherfestigkeit	104
6.2.3	Zeitabhängige Einflußfaktoren	109
6.3	Charakteristischer Wert der Kohäsion in Abhängigkeit der Einbaubedingungen in situ	112
6.4	Zusammenfassung der Erkenntnisse für baupraktische Anwendungen	115
7	Zusammenfassung und Ausblick	117
	LITERATUR	119
	ANHANG	124

Bezeichnungen

In der vorliegenden Arbeit wurden die Begriffe, Symbole und Definitionen gemäß der DIN 1080, Teil 6 (03/80) verwendet. Dort nicht aufgeführte und davon abweichende Bezeichnungen sowie selbst definierte Begriffe sind nachfolgend zusammengestellt.

DPL, DPM, DPH	[-]	Leichte, mittelschwere und schwere Rammsonde nach DIN 4094 (12/90)
N_{10}	[-]	Schlagzahl je 10 cm Eindringtiefe nach DIN 4094
E_m	[MN/m ²]	Zusammendrückungsmodul, gewonnen aus Verformungsbeobachtungen [$E_m = (\sigma_0 \cdot b \cdot f) / s$]
FVD	[-]	FeldVerDichtet: In situ künstlich verdichteter Lößlehm, eingebautes Schüttmaterial (→ <i>Schüttung FVD</i> und <i>Proben FVD</i>)
LVD	[-]	LaborVerDichtet: Im Labor im Proctortopf künstlich verdichteter Lößlehm, Proctorproben (→ <i>Proben LVD</i>)
NVD	[-]	NaturVerDichtet: Natürlich anstehender, als Versuchsboden verwendeter Lößlehm (→ <i>Lößlehm NVD</i> und <i>Proben NVD</i>)
BK1 + BK2	[-]	Böschungversuche in der Schüttung FVD
TK1 ÷ TK7	[-]	Grundbruchversuche in der Schüttung FVD
TN1 ÷ TN3	[-]	Grundbruchversuche im Lößlehm NVD
S40, S60, S80	[-]	Streifenfundamente mit den Breiten 40, 60 und 80 cm

σ_{of}	[kN/m ²]	Bruch- bzw. Grenzspannung aus Traglastversuchen
s_{of}	[cm]	Bruch- bzw. Grenzsetzung aus Traglastversuchen
σ_1'	[kN/m ²]	Effektive axiale Hauptspannung im Triaxialversuch
σ_3'	[kN/m ²]	Effektive radiale Hauptspannung im Triaxialversuch
ε_f	[%]	Axiale Stauchung beim Bruch im Triaxialversuch
BP	[-]	Back Pressure-Technik: Aufbringen von Sättigungsdruck zur Wassersättigung eines Probekörpers im Triaxialversuch
φ'	[°]	Effektiver Scherwinkel
c'	[kN/m ²]	Effektive Kohäsion
$\dot{\varepsilon}$	[%/h]	Verformungs- bzw. Dehnungsgeschwindigkeit
$\dot{\varepsilon}_\alpha$	[%/h]	Beliebig festlegbarer Vergleichswert der Verformungsgeschwindigkeit (z.B. Abschergeschwindigkeit im Triaxialversuch)
τ	[kN/m ²]	Schubwiderstand, definiert als $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$
$I_{v\alpha}$	[%]	Zähigkeits- bzw. Viskositätsindex

1 Einführung und Ziel der Arbeit

Die Verdichtung von Böden ist die älteste und auch heute noch wirtschaftlichste Maßnahme, deren bautechnische Eigenschaften bei der Verwendung als Baustoff zu verbessern. So ist z.B. die intensive Nutzung von bindigen Böden bei der Herstellung von Deichen, Molen und Hochwasserrückhaltebecken im Wasserbau, Verkehrsdämmen, mineralischer Dichtungsschichten im Deponiebau, Bauwerkshinterfüllungen oder Bodenaustausch-Schichten auf optimale bodenmechanische Eigenschaften zurückzuführen, die einer künstlich hergestellten Schüttung durch gezielte Verdichtungsarbeit eingeprägt werden können. Locker gelagerte Schüttstoffe sind gekennzeichnet durch eine geringe Scherfestigkeit, große Zusammendrückbarkeit und große Durchlässigkeit. Durch den mechanischen Verfestigungsprozeß von teilgesättigten bindigen Böden infolge Verdichtung wird bei nahezu konstantem Wassergehalt der Luftporengehalt verringert und somit künstlich eine Erhöhung der Scherfestigkeit sowie eine Verringerung der Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit erzielt.

Der Bedeutung einer guten Verdichtung wurde erst zu Beginn dieses Jahrhunderts mehr Aufmerksamkeit geschenkt. Früher, z.B. bei den großen Eisenbahnbauten des 19. Jahrhunderts, herrschte die Ansicht, daß der Verkehr der Transportfahrzeuge ausreichend ist, den lose geschütteten Boden zu verdichten. Auch wurde der Einfluß der selbsttätigen Verdichtung eines Dammes durch sein Eigengewicht hoch eingeschätzt. Bei den Erdbaumaßnahmen, wo ein dichter Zustand z.B. im Hinblick auf eine notwendige geringe Durchlässigkeit unbedingt erreicht werden mußte, wurden die eingebauten Schichten mit Handgeräten gerammt oder Schafherden darüber getrieben oder, wie bei den großen Erdstaudämmen in Indien, von den Arbeitern durch ihr eigenes Getrampel verdichtet. Auch waren Verkehrsdämme eine Seltenheit, die Linienführung wurde vorwiegend der morphologischen Geländesituation angepaßt. Mit der raschen Entwicklung des Straßenverkehrs bei stetiger Zunahme und Weiterentwicklung der Kraftfahrzeuge erhöhten sich die Anforderungen an die Linienführung und bedingt durch notwendige Dammbaumaßnahmen wuchsen auch die Verdichtungsanforderungen. Weitergehende Anforderungen an den Unterbau von Start- und Landebahnen im Luftverkehr ver-

stärkten diese Entwicklung. Durch die parallel verlaufenden maschinentechnischen Entwicklungen verfügen wir heute über entsprechende Geräte und Methoden, beim richtigen Einsatz die erforderliche Dichte problemlos zu erreichen.

Die Verdichtung wird für eine bestimmte Bodenart im wesentlichen durch die *Verdichtungsarbeit* und den *Wassergehalt* beeinflusst. Die Verdichtungsarbeit kann durch die Wahl und den wiederholten Einsatz der Verdichtungsgeräte und durch Veränderung der Höhe der zu verdichtenden Schichten gesteigert werden. Der Wassergehalt beeinflusst die Verdichtung dadurch, daß er einerseits dem Boden eine bessere Verarbeitbarkeit verleiht und andererseits das Auspressen der Luft aus den Grobporen beeinträchtigt. Ist Wasser im Übermaß vorhanden, verhindert es schließlich die Berührung der Bodenteilchen, d.h. der Boden wird nur noch durchgeknetet und nicht mehr weiter verdichtet. Je trockener ein Boden ist, desto größer ist die aufnehmbare Verdichtungsarbeit. Diese Zusammenhänge hat PROCTOR (1933) als erster erkannt und untersucht. Darauf aufbauend wird als Maßstab für die erzielte Verdichtung allgemein die Trockendichte angesehen. Für eine bestimmte Bodenart werden daher bei konstanter Verdichtungsarbeit die zugehörigen Trockendichten in Abhängigkeit vom Wassergehalt im Proctorversuch ermittelt; die Ergebnisse lassen sich dann im Proctordiagramm darstellen (Bild 1.1). Im Erdbau wird heute davon ausgegangen, daß ein geeignetes Schüttmaterial dann optimal verdichtet ist, wenn eine 100%ige Proctordichte gemeinsam mit einem Luftporengehalt von höchstens 12 Volumenprozent vorhanden ist.

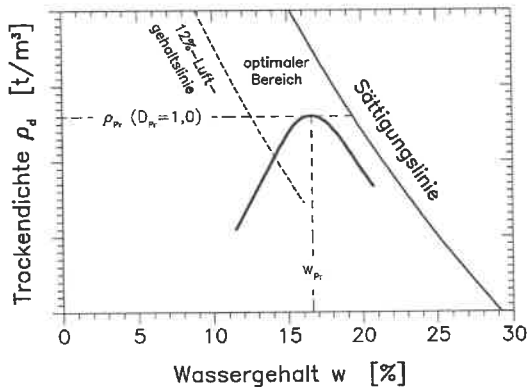


Bild 1.1: Beurteilung der Verdichtung im Erdbau

Wird ein Ingenieur mit der Planung einer Erdbaumaßnahme betraut, so ist bei der Dimensionierung der Grenzzustand der Tragfähigkeit von wesentlicher Bedeutung. Zur

Lösung möglicher Grenzwertprobleme, wie z.B. die Tragfähigkeit der geplanten Schüttung unter Belastung oder die Stabilität einer Dammböschung, stehen ihm geeignete Rechenverfahren zur Verfügung, mit denen sich aufgrund der heutigen EDV-Technik hohe Ergebnisgenauigkeiten erzielen lassen. Die Schwierigkeiten bei der Anwendung dieser Berechnungsverfahren liegen dabei weniger an deren Eignung selbst als am zutreffenden Ansatz der maßgebenden Scherfestigkeitsparameter. Oft bleiben dabei die den benutzten Ansatzwerten zugrundeliegenden bodenmechanischen Zusammenhänge und Randbedingungen unbeachtet. So werden insbesondere bei bindigen Böden die Ergebnisse von Laborversuchen zur Bestimmung ihrer Scherfestigkeit von vielen Faktoren maßgeblich beeinflusst. In der Literatur stoßen wir daher bei Scherfestigkeitsuntersuchungen öfters auf die von TERZAGHI geprägten einleitenden Worte, daß "die Ermittlung der Scherfestigkeit *bindiger Böden* im Labor eine der schwierigsten Fragen der Bodenmechanik darstellt". Bezeichnend dafür ist auch die Tatsache, daß in den angelsächsischen Ländern zu dieser Fragestellung spezielle Tagungen stattfanden. So wurde 1960 an der Universität von Colorado die Scherfestigkeitsbestimmung bindiger Böden diskutiert (*ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils*) und in London 1978 über künstlich verdichtete bindige Böden berichtet (*Clay Fills*). Über die Auswirkungen gerätespezifischer Scheretechniken anhand von vergleichenden Reihenuntersuchungen an bindigen Böden gleicher Eigenschaften berichtete neuerdings SCHEFFLER (1986) und kommt aufgrund großer Streuung der Ergebnisse zu dem markanten Schluß, daß trotz vertiefter Kenntnisse über das Festigkeitsverhalten bindiger Böden deren Scherparameter noch immer eine empirische Größe darstellen.

Die vergleichende Betrachtung der Vorgaben in Normen und Regelwerken zum Ansatz von Scherparametern bei bindigen Schüttstoffen verdeutlicht ebenfalls diese Problematik. So dürfen nach DIN 1054 (11/76) Gründungen auf Schüttungen aus bindigen Böden wie solche auf gewachsenen Böden bemessen werden, wenn in den Schüttungen eine Proctordichte von 100% vorhanden ist. Dagegen gibt die DIN 1055, Teil 2 (02/76) für bindige Schüttstoffe eine Lagerungsdichte von wenigstens 95 % der einfachen Proctordichte vor. Ist dies der Fall, dürfen ebenfalls die für gewachsene bindige Böden angegebenen Rechenwerte mit der Einschränkung verwendet werden, daß eine Kohäsion nur auf Grund besonderer Untersuchungen (z.B. Labor- und Feldversuche) angesetzt werden darf. Auch die entsprechenden Normen des Auslandes beschränken sich auf allgemeine Hinweise oder definieren Kataloge von Anforderungen im Sinne von erdbautechnischen Prüfnormen oder gehen in einigen Fällen überhaupt nicht auf geschüttete Böden ein (MALCHAREK/SMOLTZYK, 1981).

Die Regeln verzichten erstaunlicherweise auf die im Erdbau übliche Forderung nach einem maximal zulässigen Luftporengehalt von 12%, der gemeinsam mit einer geforderten Dichte den als optimal zu bezeichnenden Verdichtungsbereich beschreibt (s. Bild

1.1). Vor allem bei Böden, die im Hinblick auf den optimalen Wassergehalt zu trocken eingebaut wurden, ist in der Praxis schon beobachtet worden, daß Schüttungen, auch wenn sie auf 100% Proctordichte verdichtet waren, bei späterer Durchfeuchtung plötzlich sacken und damit bei den auf ihnen gegründeten Bauwerken zu unzulässigen Setzungen führen. So berücksichtigt z.B. das DVWK-Merkblatt "Hochwasserrückhaltebecken" (1991) diese zusätzliche Begrenzung der Einbaubedingungen und empfiehlt beim zu führenden Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Ansatz der Scherparameter, daß 75 % der Kohäsion sowohl des geschütteten als auch des natürlich gewachsenen Bodens zulässig sind. Weiter geben zur Beurteilung des Scherverhaltens mineralischer Abdichtungsmaterialien die GDA-Empfehlungen (1993) an, entweder Sonderproben aus Probeschüttungen zu entnehmen oder Laborprüfkörper mit den maßgebenden Einbauwerten (Proctordichte und Wassergehalt) herzustellen und hiermit Scherversuche durchzuführen.

Aus diesen differenzierten Annahmen zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe leitet sich die Zielsetzung der vorliegenden Arbeit ab, die vergleichende Bewertung von Labor- und Feldscherfestigkeit im Hinblick auf das Langzeitscherverhalten bei besonderer Betrachtung der effektiven Kohäsion. Aus den Erkenntnissen von Scherfestigkeitsuntersuchungen im Labor an laborverdichteten Proben und Proben aus einer realen Schüttung im Vergleich mit den Ergebnissen der Nachrechnung von großmaßstäblichen Traglastversuchen mit Hilfe geeigneter Rechenmodelle sollen gesicherte Aussagen über das langfristige Scherverhalten eines bindigen Schüttstoffes abgeleitet werden. Zusätzliche Erkenntnisse hinsichtlich der Zusammendrückbarkeit ergeben sich aus den durchgeführten Traglastversuchen zwangsläufig und fließen ebenfalls mit ein. Für eine bodenmechanische Bewertung und Einordnung der Ergebnisse wurde das Untersuchungsprogramm auch auf den als Versuchsboden verwendeten regional typischen Lößlehm in natürlicher Lagerung ausgedehnt.

1.1 Stand der Technik

Die Erzielung eines optimalen Langzeitverhaltens einer künstlich verdichteten bindigen Schüttung erfordert Kenntnis über den Zusammenhang der beim Einbau erreichten Verdichtung (gekennzeichnet und kontrollierbar durch die Trockendichte ρ_d , den Einbauwassergehalt w und den Luftporengehalt n_p) und den bodenmechanischen Eigenschaften nach Belastung und Durchfeuchtung.

Der Einfluß dieser Größen auf die Scherfestigkeit *labor- und feldverdichteter Proben* wurde z.B. ausführlich und systematisch an der Purdue University, West Lafayette,

Indiana, USA am sog. St. Croix-Clay erforscht. So untersuchten zuerst SCOTT (1977) und PRICE (1978) die Zylinderdruckfestigkeit im Einbauzustand vor und nach Sättigung zur Vorhersage der totalen Scherfestigkeit. DiBERNARDO (1979) beschäftigte sich in der gleichen Weise mit der Zusammendrückbarkeit und GARCIA-BENGOCHEA (1979) mit der Durchlässigkeit. JOHNSON/LOVELL (1979) untersuchten die effektive Scherfestigkeit laborverdichteter Bodenproben mit Hilfe von CU-Versuchen. Die Proben wurden durch Knetwirkung (kneading compactor) hergestellt, anschließend auf die erforderlichen Abmessungen im Triaxialgerät zugeschnitten und vor dem Abscheren gesättigt und unter isotropem Spannungszustand konsolidiert. Der Zweck des Untersuchungsprogrammes war die Entwicklung von Gleichungen zur Vorhersage der prozentualen Volumenänderung infolge Sättigung und Konsolidation ($\Delta V/V$), dem Porenwasserdruckparameter nach Skempton im Bruchzustand (A_r) und den effektiven Scherparametern (ϕ' und c') anhand von Variablen aus der Laborverdichtung. Gleichartige Untersuchungen wurden dann von LIANG/LOVELL (1983) an feldverdichteten Proben unter Berücksichtigung der Wirkung verschiedener Verdichtungsgeräte und Anzahl der Übergänge durchgeführt und NWABUOKEI/LOVELL (1984) machten es sich zur Aufgabe, die anhand von umfangreichen Regressionsanalysen aufgestellten Gleichungen in Zusammenhang zu bringen. Letztendlich wertvoll sind bei den genannten Literaturstellen die aufgezeigten Tendenzen, jedoch sind die Gleichungen kritisch zu bewerten, da diese nicht dimensionsecht aufgestellt wurden.

Zur Problematik der Volumenänderung wurden außerdem von HOLTZ/GIBBS (1956) und COX (1979) Untersuchungen durchgeführt. Dabei fällt auf, daß die Wege der Proben im Proctordiagramm in Form von interpolierten Kurven sehr unterschiedlich ausfallen. RIVARD/GOODWIN (1978) stellten Scherfestigkeitsuntersuchungen an verschiedenen Tönen vor. Anhand von CU-Versuchen zeigen sie auf, daß der effektive Scherwinkel mit zunehmender Fließgrenze abnimmt, die effektive Kohäsion dagegen zunimmt.

Einen anderen Weg der Betrachtungsweise bindiger Schüttstoffe ging LAMBE (1958). Auf der Grundlage des Verhaltens kolloidaler Teilchen in Suspensionen zeigte er Strukturveränderungen in Abhängigkeit der Einbaubedingungen auf. Dem folgend untersuchten SEED/CHAN (1959) den Einfluß der Struktur auf das Festigkeitsverhalten, jedoch insbesondere die Entwicklung der totalen Hauptspannungen in Abhängigkeit der axialen Stauchung an Einzelproben. Angaben zur Scherfestigkeit der verwendeten Tone werden nicht mitgeteilt.

Weitere Detailergebnisse der genannten Literaturstellen werden in Kapitel 6.2 ausgeführt und im Zusammenhang mit den eigenen Versuchsergebnissen diskutiert.

PLEHM (1973) führte Laborversuche durch mit dem Ziel, die Abhängigkeit der Scherfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit von der eingebrachten Verdichtungsenergie und vom Einbauwassergehalt festzustellen. Unter Verwendung von vier verschiedenen Böden (zwei hochplastische Tone, ein Schluff und ein Tonbeton) wurden Proben in einem Proctorgerät bei Variation der Verdichtungsarbeit und des Wassergehaltes hergestellt und mit Hilfe eines Kreisringschergerätes abgeschert. Um eine Sättigungswirkung zu erzielen, wurden die Proben nach Aufbringen der Normalbelastung unter Wasser gesetzt. Innerhalb der untersuchten Wassergehaltsgrenzen von ca. 15 bis 35 % stellte er keine Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Einbauwassergehalt fest. Bei den hochplastischen Tönen stieg die Scherfestigkeit mit zunehmender Verdichtungsarbeit, beim Schluff war diese Abhängigkeit gering und beim Tonbeton gar nicht vorhanden.

Auch MURADI (1976) führte systematische Laborversuche an vier Bodenarten (u.a. Lößlehm, Opalinuston und Kaolin) zum Einfluß der Verdichtung und Wassergehaltsänderung auf einige bodenphysikalische Eigenschaften durch. Die Beurteilung der Festigkeitseigenschaften wurde mit Hilfe von CBR-Versuchen direkt nach der Probenverdichtung sowie nach Wasserlagerung vorgenommen. Anhand der Versuche nach Wasserlagerung gibt er Linien gleicher CBR-Werte von Lößlehm im Proctordiagramm an, woraus hervorgeht, daß bei konstanter Trockendichte und Zunahme des Einbauwassergehaltes eine Zunahme der CBR-Werte und damit der Probenfestigkeit zu verzeichnen ist.

JELNEK/MAINI (1977) untersuchten laborverdichtete Seetonproben mit dem Ziel, die Beziehung zwischen der Verdichtungsarbeit und der anhand von CU-Versuchen ermittelten effektiven Scherfestigkeit aufzuzeigen. Sie stellten fest, daß der dynamische Verdichtungsvorgang (stampfende Wirkung im Proctorversuch) nicht dazu geeignet ist, die konstruktive Verdichtungsarbeit zu berechnen, da hierbei zahlreiche nicht quantifizierbare Verluste auftreten. Zur Berechnung der Verdichtungsarbeit wählten sie deshalb die statische Verdichtung, und stellten im Rahmen der Untersuchungen einen exponentiellen Zusammenhang zur Porenzahl fest. Aus der weiter beobachteten exponentiellen Abhängigkeit zwischen Scherfestigkeit und Porenzahl leiten sie dann eine Gleichung zwischen Scherfestigkeit und Verdichtungsarbeit her, woraus für die Erdbaupraxis entnommen werden soll, wie bei minimaler Verdichtungsarbeit eine bindige Schüttung mit möglichst hohem Scherwiderstand erhalten werden kann. Für die eigenen Untersuchungen von Bedeutung ist dabei die Beobachtung, daß beim Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen beider Verdichtungsarten die Werte der Deviatorspannung bei dynamisch verdichteten Proben größer sind als bei statisch verdichteten. Als Grund dafür geben sie an, daß trotz gleichen Einbauwassergehaltes die dynamisch verdichteten Proben nach Sättigung und Konsolidation niedrigere Wassergehalte aufweisen als Proben, die statisch verdichtet wurden.

Alle bisher genannten Untersuchungen haben eines gemeinsam: Die Erkenntnisse wurden sämtlich aus Laborversuchen mit z.T. recht unterschiedlichen Scher- und Bruchtechniken gewonnen, sowohl an künstlich hergestellten Proben als auch an ungestört aus einer Schüttung entnommenen Proben.

Der Stand der Forschung zur Bemessung von Gründungen auf künstlich verdichteten Schüttungen aus bindigen Böden läßt sich daher in folgende Fragestellungen aufteilen:

- lassen sich die Festigkeitseigenschaften eines bindigen Schüttstoffes durch Versuche an laborverdichteten Proben vorhersagen, und in welchem Maß sind sie beeinflusst durch Verdichtungsmethoden und Einbaubedingungen?
- lassen sich die Festigkeitseigenschaften einer bindigen Schüttung durch Laborversuche an Proben, die ungestört aus dieser entnommen wurden, kontrollieren?
- gibt es wissenschaftliche Berichte über Durchführung, Auswertung und Nachrechnung der Ergebnisse von großmaßstäblichen Belastungsversuchen mit dem Ziel, das Scher- und Bruchverhalten in situ zu erfassen?

Die Ergebnisse aus Versuchen zu den beiden ersten Fragen stimmen dann überein, wenn es gelingt, im Labor die Verhältnisse zu simulieren, denen die wirkliche Schüttung ausgesetzt sein wird. Großmaßstäbliche Belastungsversuche auf oder in bindigen Schüttungen wurden in der Baupraxis sicherlich durchgeführt, jedoch sind in der Literatur keine Angaben zu solchen Versuchen zu finden. Lediglich über kleinmaßstäbliche Modellversuche verschiedener Randwertprobleme liegen Berichte vor:

SCHULTZE (1972) berichtet über von ALTES 1970 durchgeführte Untersuchungen betreffend die Tragfähigkeit von künstlich eingebautem Schluff unter Flachgründungen. Die Versuche wurden in einem Modellkasten mit den Abmessungen 6,2 x 3,2 x 1,7 m durchgeführt. Dabei wurde ein in drei Teile unterteilter Balken von 20 cm Breite bei Variation der Einbindetiefe und der Schüttmächtigkeit des Schluffes mit Be- und Entlastungsschleifen bis zum Grundbruch belastet. Die Versuche dienten zur Ermittlung von Tragfähigkeitsbeiwerten für die Fundamentbreite und -tiefe. Die Auswertung der Versuche hinsichtlich der Scherfestigkeit des verwendeten Schluffes wurde aufgrund von Triaxialversuchsergebnissen nur über den Reibungswinkel vorgenommen ($c = 0!$).

UCHIDA/HIRATA (1977) führten Belastungsversuche an künstlich eingebauten Schluffböschungen durch. Die Größe des Versuchskastens betrug 1 x 1 x 2,35 m. Mit einer Lastplatte wurden modellierte Böschungen, bei Variation von Böschungsneigung, Lastplattengröße- und -abstand, bis zum Bruch belastet. Einzelne Versuchsergebnisse werden nicht mitgeteilt, ebenso fehlen dort die Scherparameter und Angaben zur genauen Geometrie. Lediglich ein Vergleich von Versuchsergebnissen mit Rechen-

ergebnissen in Abhängigkeit von der Böschungsneigung ist dargestellt. Er zeigt für kleinere Böschungsneigungen zu große, für große Böschungsneigungen zu kleine Bruchlasten im Vergleich mit der Rechnung. In der Arbeit wurden offensichtlich ebene Verhältnisse untersucht. Angaben über die Ausschaltung der Seitenreibung fehlen, die beobachteten Bruchbilder dürften deshalb ebenso wie die gemessenen Bruchlasten durch Reibungseinflüsse verfälscht sein.

CARDER/MURRAY/KRAWCZYK (1980) führten an einer 2 m hohen starren Betonwand mit lagenweise hinterfülltem schluffigem Ton Erddruckversuche durch. Die Ergebnisse wurden dann nur mit dem konventionell berechneten Erddruck verglichen. Weder das Scher- und Bruchverhalten noch ein Vergleich mit den aus Laborversuchen gewonnenen Bodenparametern wurden näher untersucht. Ebenfalls über Modellversuche berichteten ISHIHARA/MATSUZAWA/UMEBAYASHI (1977). Der Modellkörper war 200 cm lang und breit, ca. 60 cm hoch und diente Erdwiderstandsversuchen an künstlich vorbelastetem, weichem Tonboden, welcher mit einer 32 cm hohen beweglichen Wand belastet wurde. Insgesamt wurden 5 Erdwiderstandsversuche durchgeführt und mittels Plastizitätstheorie nachgerechnet. Als Ergebnis ergab sich eine Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung bei Ansatz von $2/3 c_u$ bei Parallelverschiebung der Wand, dagegen bei Rotation der Wand für den vollen c_u -Wert. Kritisch zu beurteilen sind diese Versuche wegen des kleinen Modellmaßstabes hinsichtlich der Wandhöhe, nicht verwertbar für die eigenen Untersuchungen wegen der ausschließlichen Betrachtung der totalen Scherfestigkeit.

Das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart befaßt sich seit seinem Bestehen mit der Erforschung der Eigenschaften *gewachsener bindiger Böden*. Innerhalb der letzten zehn Jahre konnten dabei wiederholt wertvolle Erkenntnisse durch die Verknüpfung von bodenmechanischen Kenndaten, neuen Rechenmodellen und großmaßstäblichen Versuchen gewonnen werden.

So hatte KOBLER (1982) die Untersuchung des Grund- und Böschungsbruchs bei begrenzten Lastflächen im natürlich gewachsenen Lößlehm zum Ziel. Die konventionelle Nachrechnung der in situ festgestellten Grenzlasten mit der Grundbruchgleichung (DIN 4017) ergab zwar eine noch vertretbare Übereinstimmung, jedoch wurden bei höheren Kohäsionswerten Abweichungen von bis zu 20% zur unsicheren Seite hin erhalten. Mit den Tafelwerten von PREGL et al. ließ sich dagegen eine bessere Übereinstimmung erzielen. Außerdem bestätigten bei den Belastungsversuchen von SMOLTZYK/SCHAD/ZOLLER (1985) an einer 5 m hohen und unter 80° durch einen vernagelten Bohlenverbau gesicherten Böschung die Form der freigelegten Gleitflächen die Annahmen der von GUSSMANN (1986) entwickelten Kinematischen Elemente-Methode. Bei der quantitativen Nachrechnung der in einem ähnlich aufgebauten Lößlehm durchgeführten

Versuche wurde hier jedoch eine erhebliche Diskrepanz zwischen Versuchsergebnis und Berechnung festgestellt. Mit den im Labor ermittelten Scherparametern wurde die Grenzbelastung doppelt so groß berechnet, als in den Versuchen gemessen. Dies lag vor allem an den hohen Kohäsionswerten von i.M. 60 kN/m^2 . Diese Untersuchungen enden daher auch mit der Fragestellung, welche Rechenwerte für die Kohäsion angesetzt werden dürfen und welche Kohäsionswerte sich tatsächlich aus Scherversuchen in situ ergeben. Weiter sind hier auch die großmaßstäblichen Erdwiderstandsversuche von SMOLTCZYK/WITTLINGER (1992) zu nennen, deren Auswertung die Mobilisierung des Erdwiderstandes beim natürlich gewachsenen Lößlehm zeigt. Diese Versuche wurden nach einem Vorschlag des Autors auf die in Kapitel 2 beschriebene Schüttung ausgedehnt, worauf im Laufe der Arbeit noch näher eingegangen wird.

Über eine interessante Probelastung mit einem ca. 1 m^2 großen Versuchsfundament ($208 \times 56 \text{ cm}$) mit 60 cm Einbindetiefe auf einem etwa zu 90% gesättigten Lehm berichtete WANOSCHEK (1969). Gemäß den beigefügten Klassifikationsversuchen handelte es sich dabei um einen steif bis halbfesten schluffigen Sand der Bodengruppe TL, dessen effektive Scherfestigkeit im Labor mit $\varphi' = 30^\circ$ und $c' = 20 \text{ kN/m}^2$ bestimmt wurde. Grund für die Durchführung dieser Probelastung war die Annahme der Beteiligten, daß das Verhalten des Baugrundes unter Belastung an den ungestört entnommenen Proben nicht zu beurteilen wäre, zumal seine Tragfähigkeit weitestgehend ausgenutzt werden sollte. Die Last wurde hier stufenweise aufgebracht, bis ca. 500 kN/m^2 nahmen die Setzungen proportional der Belastung zu ($s < 1 \text{ cm}$), im Umkreis des Fundamentes entstand eine Setzungsmulde ($s < 2 \text{ mm}$). Ab 600 kN/m^2 nahmen dann die Setzungen sehr rasch überproportional zu, neben dem Fundament begann der Boden sich zu heben. Der Grundbruch wurde bei einer Laststeigerung von 1200 kN/m^2 auf 1300 kN/m^2 und $8,5 \text{ cm}$ Fundamentsetzung festgestellt. Er war mit einer Bodenauflockerung um das Fundament verbunden, wobei allerdings kein Gleitkörper festgestellt wurde. Die gemessene Grenztragfähigkeit lag ca. 15% über der mit der Grundbruchgleichung unter Ansatz der Laborscherschfestigkeit ermittelten. Letztendlich abgeleitet wurde die Erkenntnis, daß vor allem auf bindigem Boden für die Bemessung einer Gründung nicht allein die Grenztragfähigkeit des Bodens maßgebend ist, sondern auch eine ausreichende Sicherheit gegen Fließverformungen im Boden vorhanden sein muß.

Offen bleibt somit, wie der Vergleich der aus Rückrechnung von Großversuchen zu verschiedenen Randwertproblemen gewonnenen Bodenparameter, wie z.B. Scherfestigkeit oder Verformbarkeit, mit denen aus Laborversuchen an Proben aus der Schüttung oder aus Laborverdichtung ausfällt. Angesichts geringer wissenschaftlicher Aussagen zu diesem Thema begnügt man sich in der Praxis mit der Annahme, daß auf künstlichen Schüttungen, die sachgemäß ausgeführt und verdichtet werden, uneingeschränkt gegründet werden darf.

1.2 Aufbau der Arbeit

Aus der Zielsetzung und dem daraus abgeleiteten Arbeitsprogramm ergibt sich folgender weiterer Aufbau der Arbeit.

In Kapitel 2 werden zunächst die Grundlagen des Versuchsmaterials zusammengestellt. Die geologische Entstehungsgeschichte des verwendeten Lößlehms wird aufgezeigt, die bodenphysikalischen Eigenschaften mitgeteilt und die Herstellung der Versuchsschüttung und deren Einbaukontrollen beschrieben.

Die Ermittlung der Laborscherfestigkeit aus Triaxialversuchen wird in Kapitel 3 ausgeführt. Hier werden die Probengewinnung und Probenherstellung erläutert, die Randbedingungen der durchgeführten triaxialen Versuchstechnik dargelegt, die Einzelergebnisse mitgeteilt und deren Einflußgrößen kritisch beleuchtet.

Die großmaßstäblichen Traglastversuche zur Ermittlung der Feldscherfestigkeit (Grundbruchversuche und Böschungsversuche) sind in Kapitel 4 ausgeführt. Es werden die Versuchseinrichtung und verwendete Meßtechnik, die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsergebnisse im einzelnen beschrieben. Der entscheidenden Frage der Grenzlastbestimmung wird hierbei ein gesonderter Abschnitt gewidmet.

Die numerische Betrachtung der Versuchsergebnisse wird in Kapitel 5 vorgenommen. Die Nachrechnung der festgestellten Bruchtypen wird vorwiegend mit der Kinematischen-Elemente-Methode (KEM) durchgeführt. Anhand von Vergleichsberechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode, der Plastizitätstheoretischen Methode und nach DIN 4017 werden die Ergebnisse bewertet.

In Kapitel 6 werden die geomechanischen Eigenschaften bindiger Schüttstoffe aus der vergleichenden Beurteilung der Versuchsergebnisse abgeleitet. Abhängigkeiten der Scherfestigkeit von der Bodenstruktur, der Verdichtung sowie zeitabhängige Einflußfaktoren werden aufgezeigt, und in Abhängigkeit der Einbaubedingungen können charakteristische Kohäsionswerte angegeben werden. Letztendlich werden die wesentlichen Untersuchungserkenntnisse für baupraktische Anwendungen zusammengefaßt.

Eine kurze Zusammenfassung sowie ein Ausblick auf künftige Forschungsaktivitäten folgt in Kapitel 7. Das Verzeichnis der verwendeten Literatur und ein Anhang mit wesentlichen Versuchsergebnissen im Detail schließen die Arbeit ab.

2 Versuchsboden; Schüttung

2.1 Versuchsgelände; Geologie

Neben der ungestörten Nutzungsmöglichkeit eines Versuchsgeländes über mehrere Jahre waren für dessen Auswahl folgende Kriterien maßgebend:

- Die Schüttung sollte unter Erdbaubedingungen hergestellt und verdichtet werden, d.h. aus Gründen der Wirtschaftlichkeit war das Vorhandensein von Erdbaugeräten in unmittelbarer Nähe des Versuchsgeländes zwingend erforderlich.
- Der Versuchsboden sollte vor Ort anstehen und hinsichtlich seiner stofflichen Klassifikation den Anforderungen einschlägiger Erdbaurichtlinien (z.B. DVWK-Merkblatt "Hochwasserrückhaltebecken", GDA-Empfehlungen, ZTVE-StB) entsprechen.
- Der natürliche Wassergehalt sollte sich im Bereich des optimalen Proctorwassergehaltes befinden, um bei der Verdichtung ohne besondere Zusatzmaßnahmen 100 % der einfachen Proctordichte erreichen zu können.

2.1.1 Versuchsgelände

Erfahrungen aus früheren Forschungsvorhaben hatten gezeigt, daß die o.g. Anforderungen vorwiegend in ehemaligen Ziegeleien oder Steinbrüchen zu realisieren waren. Nachdem die Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH & Co. in Talheim bei Heilbronn (Baden-Württemberg) bereits in den Jahren 1987 bis 1990 ein Teilgebiet für Forschungszwecke zur Verfügung gestellt hatte (SMOLTZYK/WITTLINGER, 1992) und der anstehende Boden für die Aufgabenstellung geeignet erschien, wurde vom Autor der bestehende Pachtvertrag verlängert. Das große Engagement des Betreibers ermöglichte weiter eine variable Nutzung von Großgeräten wie Radlader, Bagger und Walzen. Dadurch konnten die geplante Schüttung trotz begrenzter finanzieller Möglichkeiten

unter realen Erdbaubedingungen hergestellt und gleichzeitig die notwendigen wissenschaftlichen Begleituntersuchungen vorgenommen werden.

Bild 2.1 zeigt die Lage des Versuchsgeländes. Ergänzend hierzu sind im Anhang 1 (Bilder A1 und A2, S. 125) der zugehörige Ausschnitt aus der Geologischen Karte sowie eine detaillierte Lage des Geländes im Steinbruch beigefügt. Die geodätischen Daten des Versuchsgeländes sind:

Tk 25: 6821 Heilbronn;
 R ~ 3513250 / H ~ 5440800;
 h ~ 188,0 mNN (= Gelände).

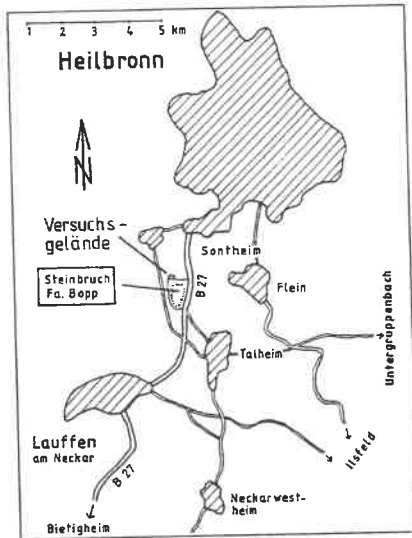


Bild 2.1: Lage des Versuchsgeländes

2.1.2 Geologische Situation

Da die Festigkeitseigenschaften des untersuchten Bodens auch maßgeblich von dessen geologischem Werdegang beeinflusst bzw. bestimmt werden, ist es notwendig, die geologischen Grundlagen des Versuchsbodens vorab näher zu beschreiben. Damit soll gleichzeitig zum Ausdruck gebracht werden, daß zum bodenmechanischen Verständnis insbesondere bindiger Böden wir mit einer ingenurgeologischen Betrachtung der Wirklichkeit oft näher kommen, als nur mit der uns Ingenieuren eigenen zahlen- und formelmäßigen Denkweise.

Gemäß der Geologischen Karte und den zugehörigen Erläuterungen (WILD, 1968) konnte im Bereich des Steinbruches vereinfacht von einem dreischichtigen Aufbau ausgegangen werden:

- Zuoberst liegt in einer Mächtigkeit von ca. 5 bis 10 m Löß und Lößlehm, an der Basis mit Einlagerungen von Hochterrassenschotter. Aufgrund der petrographischen und geotechnischen Unterschiede dieser Böden wird hierauf später noch genauer eingegangen.
- Darunter folgt Lettenkeuper (ku) mit einer Mächtigkeit von ca. 3 bis 5 m. Hierbei handelt es sich um eine Folge von meist grauen und graugrünen oft blättrigen Tonen, Tonmergeln mit grauen bis gelblichen Dolomitbänken

und feinkörnigen, tonigen Sandsteinen.

- Den tieferen Untergrund bilden die ca. 70 bis 80 m mächtigen Festgesteine des Oberen Muschelkalks (mo²) in Form von dickbankigem, kristallinem Kalk und plattigem Blaukalk mit dünnen Tonmergellagen. Diese Schicht stellt den Rohstoff für den Steinbruchbetrieb dar, welcher je nach Bedarf zu Gesteinsmehl, Splitt und Schotter bis hin zu Wasserbausteinen verarbeitet wird.

Die Deckschichten aus Löß und Lößlehm werden beim Steinbruchbetrieb als Abraum bezeichnet und wurden früher dort bei Rückverfüllungen verwendet. Durch den gestiegenen Bedarf an bindigem Boden für z.B. Basisabdichtungen bei Deponien oder im Dammbau für Hochwasserrückhaltebecken hat dieses bisher für den Steinbruchbetrieb aus wirtschaftlicher Sicht wertlose Material zunehmend an Bedeutung gewonnen. Das im folgenden näher beschriebene Material war auch im Hinblick auf die ausreichend anstehende Mächtigkeit ideal für die beabsichtigten wissenschaftlichen Untersuchungen.

2.1.3 Löß und Lößlehm

Eine ausführliche Beschreibung der geologischen, petrographischen und geotechnischen Grundlagen über Löß ist im Standardwerk von SCHEIDIG (1934) zu finden. Diese Erkenntnisse wurden von FEESER (1975) nach dem neuesten Stand der Lößforschung ergänzt und in einer geschlossenen Darstellung unter besonderer Berücksichtigung des nordwürttembergischen Raumes vorgelegt.

Danach ist grundsätzlich zwischen Primär- und Sekundärlöß zu unterscheiden, obwohl dies in Geologischen Kartenwerken i.a. nicht der Fall ist.

Unter Primärlöß ist der "echte Löß" zu verstehen, der fälschlicherweise oft als "Lehm" bezeichnet wird. Dieser Löß ist ein gelbbraunes bis gelbgraues poröses und sehr feinkörniges Sediment äolischen, d.h. durch Windwirkung zustande gekommenen Ursprungs. Die drei Hauptbestandteile von Löß sind Quarz (ca. 60 - 80 %), Feldspat (ca. 10 - 20 %) und Kalk (ca. 10 - 20 %). Bodenmechanisch ist er als schwach toniger, schwach feinsandiger Schluff mit einer geringen Plastizität anzusprechen. Durch den Mangel an bindigen Tonfraktionen ist er mürbe. Als Sediment besitzt Löß ein durchaus ausgeprägtes Gefüge, gekennzeichnet durch vertikale Röhrenstrukturen, die ihm im Zusammenhang mit der verkittenden Wirkung des hohen Kalkanteils trotz geringer allgemeiner Strukturfestigkeit die Festigkeit verleiht, hohe wandartige steile Böschungen zu bilden. Diese Standfestigkeit konnte auch im Versuchsgelände beobachtet werden (s. Bild 2.2).



Bild 2.2: Typische Lößwand im Steinbruch (ca. 15 bis 20 m hoch)

Mit Ablagerung des Lösses als Primärlöß ist die geologische Geschichte dieses Lockergesteines jedoch nicht beendet. Im Laufe der Zwischen- und Nacheiszeit unterlag der Löß weiteren zahlreichen Veränderungen. Dieser durch Umlagerung und Umbildung entstandene Boden wird als Sekundärlöß bezeichnet. Durch die lösende Wirkung der Niederschlagswässer wird der Löß entkalkt. Durch diese Entkalkung und die Umwandlung des Feldspates zu Tonmineralien entsteht das Verwitterungsprodukt des Lösses, der Lößlehm, auf den sich diese Arbeit ausschließlich beschränken wird.

Die Verlehmung des Löß zu Lößlehm ist stets mit einer Verbraunung durch Umbildung von Eisenhydroxyd verbunden, was dem Lößlehm seine typische dunkelbräunliche bis rötlichbraune Farbe verleiht. Bodenmechanisch ist er als toniger bis stark toniger, schwach feinsandiger bis sandiger Schluff einzustufen, gekennzeichnet durch eine geringe Porosität und ein plastisches Verhalten. Eine detaillierte Klassifizierung des verwendeten Lößlehms wird in Abschnitt 2.4 vorgenommen.

Während der Löß zu seiner Entstehung ein niederschlagsarmes, ausgesprochen kaltes Klima voraussetzt, deuten die Verwitterungsböden auf Warmzeiten hin. Eine genaue Unterteilung des nordwürttembergischen Lösses im Hinblick auf durchgreifende Klimaveränderungen wurde von FREISING (1949) vorgenommen. Im [Anhang 1](#) (Bild A5, S. 128) ist daraus ein typisches Lößprofil der Ziegeleigrube in Heilbronn-Böckingen, ca. 3 km nördlich des Versuchsgeländes, dargestellt. Diese detaillierte

Gliederung war für die Auswahl eines homogenen Versuchsbodens von wesentlicher Bedeutung.

Zusammengefaßt befindet sich geologisch die Entstehungszeit des Lösses und Lößlehms im Quartär, und zwar in der Epoche des Pleistozän. In der nachfolgenden Epoche des Holozän sedimentierten keine weiteren Deckschichten mehr; hier fanden allenfalls noch Verwitterungs- und Umlagerungsvorgänge statt. Ebenso muß im vorliegenden Untersuchungsgebiet eine Gletscherbedeckung ausgeschlossen werden. Daher wurde der Löß und Lößlehm niemals geologisch vorbelastet, d.h. im Sinne der Bodenmechanik stellen diese Schichten einen normal- bzw. erstverdichteten Boden dar.

2.2 Eignungsuntersuchungen

Um für die geplante Schüttung Bodenmaterial aus einer homogenen Schicht zu gewinnen, wurden im ca. 20 x 25 m großen Versuchsgelände in Rasterpunkten 12 Schlitzsondierungen niedergebracht und gestörte Proben für Klassifikationsversuche im Labor entnommen. Ergänzend sind zur Erkundung der Deckschichtmächtigkeit 9 Rammsondierungen mit der mittelschweren Rammsonde ausgeführt worden. Weiter wurden in angelegten Schürfen Materialproben für Proctorversuche sowie Sonderproben der Klasse 1 gemäß DIN 4021 entnommen.

2.2.1 Versuchsboden

Die mit einer Mächtigkeit von ca. 4 m erkundeten Eiszeitlichen Deckschichten besitzen entsprechend der ingenieurgeologischen Ansprache einen dreischichtigen Aufbau:

- Zuoberst liegt bis in eine Tiefe von 1 m *Löß*, ein schwach toniger bis toniger, feinsandiger, kalkhaltiger Schluff.
- Darunter folgt mit einer Mächtigkeit von ca. 1,7 m *Lößlehm*, ein tonig bis stark toniger, schwach feinsandiger, weitestgehend entkalkter Schluff.
- Die Basis des erkundeten Schichtpaketes bilden *Umlagerungsböden* (sog. Hochterrassenschotter), zusammengesetzt aus stark schluffigem, tonig bis stark tonigem Sand mit zur Tiefe hin zunehmend eingelagerten Sand- und Kalksteinbröckchen (Kieskornfraktion).
- Den tieferen Untergrund bilden die im Kap. 2.1.2 beschriebenen harten, unverwitterten Festgesteine des Oberen Muschelkalks. Die erwarteten Schichten des Lettenkeupers wurden im Bereich des Versuchsgeländes nicht angetroffen.

Die ersten Laboruntersuchungen zeigten bereits, daß der anstehende Löß und die Umlagerungsböden den in Kapitel 2.1 gestellten Forderungen nicht entsprachen, und der in ausreichender Mächtigkeit anstehende Lößlehm sich als ideal homogenes und einheitliches Bodenprofil für die vorgesehenen Untersuchungen erwies.

2.2.2 Laborprogramm

In Anlehnung an die GDA-Empfehlungen zu geotechnischen Eignungsprüfungen wurde die bodenmechanische und erdbautechnische Eignung des vorgesehenen Versuchsbodens durch

- bodenphysikalische Klassifizierung
- erdbautechnische Einbaukriterien (Bearbeitbarkeit)
- bodenmechanisches Verhalten nach dem Einbau

geführt. Die im einzelnen durchgeführten Labor- und Feldversuche, jeweils vor, während und nach der Herstellung der Schüttung, sind aus den nachfolgenden tabellarischen Zusammenstellungen auf den Seiten 21, 24 sowie 27 bis 29 ersichtlich. Die Versuche wurden jeweils nach den aktuellen gültigen Normvorgaben durchgeführt.

Um bei der Vielzahl der Untersuchungen und verschiedenen Einbaubedingungen eine klare Sprache zu erhalten, werden an dieser Stelle folgende Abkürzungen eingeführt:

- NVD: Natürlich anstehender, als Versuchsboden verwendeter Lößlehm
→ NaturVerDichtet
- FVD: In situ künstlich verdichteter Lößlehm, eingebautes Schüttmaterial
→ FeldVerDichtet
- LVD: Im Labor im Proctortopf verdichteter Lößlehm, Proctorproben
→ LaborVerDichtet.

Für bodenmechanisch interessierte Leser sind die Ergebnisse der Laboruntersuchungen der nicht verwendeten Bodenschichten Löß und Umlagerungsböden statistisch aufbereitet und im Anhang 2 (S. 129) zusammengestellt.

Die Ergebnisse der Eignungsuntersuchungen des verwendeten Versuchsbodens werden in Kapitel 2.4 erläutert.

2.3 Schüttung und Verdichtung

Der Umfang der geplanten Schüttung wurde im Hinblick auf die Anzahl und Abmessungen der vorgesehenen Grundbruchversuche festgelegt. Zusätzlich wurde ein Bereich ausgewiesen, um nach einem Vorschlag des Autors auch Erdwiderstandsversuche in der Schüttung durchführen zu können (SMOLTCZYK/WITTLINGER, 1992).

Da der Erdbau insbesondere mit dem verwendeten Lößlehm stark witterungsabhängig ist, erwies sich auch im Hinblick auf die angetroffene Baugrundsituation und notwendige Entwässerungsmaßnahmen (Ableitung von Tagwasser) ein Aushub und Tieferlegen des Schüttplanums unterhalb der natürlichen Geländeoberfläche als baupraktisch zweckmäßig. Gleichzeitig mit der Verkürzung von Transportwegen wurde dadurch ein Widerlager im natürlich gewachsenen Baugrund für die Erdwiderstandsversuche geschaffen.

Um das Schüttplanum sowie jede fertige Schüttlage nach Lage, Höhe, Neigung und Ebenflächigkeit geodätisch vermessen zu können, wurde vorab das gesamte Versuchsgelände durch Errichtung eines Lage- und Höhenfestpunktes in das System der Landeskoordinaten (Gauss-Krüger Koordinatennetz) eingebunden. Bild A3 in Anhang 1 (S. 126) zeigt das Schüttplanum im Grundriß und Querschnitt. Darin eingezeichnet ist das während des Schüttvorganges gleichbleibende Meßraster zur Kontrolle der Einbaudicken und Lage der Probenentnahmestellen.

Die gezielte Oberflächenentwässerung jeder Schüttlage konnte mit einem planmäßigen Gefälle von i.M. 2,5 % in Richtung des im Südosten des Versuchsgeländes hergestellten Pumpensumpfes, bestehend aus mit Filterkies ummantelten begehbaren Schachtringen DN 100, erreicht werden.

2.3.1 Herstellung; Geräte

Insgesamt sind für die Herstellung der Versuchsschüttung ca. 2.500 m³ Bodenmaterial bewegt worden, wobei ca. 1.000 m³ auf den Voraushub und ca. 1.500 m³ auf die Schüttung selbst entfielen. Dabei wurden zum Lösen ein Tieflöffelhydraulikbagger (Typ Cat 245), zum Laden und Transport Radlader (Typ Cat 950 und Cat 980), zum Einebnen des Schüttmaterials sowie Profilieren der Rohplanie eine Planierdraupe (Typ Cat D6) und zum Verdichten eine RAMMAX Vibrations-Grabenwalze RW 2200-SL mit folgenden wesentlichen technischen Daten eingesetzt:

- Max. Verdichtungskraft: 65.000 N
- Einsatzgewicht: 2.200 kg

- Arbeitsgeschwindigkeit: 0 - 20 m/min.
- max. Tiefenwirkung: 70 cm

Nach Angaben des Walzenherstellers sind das Eigengewicht und die Vibration so aufeinander abgestimmt worden, daß vor allem bei bindigen Böden eine optimale Verdichtungsleistung erreicht wird. Dieser Walzentyp wird in der Baupraxis vor allem im Kanalbau, Rohrleitungsbau, Straßenunterbau und bei Bauwerkshinterfüllungen bevorzugt eingesetzt und war das einzige Gerät, welches uns unabhängig vom Fuhrparkbetrieb zur Verfügung stand. Die leichte Handhabung und Einsatzfreudigkeit des Gerätes erwies sich jedoch als vorteilhaft, so daß die Verdichtung der einzelnen Schüttlagen in Eigenleistung durchgeführt werden konnte.

Eine Homogenisierung des Schüttmaterials durch Fräsen war aus finanzieller Sicht nicht zu realisieren. So ergab sich beim Einbau die im allgemeinen Erdbau übliche "Krümelstruktur". Der Einsatz einer Fräse verbessert die Einbaueigenschaften, trägt zur Homogenisierung von Materialien verschiedener Entnahmestellen bei und ermöglicht die Einstellung des erforderlichen Wassergehaltes. Dabei sollen vorwiegend geringere Durchlässigkeitswerte der eingebauten Schichten erzielt werden. Diese im Deponiebau übliche Forderung war jedoch bei den vorliegenden Untersuchungen nicht von Bedeutung, zumal homogenes Material einer Bodenschicht mit optimalem Verdichtungswassergehalt zur Verfügung stand.

Die beiden ersten Einbaulagen wurden dahingehend untersucht, den Einfluß der Anzahl der Verdichtungsübergänge im Zusammenhang mit der Schüttdicke auf die erreichbare Trockendichte festzustellen. Es zeigte sich, daß nach einem statischen Einsatz zur möglichst flachwelligen Einebnung der Schüttoberfläche der geforderte Verdichtungsgrad von 100 % der einfachen Proctordichte nach 6 bis 8 dynamischen Walzübergängen erreicht wurde. Weitere Übergänge brachten tendenziell eher schlechtere Verdichtungswerte. Dabei wurde mit der o.g. mittleren Fahrgeschwindigkeit gefahren und die planmäßig vom Hersteller vorgegebene Frequenz eingestellt. Die erfahrungsgemäß festgelegte mittlere, lockere Einbaudicke von i.M. 35 cm erwies sich als zutreffend. Die nach jeder Einbaulage durchgeführten Setzungsmessungen ergaben eine Verdichtung um etwa 30 % aus dem lockeren in den verdichteten Zustand, d.h. die verdichtete Einbaudicke betrug i.M. 25 cm.

Die Schüttung wurde im Mai 1990 vollständig hergestellt. Auf Grund der günstigen Witterungsverhältnisse konnte pro Arbeitstag eine Einbaulage einschließlich Verdichtungskontrollen fertiggestellt werden. Insgesamt wurden 15 Lagen kontrolliert eingebaut. Die versuchstechnisch maßgebende Gesamtmächtigkeit der Schüttung betrug im Bereich der vorgesehenen Grundbruchversuche 2,5 m und im Bereich der Erdwider-

standsversuche 3,3 m. Als Schutz gegen Witterungseinflüsse (z.B. Frost) wurde die mit der späteren Versuchsebene identische Schüttoberfläche mit ca. 50 cm verdichtetem bindigem Bodenmaterial überschüttet.

Im Anhang 8.1 (S. 182) sind wesentliche Arbeitsschritte des Schüttvorganges fotodokumentiert.

2.3.2 Verdichtungskontrollen

Für die Dichte- und Wassergehaltsbestimmungen zur Ermittlung der beim Einbau erzielten Lagerungsdichte sowie für Klassifikationsversuche und Kontrolle der mechanischen Eigenschaften wurden aus jeder Schüttlage rasterförmig Proben der Klasse 1 nach DIN 4021 (mittels Entnahmezylinder \varnothing 100 mm, $h = 120$ mm) entnommen. Insgesamt wurden 146 Dichtekontrollen durchgeführt, d.h. je 10 m^3 Einbaumaterial eine Dichteprobe. Darüber hinaus sind zur Bestimmung der Proctordichte und des optimalen Verdichtungswassergehaltes aus jeder Lage Rückstellproben der Klasse 3 gemäß DIN 4021 entnommen worden.

Die Ergebnisse der Verdichtungskontrollen einschließlich abgeleiteter Kenngrößen sind im Anhang 3 (S. 132) zusammengestellt und statistisch ausgewertet.

Die Überprüfung der Verdichtbarkeit des Einbaumaterials durch insgesamt 11 Proctorversuche ergaben zusammengefaßt folgende charakteristische Größen:

Statistische Werte (11 Versuche)	einfache Proctordichte ρ_{Pr} [t/m^3]	opt. Einbau- wassergehalt w_{Pr} [%]
Mittelwert	1,76	16,6
Standardabweichung	0,02	0,80
min ρ_{Pr} / max w_{Pr}	1,71	18,5
max ρ_{Pr} / min w_{Pr}	1,79	15,6

Tabelle 2.1: Ergebnis der Proctorversuche

Die Bandbreite der Proctorversuche mit den in der Schüttung erreichten Trockendichten lassen sich im Proctordiagramm darstellen und bewerten (Bild 2.3). Danach wurde der angestrebte Verdichtungsgrad von 100 % der einfachen Proctordichte im wesentlichen erreicht. Die Streuung der erzielten Trockendichten entspricht erfahrungsgemäß der im Erdbau üblichen Streubreite. Der mittlere Sättigungsgrad der Schüttung betrug nach

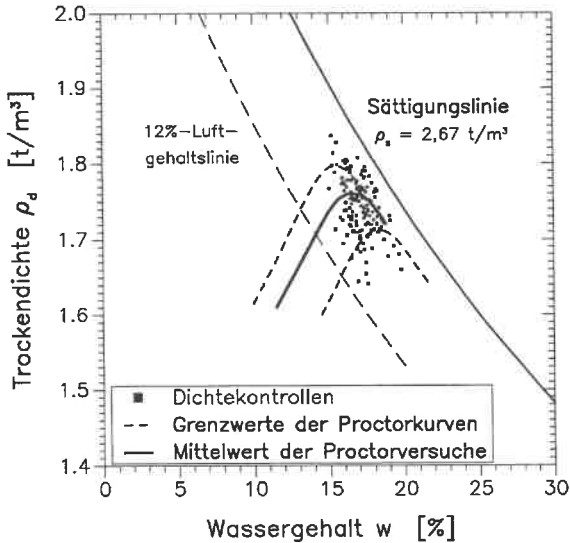


Bild 2.3: Proctorkurven mit Dichtekontrollen

dem Einbau ca. 86 %. Der Luftporengehalt liegt im Mittel bei 5 % und überschreitet im Einzelfall nie die Forderung von $n_a \leq 12$ %.

2.3.3 Rammsondierungen

Zur Überprüfung der Homogenität der fertiggestellten Schüttung sowie im Zusammenhang mit der Herstellung der Ankerbohrungen (Kapitel 4.2) wurden leichte, mittel-schwere und schwere Rammsondierungen gemäß DIN 4094 niedergebracht.

Die Ergebnisse dieses indirekten Baugrundaufschlußverfahrens unterliegen einer Vielzahl von Einflußgrößen, deren Auswirkungen nicht ohne weiteres bestimmbar sind. Insbesondere bei bindigen Böden scheitert eine quantitative Beurteilung der Ergebnisse hinsichtlich bodenmechanischer Kenngrößen oder Tragfähigkeitseigenschaften an unbekanntem Größen wie z.B. Porenwasserdruckaufbau unter der Sondenspitze infolge aufgebrachtener Schlagenergie oder dem Einfluß der Mantelreibung am Sondiergestänge. Dennoch können die Sondierergebnisse qualitativ zur Beurteilung von Schichtgrenzen und zur Kontrolle eines gleichmäßigen Aufbaus der Schüttung herangezogen werden, da die Baugrundverhältnisse bekannt sind.

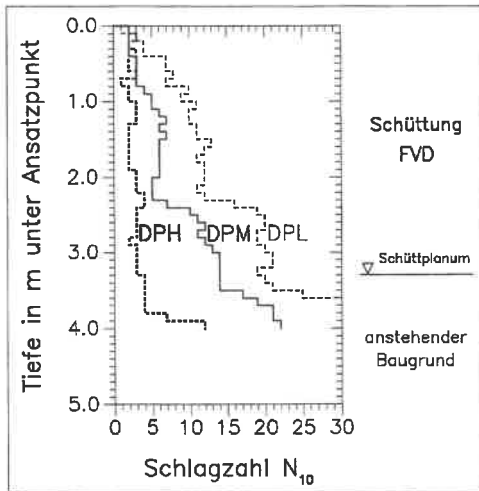


Bild 2.4: Rammsondierergebnisse in der Schüttung FVD

Bild 2.4 zeigt eine vergleichende Darstellung der mittleren Schlagzahlen der eingesetzten Sondentypen und verdeutlicht die Zunahme des Eindringwiderstandes durch Mantelreibungseffekte beim Einsatz der leichten und mittelschweren Rammsonde.

Zusammengefaßt kann die Herstellung der Versuchsschüttung als praxisgerecht und den erdbautechnischen Anforderungen entsprechend ordnungsgemäß beurteilt werden. Eine wesentliche Grundlage für die weiteren wissenschaftlichen Untersuchungen war somit erfolgreich getätigt.

2.4 Geomechanik des Versuchsbodens

Um einen umfassenden Überblick über die Materialeigenschaften des Versuchsbodens zu erhalten, wurden Proben für Eignungsuntersuchungen sowie Dichtekontrollen während der Traglastversuche entnommen und nach Vorgaben im Labor des Instituts Klassifikationsversuche durchgeführt. Ebenso wurde das Festigkeits- und Verformungsverhalten untersucht.

Bereits vorhandene, nachvollziehbare Untersuchungen (SMOLTCZYK/WITTLINGER, 1992) wurden vom Autor zugeordnet und neu bewertet. Die Ergebnisse aller Untersuchungen sind statistisch ausgewertet und nachfolgend zusammengestellt. Soweit erforderlich, wurde eine nach Herstellungs- bzw. Entstehungsart getrennte Betrachtung (Schüttung FVD / Lößlehm NVD) vorgenommen. Aufgrund der Bedeutung der Festigkeitsermittlung als Eingangsgrößen bei der Nachrechnung der Traglastversuche sind die Laborversuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit in einem gesonderten Abschnitt (Kapitel 3) zusammengestellt und erläutert.

2.4.1 Bodenphysikalische Klassifizierung

Die Ergebnisse der Klassifikationsversuche sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt. Bild 2.5 zeigt die Bandbreite der *Kornverteilungen* des natürlich gewachsenen Lößlehms (NVD) im Bereich des Versuchsgeländes. Die Verringerung dieser Bandbreite, graphisch dargestellt durch das Körnungsband des Schüttmaterials FVD (Bild 2.6), bestätigt die gezielte und sorgfältige Entnahme aus einer homogenen Bodenschicht. Danach handelt es sich bei dem als Versuchsboden verwendeten Lößlehm um einen tonig bis stark tonigen, feinsandigen bis sandigen Schluff.

Lößlehm		Anzahl Versuche	Mittel- wert	Standard- abweich.	min. Wert	max. Wert
Wassergehalt	w_n [%]	239	17,4	1,5	14,2	20,9
Fließgrenze	w_L [%]	90	34,9	2,9	30,1	43,5
Ausrollgrenze	w_P [%]	90	14,8	1,1	11,7	18,2
Plastizitätszahl	I_P [%]	90	20,0	2,6	15,9	27,8
Konsistenzzahl	I_C [-]	90	0,91	0,08	0,68	1,13
Tongehalt	[%]	94	23	5	13	34
Aktivitätszahl	I_A [-]	90	0,9	0,2	0,7	1,4
Schrumpfgrenze	w_S [%]	15	13,8	1,1	11,9	16,2
Kalkgehalt	V_{Ca} [%]	75	1,8	1,1	0,1	4,9
Glühverlust	V_{gl} [%]	20	3,3	0,5	2,0	3,9
Wasseraufnahme	w_A [%]	10	50,0	3,9	44,0	58,0
Korndichte	ρ_s [t/m ³]	44	2,67	0,03	2,58	2,72

Tabelle 2.2: Bodenphysikalische Kennwerte des Versuchsbodens

Die *Zustandsgrenzen* und die daraus abgeleitete Plastizität lassen sich im Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE darstellen und beurteilen (Bilder 2.7 und 2.8). Nach DIN 18196 ist der verwendete Lößlehm als leicht- bis mittelplastischer Ton (Bodengruppen TL und TM) zu klassifizieren. Die getrennte Darstellung verdeutlicht die relativ große natürliche Streuung der Plastizität im Bereich des Versuchsgeländes (Lößlehm NVD).

Nach der mittleren Konsistenzzahl von $I_C = 0,9$ ist der Lößlehm sowohl im natürlich gewachsenen Zustand als auch in der Schüttung als *steif* anzusprechen.

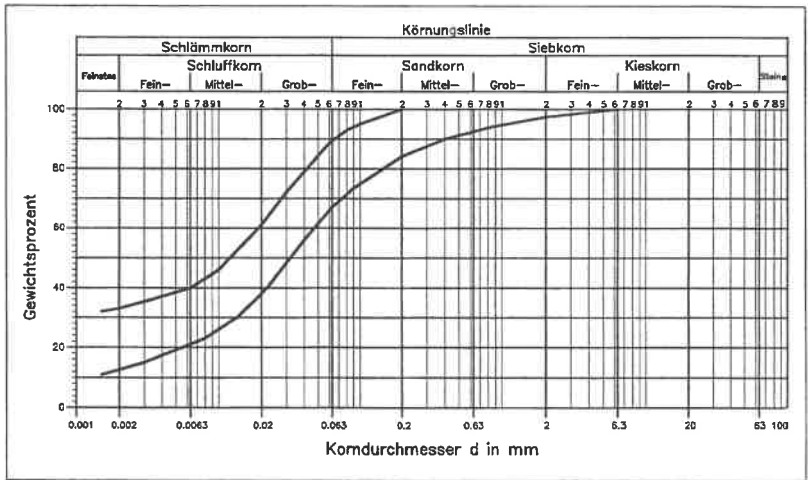


Bild 2.5: Kornverteilungsbreite Lößlehm NVD (45 Analysen)

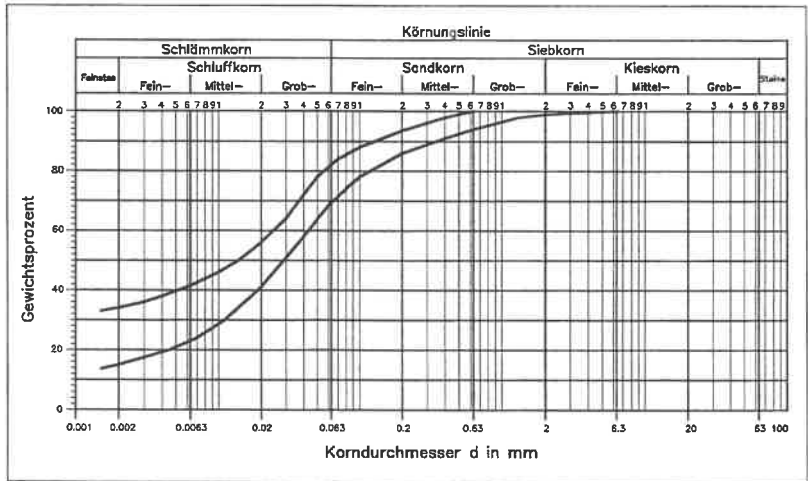


Bild 2.6: Kornverteilungsbreite Schüttung FVD (49 Analysen)

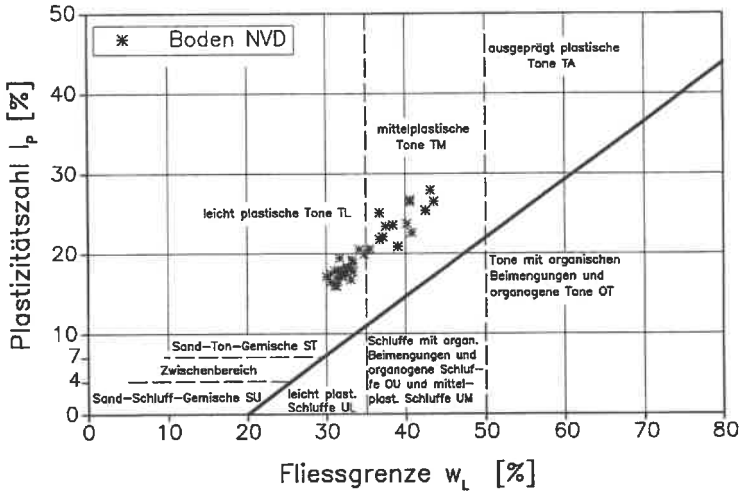


Bild 2.7: Plastizitätsdiagramm Lößlehm NVD

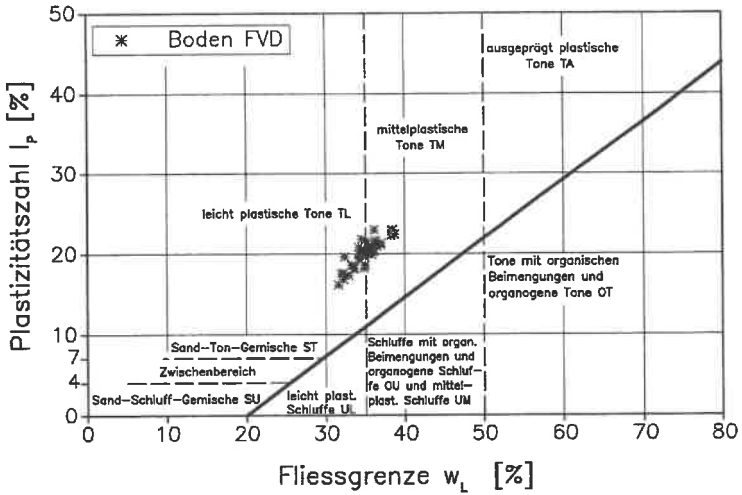


Bild 2.8: Plastizitätsdiagramm Schüttung FVD

Der *Kalkgehalt* des Versuchsbodens wurde an ca. 2/3 der untersuchten Proben überprüft und bestätigt mit einem Mittelwert von $V_{Ca} = 1,8 \%$ die weitgehende Entkalkung von Löß zu Lößlehm.

Der Wassergehalt an der *Schrumpfgrenze* w_s wurde stichprobenartig an 15 Proben bestimmt. Danach ist im Mittel mit Volumenkonstanz bei 13,8 % zu rechnen, ca. 1 % unter dem Wassergehalt an der Ausrollgrenze.

Die statistische Auswertung des durch Sedimentation ermittelten *Tongehaltes* ergab ein Mittelwert von 23 % bei einer Standardabweichung von 5 %. Einen ersten Hinweis auf die mineralogische Zusammensetzung dieser Tonfraktion liefert das *Wasseraufnahmevermögen* w_A , welches i.M. mit 50 % ermittelt wurde. Als Vergleichswerte sind Quarzmehl ($w_A = 30 \%$) und Kaolin ($w_A = 80 \%$) zu nennen. Ein weiteres qualitatives Indiz auf den Gehalt an aktiven Tonmineralen liefert die *Aktivitätszahl*. Diese abgeleitete Größe schwankt zwischen $0,7 \leq I_A \leq 1,4$ bei einem Mittelwert von $I_A = 0,9$. Dies entspricht nach SKEMPTON (1953) einem "normal" aktiven Material. Die Ergebnisse durchgeführter mineralogischer Untersuchungen werden in Kapitel 2.4.3 mitgeteilt.

Die für Berechnungen zur Bestimmung des Bodeneigengewichts maßgebende *Lagerungsdichte* wurde mit Hilfe des Ausstechzylinder-Verfahrens ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 2.3 zusammengestellt. Als Eingangsgrößen für die numerischen Untersuchungen (Kapitel 5) werden, unter Berücksichtigung der Fallbeschleunigung g sowie der Verdichtungskontrollergebnisse, folgende Ansatzwerte festgelegt:

$$\text{Schüttung FVD: } \gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lößlehm NVD: } \gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

LAGERUNGSDICHTEN Feucht- / Trockendichte	Schüttung FVD		Lößlehm NVD	
	ρ [t/m ³]	ρ_d [t/m ³]	ρ [t/m ³]	ρ_d [t/m ³]
Anzahl der Versuche	49		33	
Mittelwert	2,03	1,74	1,90	1,64
Standardabweichung	0,06	0,05	0,07	0,06
minimaler Wert	1,90	1,63	1,74	1,50
maximaler Wert	2,11	1,83	2,06	1,78

Tabelle 2.3: Lagerungsdichten der Versuchsböden

Zur Ermittlung abgeleiteter Kenngrößen wie z.B. Porenzahl, Luftporengehalt oder Sättigungsgrad wurden an insgesamt 44 Proben die *Korndichte* bestimmt. Der Mittelwert von $\rho_s = 2,67 \text{ t/m}^3$ liegt den weiteren Berechnungen zugrunde.

Im Hinblick auf die Eignung des Versuchsmaterials als mineralische Dichtungsschicht wurde zusätzlich die *Durchlässigkeit* an Ausstechzylinderproben im Standrohr mit fallender Druckhöhe (hydraulisches Gefälle $i = 30$) ermittelt. Die Ergebnisse sind

- Lößlehm NVD: $k_f = 5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$
- Schüttung FVD: $k_f = 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ ($D_{Pr} = 100 \%$).

2.4.2 Verformungsverhalten

Zur Beurteilung der Steifigkeit bzw. des Verformungsverhaltens der Versuchsböden wurden im Labor an entnommenen Proben Oedometerversuche ($\varnothing 70 \text{ mm}$; $h = 14 \text{ mm}$) sowie vor Ort Plattendruckversuche ($\varnothing 300 \text{ mm}$) durchgeführt. Die aus jeweils vier Oedometerversuchen gemittelten Steifemoduln sind in Tabelle 2.4 zusammengestellt.

STEIFEMODULN in $[\text{MN/m}^2]$	Spannungs- bereich	Schüttung FVD	Lößlehm NVD
Erstbelastung E_{s1}	0,05 - 0,1	6,03	6,36
	0,1 - 0,2	9,60	7,69
	0,2 - 0,4	12,8	9,44
	0,4 - 0,8	26,8	15,7
Wiederbelastung E_{s2}	0,05 - 0,1	12,8	19,7
	0,1 - 0,2	26,2	28,5
	0,2 - 0,4	40,4	37,8

Tabelle 2.4: Ergebnis der Oedometerversuche
(Mittelwerte aus jeweils 4 Proben)

Die Plattendruckversuche wurden nach DIN 18134 durchgeführt, jedoch bewußt nicht gemäß der aktuell gültigen Fassung vom Januar 1993. Die Verformungen sind nach dem sogenannten Drei-Punkt-Meßverfahren gemessen worden; als Kriterium für Laststeigerungen waren Setzungsänderungen von $\leq 0,02 \text{ mm/min}$. maßgebend (vgl. Vornorm 07/76). Begründet wird dieses Vorgehen mit der Tatsache, daß für das neu eingeführte Zeitkriterium von 2 min. bis zur nächsten Laststeigerung insbesondere bei

bindigen Böden noch keine gesicherten Erfahrungs- und Korrelationswerte vorliegen. Außerdem war es für die geplante Laststeuerung der Traglastversuche von Bedeutung, neben dem Zeit-Setzungsverhalten aus Oedometerversuchen zusätzliche Erkenntnisse über das Konsolidationsverhalten der Versuchsschüttung in situ zu gewinnen. In Tabelle 2.5 sind die Versuchsdaten und -ergebnisse im einzelnen zusammengestellt.

Ein erster Vergleich der Ergebnisse zeigt, daß die Verformungsmoduln in der Schüttung im Mittel ca. 3-fach geringere Werte aufweisen, als im natürlich gewachsenen Zustand. Die in Bild 2.9 vergleichend dargestellten typischen Drucksetzungslinien verdeutlichen dies anschaulich. Hinsichtlich der Bewertung der Verformungseigenschaften wird auf Kapitel 6.1 verwiesen.

Versuchsboden- / bereich	Versuch	Wassergehalt an der Versuchsstelle w_n [%]	Spannungsbereich 0,3 bis 0,7 $\sigma_{1 \max}$ [kN/m ²]	VERFORMUNGSMODULN			Bettungsmodul (bei $s = 1,25$ mm) k_s [MN/m ²]
				E_{v1}	E_{v2}	E_{v1} / E_{v2}	
				[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	
Schüttung FVD	LPK 1	16,0	72 - 168	10,3	24,0	2,33	76
	LPK 2	19,2	60 - 140	8,0	22,5	2,81	72
Lößlehm NVD	LPN 1	16,9	126 - 294	37,8	65,2	1,73	220
	LPN 2	16,7	135 - 315	38,6	62,3	1,61	212

Tabelle 2.5: Ergebnis der Plattendruckversuche

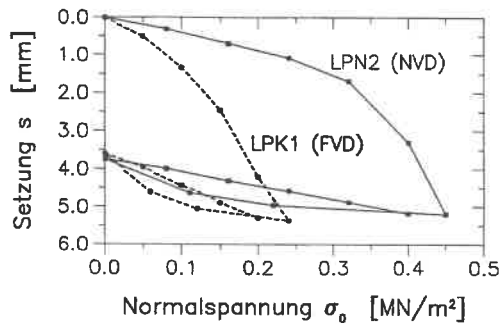


Bild 2.9: Drucksetzungslinien aus Plattendruckversuchen (Vergleich FVD/NVD)

2.4.3 Mineralogische Untersuchungen

Eine semiquantitative Mineralanalyse des Versuchsbodens für den Korngrößenbereich $< 2\mu\text{m}$ wurde am Mineralogischen Institut der Universität Stuttgart durchgeführt. Dabei wurde eine Teilprobe lufttrocken fein pulverisiert und röntgenographisch untersucht. Die Abschätzung der Mineralzusammensetzung wird dort nach Erfahrungswerten aus Intensitäten mineralspezifischer Interferenzen vorgenommen, wobei folgende Gruppen unterschieden werden: Gemengteile mit einem geschätzten Anteil von

- über 30 Gew.-%: Gruppe A
- von 5 bis 30 Gew.-%: Gruppe B
- von unter 5 Gew.-%: Gruppe C

Danach enthält der untersuchte Lößlehm die Tonminerale Kaolinit (B), Illit/Muskovit (B, nahe C) und den interkristallin quellfähigen Montmorillonit (B). An den Nichttonmineralen wurden nach ihrer Häufigkeit geordnet Quarz (A), Feldspat: Albit und Mikroklin je (B) sowie Calcit (C) bestimmt.

Die Ergebnisse belegen die in Kapitel 2.4.1 aus bodenmechanischen Klassifikationsversuchen deutbaren ersten Hinweise auf die mineralogische Zusammensetzung.

2.4.4 Zusammenfassende Bewertung

Ein bindiger Boden läßt sich bodenmechanisch durch die Plastizität, den Tongehalt und die Aktivität der Tonminerale klassifizieren. Bei vergleichbaren Böden bestehen direkte Abhängigkeiten dieser Kenngrößen untereinander. Obwohl die Klassifikationsmerkmale des Versuchsbodens eine geringe Bandbreite aufweisen, lassen sich Korrelationen herstellen und Erfahrungswerten zuordnen.

Für den Vergleich wurde die Fließgrenze w_L verwendet, da diese auf den Feinanteil eines Bodens sehr empfindlich reagiert, während sich die Ausrollgrenze w_p für verschiedene Bodenarten nur sehr geringfügig ändert und die Plastizität I_p eine abgeleitete Größe darstellt. In Bild 2.10 ist das Ergebnis der Konsistenzgrenzenbestimmungen für den Versuchsboden ausgewertet.

Bild 2.11 zeigt den Zusammenhang zwischen bodenmechanisch bestimmbarom Tongehalt (Anteile $< 2\mu\text{m}$) und der Fließgrenze. Die relativ große Streuung der Werte ist nach Ansicht des Autors labortechnisch bedingt. Zur Fließgrenzenbestimmung und bei der Schlämmanalyse ist das Probenmaterial mit einem Spatel zu einer gleichmäßigen weichen Paste aufzubereiten, d.h. die Dauer und Intensität der Aufbereitung und damit

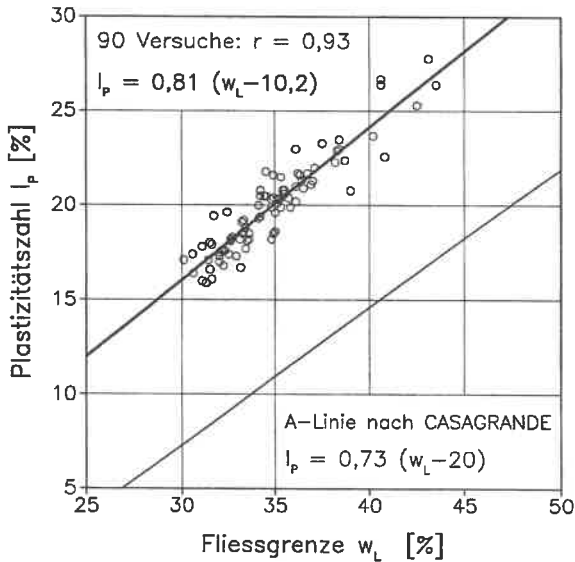


Bild 2.10: Plastizität als Funktion der Fließgrenze

die Versuchsergebnisse werden maßgeblich vom durchführenden Laboranten beeinflusst. Bei identischem Probenmaterial und Bearbeitung durch zwei Laboranten ergaben sich Streuungen sowohl bei der Fließgrenze als auch beim durch Schlämmanalyse ermittelten Tongehalt von bis zu 5 %.

Die gefundene Abhängigkeit zwischen den Proctorwerten und der Fließgrenze des Versuchsbodens zeigt Bild 2.12. Darin eingetragen sind die statistischen Untersuchungen an 1367 Böden aus Ohio (zitiert von BRAND/FLOSS, 1965), an 400 kanadischen Böden nach RIVARD/GOODWIN (1978) sowie die Ergebnisse untersuchter regional typischer Keuperböden (SMOLTCZYK/SALDEN, 1988). Die Verläufe der Kurven zeigen prinzipiell eine ähnliche Tendenz. Die Abweichung zu den angelsächsischen Literaturquellen kann darin begründet sein, daß dort die Fließgrenze auf etwas andere Weise bestimmt wird. Im Unterschied zur DIN 18122, Teil 2 wird dort z.B. die Schlagzahl ermittelt, bei der die Furche am Boden der Schale auf einer Länge von $1/2''$ (~ 13 mm) zusammenfließt. Hier ist generell darauf hinzuweisen, daß Fließgrenzenbestimmungen nach CASAGRANDE in verschiedenen Ländern unterschiedlich genormt sind (Unterschied in Geometrie, Massen der Bauteile, Länge der zusammenfließenden Furche) und Angaben über Konsistenzgrenzen in der Literatur kritisch zu werten sind.

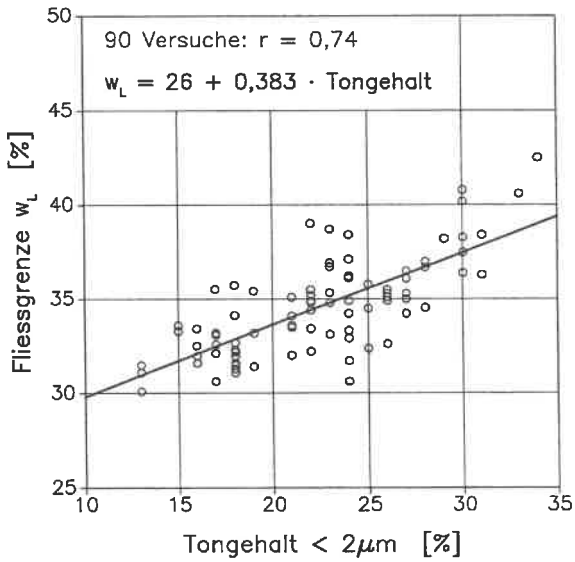


Bild 2.11: Fließgrenze als Funktion des Tongehaltes

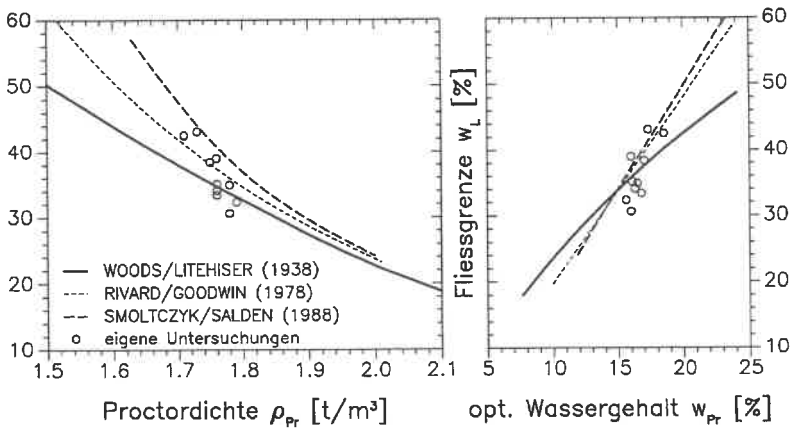


Bild 2.12: Vergleich der Proctorwerte mit Erfahrungswerten

KENNWERT		DVWK HRB 202/1991	TA-Abfall Anhang E 1991	Versuchs- material (Tab. 2.2)
Materialan- forderungen	Tongehalt < 2 μm [%]	≥ 20	≥ 20	23
	Fließgrenze w_L [%]	≤ 80	möglichst UM / TL / TM oder TA	34,9
	Ausrollgrenze w_P [%]	≤ 20		14,8
	Plastizitätszahl I_p [%]	≥ 10		20,0
	Glühverlust V_{gl} [%]	≤ 3	≤ 5	3,3
	Kalkgehalt V_{Ca} [%]	≤ 10	≤ 15	1,8
	Durchlässigkeit k [m/s]	$\leq 10^{-7}$	$\leq 5 \cdot 10^{-10}$	$5 \cdot 10^{-10}$
Einbauan- forderungen	Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	≥ 100 und ≥ 97 je Lage	> 95 je Lage	99
	Luftporengehalt n_a [%]	≤ 12	≤ 5 , falls $w < w_{Pr}$	4,9
	Einbauwassergehalt w [%]	keine Angaben	$w_{Pr} < w <$ w [0,95]	$w > w_{Pr}$

Tabelle 2.6: Anforderungen an mineralische Dichtungen

Zur Beurteilung und Einstufung des Versuchsbodens in die Erdbaupraxis wurde ein Vergleich der ermittelten Kenndaten mit einschlägigen erdbautechnischen Vorschriften vorgenommen. Tabelle 2.6 zeigt beispielhaft die Material- und Einbauanforderungen an Dichtungskerne von Dämmen für Hochwasserrückhaltebecken (DVWK-Merkblatt 202, 1991) und mineralische Dichtungsschichten im Deponiebau (TA-Abfall, 1991). Der verwendete Versuchsboden wäre danach, auch im Hinblick auf die tonmineralogische Charakterisierung, als mineralisches Dichtungsmaterial gut geeignet.

3 Festigkeit aus Laborversuchen

Die Ergebnisse von Laborversuchen zur Bestimmung der Scherfestigkeit insbesondere von bindigen Böden werden von vielen Faktoren beeinflusst. Eine umfassende Darstellung dieser Einflußfaktoren wie z.B. Art und Geschwindigkeit beim Aufbringen der Scherkraft, Entwässerungsmöglichkeiten des Porenwassers, Form und Dimension des Probekörpers usw. gibt KÉZDI (1969) und weist deutlich darauf hin, daß mit der Angabe von Versuchsergebnissen in Form von Zahlenwerten auch stets die Versuchsbedingungen anzugeben sind.

Nachfolgend werden daher zunächst die proben- und gerätespezifischen Randbedingungen der durchgeführten Triaxialversuche mitgeteilt und anschließend die Versuchsergebnisse im einzelnen diskutiert.

3.1 Probengewinnung und Probenherstellung

Bei den untersuchten Proben mit denselben bodenphysikalischen Eigenschaften ist im Hinblick auf die Struktur- und Gefügezusammensetzung zu unterscheiden in

- Proben, die aus dem natürlich gewachsenen, geologisch entstandenen Lößlehm entnommen wurden (→ *Proben NVD*);
- Proben, die aus der in Kapitel 2.3 beschriebenen künstlich verdichteten Schüttung entnommen wurden (→ *Proben FVD*);
- Proben, die im Labor im Proctortopf künstlich verdichtet hergestellt wurden (→ *Proben LVD*).

In situ wurden Sonderproben (Güteklasse 1 nach DIN 4021) vorwiegend mittels Entnahmезylinder ($d = 10 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$) entnommen. Aus diesen Bodenproben konnten im Labor 3 kleine Triaxproben ($d = 3,6 \text{ cm}$; $h = 9 \text{ cm}$) für Mehrprobenversuche ausgearbeitet werden. Zusätzlich konnten mit Hilfe einer einfachen Entnahmeschappe

($d = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$) große Bodenproben gewonnen werden, die nach dem Auspressen im Labor nur noch auf Länge geschnitten und dann direkt in die Triaxzellen eingebaut wurden. Hiermit waren sowohl Mehrproben- als auch Mehrstufenversuchstechniken möglich. Es wurden überwiegend vertikal orientierte, teilweise auch horizontal orientierte Proben entnommen.

Die Herstellung der *laborverdichteten* Proben wurde durch stampfende Wirkung im einfachen Proctortopf ($d = 10 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$) vorgenommen. Nach Festlegung der Einbaudaten (Wassergehalt w und Trockendichte ρ_d) wurde die Bodenprobe bei natürlichem Wassergehalt in einem mechanischen Hackwerk zerkleinert. Dort wurde die zur Erzielung eines bestimmten Wassergehaltes erforderliche Wassermenge zugegeben und erneut gemischt. Die Verdichtung erfolgte in 3 Lagen, bei Proben außerhalb der einfachen Proctorkurve jeweils so lange, bis das Ergebnis den vorgegebenen Einbaudaten möglichst nahe kam.

Untersucht wurden zuerst Proben entlang der einfachen Proctorkurve, d.h. der Probenwassergehalt wurde bei gleichbleibender Verdichtungsenergie mit $\Delta w \sim 2,5 \%$ variiert. Ergänzend hierzu sind Proben außerhalb der Proctorkurve untersucht worden, bei denen bei konstantem Wassergehalt eine Variation der Verdichtungsenergie von i.M $\Delta \rho_d \sim 0,1 \text{ t/m}^3$ vorgenommen wurde.

3.2 Versuchstechnik; Untersuchungsprogramm

Die Scherversuche wurden im Standard-Triaxialgerät (System Stiriz, Hamburg) durchgeführt. Dieses Triaxialgerät ist so konstruiert und ausgerüstet, daß damit alle Versuchsarten entsprechend DIN 18137, Blatt 2 ausgeführt werden können. Die wichtigsten Geräteeigenschaften sind:

- Proben mit Durchmesser 3,6 und 10 cm können untersucht werden;
- 4 Stände, in denen einzeln oder gemeinsam verschiebungs- oder lastgesteuerte Versuche gefahren werden können;
- Vertikalkraftmessung im Sockel unterhalb der Bodenprobe;
- Druckluftanlage bis 1.600 kN/m^2 für Sättigungsdruck (back pressure) und Seitendruck;
- Vollautomatische Erfassung von Seitendruck, Vertikalkraft, Porenwasserdruck und Verschiebung in allen Ständen.

Bei der Bestimmung der Scherparameter im Labor ist zu berücksichtigen, für welche praktische Problemstellung diese Parameter eingesetzt werden sollen. Bei bindigen

Bodenschichten werden bei undrainierten, nicht konsolidierten Zuständen (plötzliche Belastung, Anfangszustand) die totalen Scherparameter $\varphi_u = 0$ und $c_u \neq 0$ (wasser-gesättigter Boden vorausgesetzt) maßgebend. Als praktisches Beispiel sei hier der Lastfall "plötzlich auflaufendes Hochwasser" im Staudammbau genannt. Für die Berechnung von konsolidierten, drainierten Zuständen sind dagegen die effektiven Scherparameter φ' und c' als Eingangsgrößen anzusetzen, z.B. für die Endstandsicherheit von Dämmen. Die nachfolgenden Untersuchungen beschränken sich ausschließlich auf die Ermittlung der *effektiven Scherparameter*.

Es wurden vorwiegend CD-Versuche, vereinzelt auch CU-Versuche mit Porenwasserdruckmessung durchgeführt. Die Proben wurden nach dem Einbau zunächst mit Hilfe von Sättigungsdruck wassergesättigt (back pressure-Technik bei offener Drainageleitung gemäß DIN 18137), um einerseits den eingebauten Zustand in der Schüttung zu simulieren und andererseits die beim Verdichten entstandenen Verspannungen in der Probe zu lösen. Die vollständige Wassersättigung wurde durch B-Tests kontrolliert. Um den Einfluß der Wassersättigung auf die Festigkeitseigenschaften der Proben im Labor aufzuzeigen, wurden zusätzlich Versuche ohne vorherige Sättigung gefahren. Nach isotroper Konsolidation (meistens dem größten Seitendruck) zum Angleichen der Probenwassergehalte wurden anschließend die Proben unter verschiedenen Seitendrücken von 50/100/200 und 400 kN/m² abgeschert.

Bei drainierten Triaxialversuchen (D-Versuche) ist es notwendig, die Abschergeschwindigkeit so zu wählen, daß sich kein Porenwasserdruck in der Probe während des Abscherens aufbauen kann. Die gewählte Vorschubgeschwindigkeit von 0,006 mm/min. stellte sich als unproblematisch heraus. Eine Erhöhung der Geschwindigkeit ergab einen Spannungszuwachs, welcher sich nach Rücknahme der Geschwindigkeit auf den ursprünglichen Spannungszustand einregelte. Eine Verringerung der Geschwindigkeit erzeugte keinen Spannungssprung. Bei den CU-Versuchen mit Porenwasserdruckmessung betrug die Vorschubgeschwindigkeit 0,05 mm/min.

Im Hinblick auf die Bestimmung der Feldscherfestigkeit durch Grundbruchversuche wurde die Belastung im Triaxialgerät durch Steigerung der Normalspannung $\sigma_1 > \sigma_3$ bei konstantem Seitendruck σ_3 aufgebracht. Die Wahl dieses Spannungspfades in Bezug zum praktischen Anwendungsfall zeigt Bild 3.1.

In Bild 3.2 sind die typischen Spannungszustände entlang der theoretischen Grundbruchfigur dargestellt. Um diese im Labor nachzuvollziehen, wurden zusätzlich die horizontal orientierten entnommenen Proben untersucht. Damit wurde gleichzeitig der Inhomogenität der Schüttung durch ihre lagenweise Herstellung Rechnung getragen und Kenntnisse über das Scherverhalten parallel zur Schütteebene gewonnen.

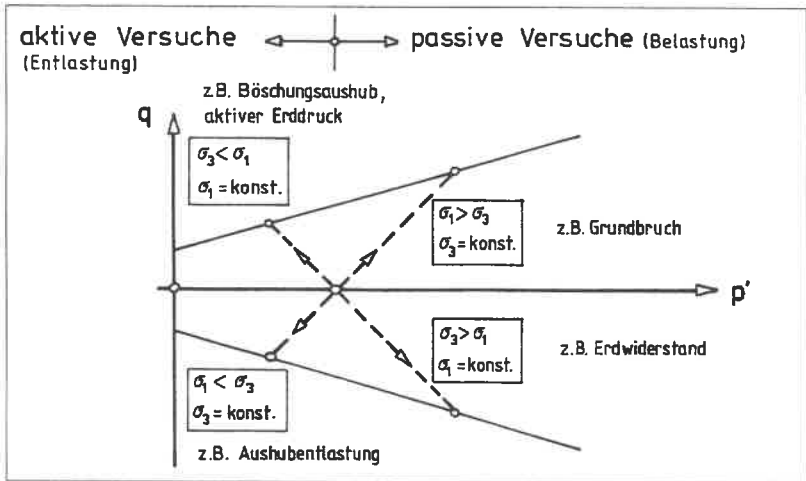


Bild 3.1: Spannungspfade beim drainierten Abscheren (nach LAMBE, 1967)

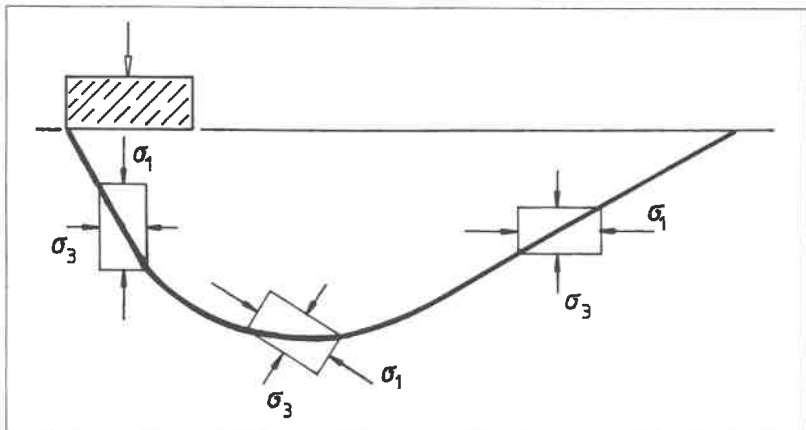


Bild 3.2: Typische Spannungszustände entlang einer potentiellen Gleitfläche beim Grundbruch

Als Bruchkriterium bei der Versuchsauswertung galt das Erreichen eines Höchstwertes für die Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1' - \sigma_3'$) gemäß den Angaben in DIN 18137. Weitere Überlegungen zur Anwendung dieser Bruchbedingung auf bindige Schüttstoffe werden in Kapitel 6.2 angestellt.

3.3 Ergebnis der Triaxialversuche

Die Ermittlung der Laborscherfestigkeit wurde mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate (lineare Regression) vorgenommen. Für jeden Einzelversuch wurden die Koordinaten der maximalen Hauptschubspannungspunkte in ein Korrelationsprogramm eingegeben. Mit den so errechneten Ausgleichsgeraden im p' - q' -Diagramm [mit $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$; $q' = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$] erhält man durch Umrechnung die effektiven Scherparameter φ' und c' der *Mohr-Coulombschen* Bruchbedingung.

Die Ergebnisse der Triaxialversuche sind im einzelnen einschließlich Ein- und Ausbaudaten sowie Versuchsrandbedingungen im Anhang 4 (ab S. 137) getrennt nach Probenarten (NVD, FVD und LVD) tabellarisch zusammengestellt. Zusätzlich sind typische Spannungswege, Scherwegdiagramme (CD-Versuche) und Porenwasserdruckverläufe (CU-Versuche) beigelegt.

3.3.1 Effektiver Scherwinkel φ'

Der beim Bruch ermittelte Wert φ wird im allgemeinen "Reibungswinkel" genannt (DIN 18137, Teil 1). Zur Unterscheidung vom echten Kornreibungswinkel sowie im Hinblick auf den untersuchten bindigen Boden wird er nachfolgend als *Scherwinkel*, d.h. Winkel des Scherwiderstandes bezeichnet.

In Tabelle 3.1 sind die statistischen Auswertungen der ermittelten Scherwinkel getrennt nach Probenarten und Versuchsrandbedingungen zusammengestellt.

Die erfahrungsgemäß geringe Streuung der aus Triaxialversuchen bestimmten Scherwinkel wird bestätigt. Auffallend ist, daß ungesättigte Proben den kleinsten Scherwinkel aufweisen. Die aus CU-Versuchen ermittelten Werte liefern tendenziell die größten Scherwinkel, wobei dies auf Grund der geringen Anzahl der Versuche kritisch zu werten ist. Wesentliche Unterschiede zwischen den Probenarten NVD/FVD und LVD können nicht festgestellt werden.

SCHERWINKEL φ' [°]		Anzahl Versuche	Mittel- wert	Standard- abweichg.	Variations- koeffizient	min. Wert	max. Wert
Proben FVD	CD ohne BP	2	18,1	--	--	17,4	18,8
	CD mit BP	19	25,3	1,4	0,06	22,6	27,6
	CU-Versuch	4	26,5	2,5	0,09	22,8	28,2
Proben LVD	CD ohne BP	1	21,3	--	--	--	--
	CD mit BP	14	23,0	1,3	0,06	21,3	24,9
	CU-Versuch	1	27,0	--	--	--	--
Proben NVD	CD ohne BP	8	23,3	3,1	0,13	19,7	28,2
	CD mit BP	6	25,0	1,5	0,06	22,6	27,0
	CU-Versuch	2	26,0	--	--	25,2	26,8

Tabelle 3.1: Mittelwerte der Scherwinkel aus Triaxialversuchen

Im Hinblick auf die Einbaubedingungen gibt es für rollige Böden typische Beziehungen zwischen Anfangsporenzahl und Scherwinkel. Eine Zusammenstellung für verschiedene Sandarten findet man bei SALDEN (1980). Für den untersuchten bindigen Boden ist der Zusammenhang zwischen Scherwinkel φ' und Anfangsporenzahl e_0 in Bild 3.3 dargestellt. Diese Darstellung zeigt für die verschiedenen Probenarten einheitlich, daß die ermittelten Scherwinkel φ' relativ unabhängig von den Einbaubedingungen sind.

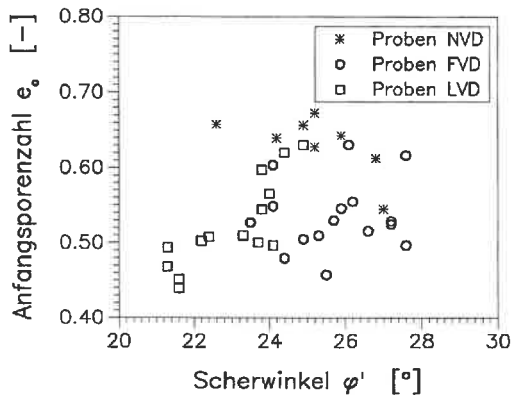


Bild 3.3: Zusammenhang zwischen Scherwinkel φ' und Anfangsporenzahl e_0

In der Literatur sind Angaben zu finden, nach denen sich die Scherwinkel φ' proportional zu den Fließgrenzen w_L verschiedener Böden ändern. Trotz der geringen Streubreite der untersuchten Proben lassen sich die vorliegenden Untersuchungen darin einordnen (Bild 3.4).

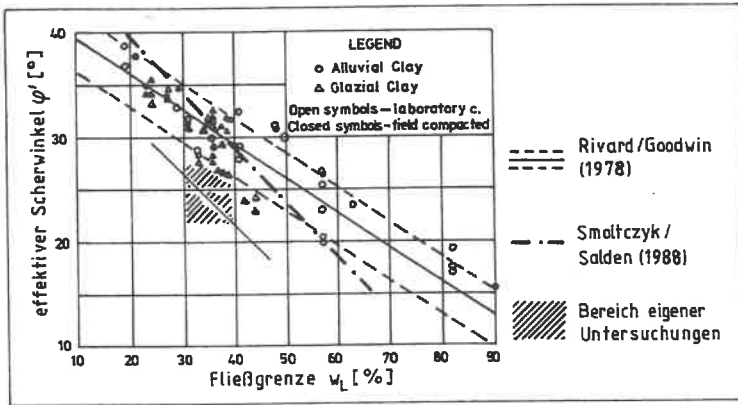


Bild 3.4: Scherwinkel φ' in Abhängigkeit der Fließgrenze w_L

Hinsichtlich des tonmineralogischen Einflusses auf die Scherfestigkeit bindiger Böden ist bekannt, daß der Scherwiderstand bei Tonmineralien geringer ist als bei anderen vorkommenden Mineralien wie z.B. Quarz (OLSON, 1974). Innerhalb der Gruppe der Tonmineralien nimmt der Scherwinkel φ' von Kaolinit über Illit zu Montmorillonit ab (Bild 3.5).

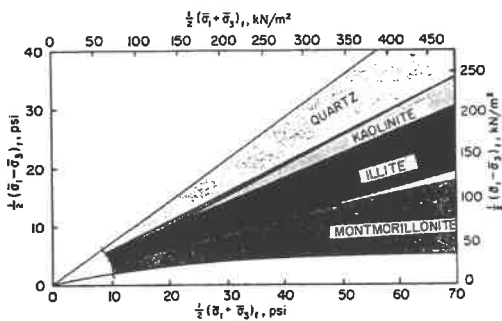


Bild 3.5: Scherwinkel φ' reiner Tonmineralien im Vergleich zu Quarz (nach OLSON, 1974)

Scherwinkel φ' :

Quarz: $30^\circ - 45^\circ$

Kaolinit: $24,5^\circ - 31^\circ$

Illit: $16,5^\circ - 25,5^\circ$

Montmorillonit: $7,5^\circ - 16^\circ$

Ein Vergleich mit den Ergebnissen der tonmineralogischen Untersuchungen (Kapitel 2.4) zeigt für den untersuchten bindigen Boden eine gute Übereinstimmung zwischen Scherwinkel und tonmineralogischer Zusammensetzung.

3.3.2 Effektive Kohäsion c'

Die statistische Auswertung der ermittelten Kohäsionswerte zeigt Tabelle 3.2. Die große Streuung verdeutlicht die bekannte Problematik bei der Festlegung der charakteristischen Kohäsion für praktische Anwendungen. Durch Berücksichtigung der Versuchsrandbedingungen kann diese Streubreite jedoch deutlich eingegrenzt werden.

KOHÄSION c' [kN/m ²]		Anzahl Versuche	Mittel- wert	Standard- abweichg.	Variations- koeffizient	min. Wert	max. Wert
Proben FVD	CD ohne BP	2	109,2	--	--	77,3	141,0
	CD mit BP	19	28,6	9,0	0,32	10,6	42,3
	CU-Versuch	4	23,1	14,5	0,63	12,4	44,2
Proben LVD	CD ohne BP	1	92,1	--	--	--	--
	CD mit BP	14	48,2	17,7	0,37	18,5	72,4
	CU-Versuch	1	52,0	--	--	--	--
Proben NVD	CD ohne BP	8	57,3	16,2	0,28	40,1	79,6
	CD mit BP	6	29,0	3,3	0,11	24,8	33,8
	CU-Versuch	2	21,2	--	--	20,2	22,2

Tabelle 3.2: Mittelwerte der Kohäsion aus Triaxialversuchen

Bei den *Proben NVD* liegt die Bandbreite der ermittelten Kohäsionswerte insgesamt zwischen 20 und 80 kN/m². Die Versuche ohne vorherige Probensättigung ergeben die höchsten Kohäsionswerte. Bezeichnend bei der Auswertung dieser Versuche ist, daß eine merkliche Streuung der Einbaudaten (Wassergehalt, Trockendichte) zwischen den Einzelproben die höchste Kohäsion einhergehend mit dem geringsten Scherwinkel ergibt. Dies drückt sich deutlich durch einen schlechten Korrelationskoeffizienten bei der Regressionsanalyse der max. Hauptschubspannungen zur Ermittlung der Scherfestigkeit aus. Werden diese Proben nach vollständiger Wassersättigung abgeschert, verringert sich die Streubreite der Ergebnisse sehr deutlich, die mittlere Kohäsion gesättigter Proben beträgt nur noch 50 % derjeniger ungesättigter Proben. Auf diesen

beobachteten signifikanten Einfluß der Probensättigung wird in Kapitel 3.4.1 näher eingegangen.

Die mittlere Kohäsion der *Proben FVD* liegt in derselben Größenordnung wie bei gesättigten Proben *NVD*, die Bandbreite liegt hier zwischen 10 und 40 kN/m². Die Ergebnisse der *Proben LVD* liegen im Mittel ca. 50% darüber, mögliche Ursachen dieser Differenz werden in Kapitel 6.2 aufgezeigt.

Auffallend ist bei den künstlich verdichteten Proben durchgehend die große Standardabweichung bei der statistischen Auswertung. Die Erklärung liefert die Darstellung dieser Kohäsionswerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl e_0 (Bild 3.6).

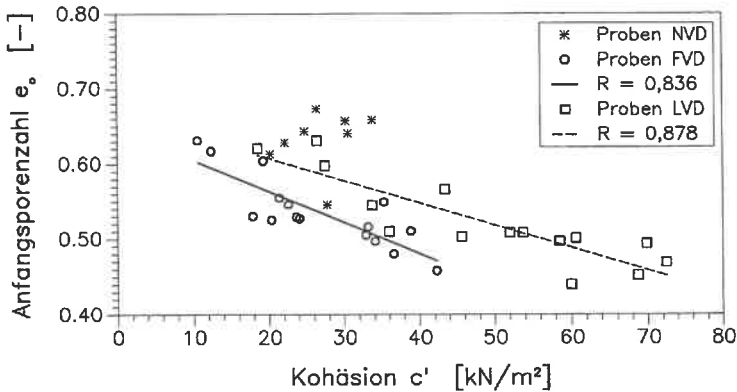


Bild 3.6: Abhängigkeit der Kohäsion c' von der Anfangsporenzahl e_0

Mit zunehmender Lagerungsdichte ist eine deutliche Zunahme der Kohäsion erkennbar, wobei durch den nahezu linearen Zusammenhang dieser Einfluß systematisch zu sein scheint. Dies bedeutet, daß die Einbaubedingungen bei künstlich verdichteten bindigen Böden (Proben FVD und LVD) im Gegensatz zum Scherwinkel auf die im Labor ermittelten Kohäsionswerte einen wesentlichen Einfluß ausüben. Dagegen ist beim natürlich gewachsenen Boden (Proben NVD) wiederum kein Zusammenhang erkennbar. Die Folgerungen aus diesen Beobachtungen werden ebenfalls in Kapitel 6.2 diskutiert.

3.4 Einflußgrößen auf die ermittelten Scherparameter

Um die ermittelten Laborschersfestigkeiten mit den aus großmaßstäblichen Traglastversuchen erhaltenen Feldserschersfestigkeiten vergleichend bewerten zu können, sind zunächst die bei der Auswertung der Triaxialversuche beobachteten Einflußgrößen zu analysieren.

3.4.1 Probensättigung (back pressure)

Nach DIN 18137 sind Scherversuche an wassergesättigten Probekörpern durchzuführen, wenn davon auszugehen ist, daß der anstehende Baugrund wassergesättigt ist bzw. während der Nutzung wassergesättigt wird. Der im Versuchsgelände anstehende Lößlehm ist in seinem natürlichen Zustand teilgesättigt. Der mittlere Sättigungsgrad der untersuchten Proben NVD beträgt ca. 65 %.

In Bild 3.7 ist der Einfluß der Wassersättigung auf das Scherverhalten dieser Proben in Form der *Mohr-Coulombschen* Bruchgerade dargestellt. Darin sind alle CD-Versuche ausgewertet. Zu erwähnen ist, daß bei gesättigten Proben die Art der Drainage (gegen Atmosphäre oder gegen "back pressure") keinen Einfluß auf die ermittelten Scherparameter ausübt.

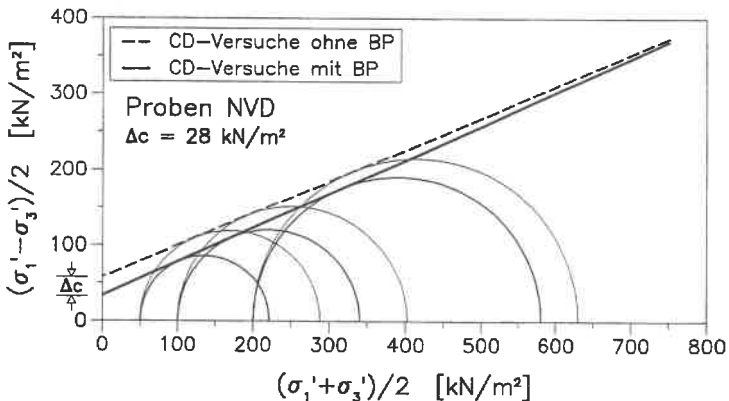


Bild 3.7: Mittlere Bruchgeraden gesättigter und ungesättigter CD-Versuche an Proben NVD mit zugehörigen fiktiven Spannungskreisen

Die festgestellte Zunahme der Kohäsion Δc bei den teilgesättigten Proben kann auf die Spannungsverhältnisse im Dreiphasensystem (bestehend aus Korngerüst, Porenwasser und Porenluft) zurückgeführt werden. Aufgrund der Entstehung innerer wirksamer Druckkräfte infolge von Kapillarspannungen wird die Scherfestigkeit als Funktion der Spannung erhöht, ohne daß sich die effektiven Scherparameter verändern. So haben vergleichende Untersuchungen von ODENDAHL (1968) an rheinischem Schluff gezeigt, daß der Sättigungsgrad auf die effektive Scherfestigkeit keinen Einfluß hat.

In DIN 18137 wird dieser beobachtete Kohäsionszuwachs Δc als Kapillarkohäsion c_c bezeichnet. Er beträgt bei den Proben NVD im Mittel 28 kN/m^2 und ist nahezu gleich groß wie die mittlere effektive Kohäsion c' . Als Vergleichswert seien die Ergebnisse von ODENDAHL (1968) genannt, wo bei einem Sättigungsgrad von 65 % eine Kapillarkohäsion von etwa 100 kN/m^2 gemessen wurde. Die effektive Kohäsion betrug dabei 10 kN/m^2 .

Wenn der beobachtete Festigkeitszuwachs ausschließlich auf die Wirkung von Kapillarspannungen zurückzuführen wäre, müßten die ermittelten Scherwinkel identisch sein. Das Achsenkreuz im p' - q' -Diagramm wäre dann nur um den sogenannten Binnendruck nach links zu verschieben. Da der mittlere Scherwinkel teilgesättigter Proben um ca. 2° kleiner ermittelt wurde, müssen noch weitere Faktoren, wie z.B. physikalische, chemische oder mineralogische Ursachen, einen Einfluß ausüben.

Demzufolge dürfen die in den Tabellen 3.1 und 3.2 mitgeteilten Scherparameter ungesättigter Proben (CD ohne BP) nicht den effektiven Werten zugeordnet werden. Diese Werte sind bei den weiteren Untersuchungen daher nicht berücksichtigt.

Noch ausgeprägter ist der Einfluß der Wassersättigung im Labor bei den Proben FVD zu beobachten (Bild 3.8). Der Sättigungsgrad der untersuchten Proben lag hier im Mittel bereits bei ca. 85 %.

Hier kann jedoch das veränderte Scherverhalten infolge Wassersättigung der Proben nicht allein auf den Abbau der beschriebenen Kapillarkohäsion zurückgeführt werden. Bei künstlich verdichteten Böden wird durch Probensättigung wahrscheinlich die durch den Verdichtungsvorgang eingeprägte Verspannung der Bodenteilchen gelöst.

Berücksichtigt man zudem den Zeitpunkt der Probenentnahme ab Herstellungsende der Schüttung mit Blickrichtung auf natürliche Witterungseinflüsse, so wird der Sättigungsvorgang im Labor zu einem entscheidenden Faktor bei der Ermittlung der effektiven Scherparameter künstlich verdichteter bindiger Böden (Kapitel 6.2).

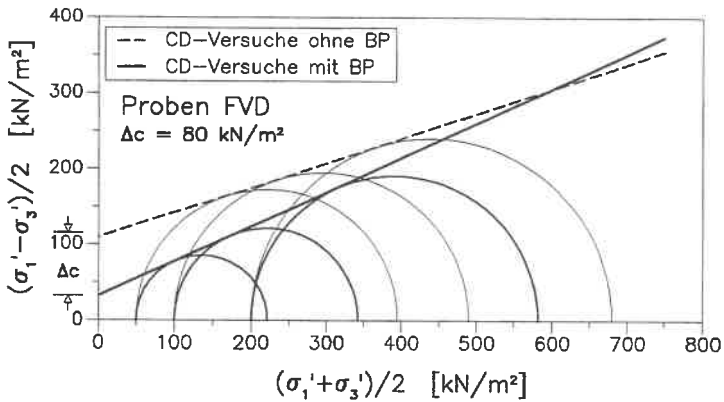


Bild 3.8: Mittlere Bruchgeraden gesättigter und ungesättigter CD-Versuche an Proben FVD mit zugehörigen fiktiven Spannungskreisen

3.4.2 Probenabmessung und Entnahmerichtung

Ein Vergleich der ermittelten Scherparameter in Abhängigkeit der Probengröße und Entnahmerichtung zeigt im Rahmen der in der Bodenmechanik üblichen Streuungen keine auffallenden Unterschiede. Trägt man jedoch vergleichend die Hauptspannungsentwicklung dieser Proben während des Versuches auf, so zeichnen sich sowohl bei Proben NVD als auch bei Proben FVD deutliche Tendenzen ab (Bild 3.9).

Proben \varnothing 10 cm sowie horizontal orientiert entnommene Proben mit \varnothing 3,6 und 10 cm zeigen ein ausgeprägtes duktilen Scherverhalten. Die max. Hauptschubspannung wird vorwiegend erst bei einer axialen Stauchung von $\varepsilon = 20\%$ erreicht. Dagegen weisen ausschließlich die vertikal orientiert entnommenen Proben mit \varnothing 3,6 cm ein typisches Spröbruchverhalten bei geringen axialen Dehnungen auf, wobei mit zunehmendem Seitendruck σ_3' ein Übergang vom spröden zum duktilen Scherverhalten zu beobachten ist. Die max. Hauptschubspannungen werden dann bei größeren axialen Dehnungen erreicht:

- bei $\sigma_3' = 50$ bis 100 kN/m^2 $\rightarrow \varepsilon_f \sim 2$ bis 10%
- bei $\sigma_3' = 200$ bis 400 kN/m^2 $\rightarrow \varepsilon_f \sim 10$ bis 20%

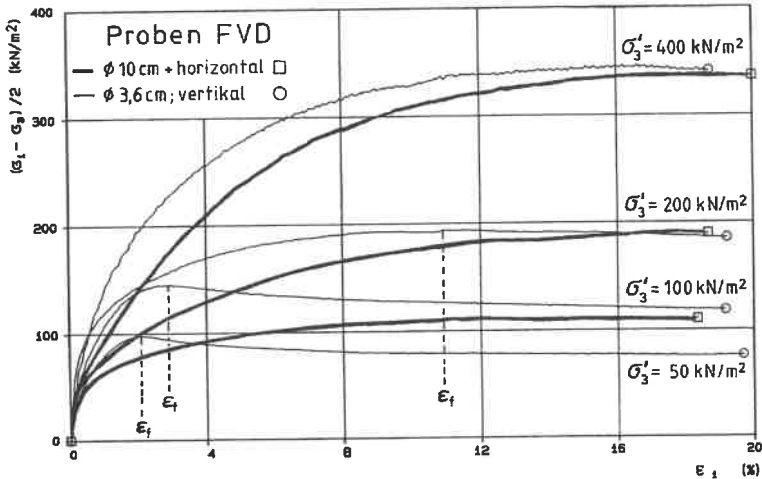


Bild 3.9: Typische Entwicklung der Hauptschubspannung aus CD-Versuchen an Proben FVD

Diese tendenzielle Entwicklung der Hauptschubspannungen ist bei Proben FVD und LVD ausgeprägter gegenüber Proben NVD. Bezeichnend ist, daß alle Proben gleicher Ausgangsporenzahl e_0 dann bei einer axialen Stauchung von $\epsilon = 20\%$ in etwa demselben Endwert zustreben.

Bei ausgebauten Probekörpern mit ausgeprägtem Spröbruchverhalten wurden deutliche Gleitflächen im klassischen Sinn festgestellt. Probekörper mit duktilem Scherverhalten wiesen dagegen eine bauchig gedrungene Form ohne typische Gleitflächenausbildung auf. Hierin könnte im Zusammenhang mit anisotropem Baugrundaufbau eine physikalische Ursache begründet sein.

Es zeigt sich, daß sowohl Probendurchmesser und Entnahmerichtung der Proben als auch die beim Versuch aufgebrachten Seitendruckspannungen σ_3' einen Einfluß auf die Mobilisierung der Scherfestigkeit im Labor ausüben. Diesem beobachteten unterschiedlichen Scherverhalten könnte daher bei der Wahl des Bruchkriteriums zur Ermittlung der Laborscherscherfestigkeit bei künstlich verdichteten bindigen Böden eine Bedeutung zukommen.

3.4.3 Versuchsart

Bei den bisherigen Betrachtungen wurden ausschließlich CD-Versuche verwendet. Bei diesen Versuchen ist die Scherverformung mit Volumenänderungen verbunden, die von der Ausgangsdichte und vom Scherweg abhängen. Beim untersuchten bindigen Boden mit eher kleinem dilatantem Verhalten kann dieser Einfluß auf die ermittelten Scherparameter im Rahmen der üblichen Streuungen vernachlässigt werden. Die Volumenänderungen während des Schervorganges entsprechen bei CU-Versuchen Porenwasserdrücken, die bei vollständiger Probensättigung i.a. die gleichen Abhängigkeiten aufzeigen.

Da sowohl der Verlauf der Porenwasserdruckentwicklung als auch die absolute Größe des Porenwasserdruckes primär von der Belastungsgeschichte des untersuchten bindigen Bodens abhängig ist, können anhand der effektiven Spannungspfade von CU-Versuchen zumindest qualitativ Aussagen zur Belastungsvorgeschichte des Materials getroffen werden. Die für die unterschiedlichen Probenarten kennzeichnenden Spannungswege sind im [Anhang 4](#) (Bilder A10, A13 und A17) beispielhaft dargestellt. Dabei zeigen die Anfangstangenten der effektiven Spannungspfade den für vorbelastete bzw. diagenetisch verfestigte Böden typischen Verlauf. Trägt man den hierfür kennzeichnenden Porenwasserdruckparameter A in Abhängigkeit von der axialen Stauchung auf, so zeigt dessen Größe und Entwicklung dieselben Tendenzen (Bild 3.10).

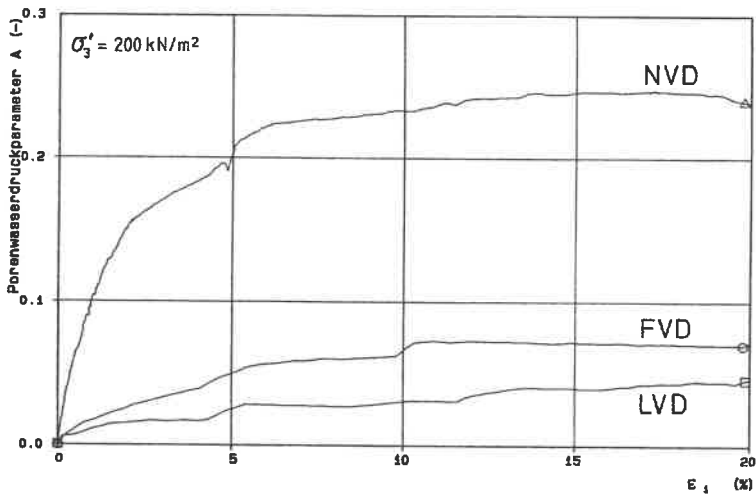


Bild 3.10: Vergleich der Porenwasserdruckparameterfunktion A für die verschiedenen Bodenarten

Der für vorbelastete Böden typische Verlauf ist bei Proben LVD am stärksten ausgeprägt und nimmt über Proben FVD auf Proben NVD ab. Bei den künstlich verdichteten Proben läßt sich diese Beobachtung eindeutig durch die beim Verdichten eingepreßte Verspannung erklären, welche bei laborverdichteten Proben durch die seitliche Behinderung im Proctortopf größer sein muß. Dagegen kann bei den Proben NVD eine Begründung durch deren geologische Vorbelastungsgeschichte nicht unbedingt gegeben werden, da der anstehende Lößlehm nachweislich keiner geologischen Überlagerung ausgesetzt war (Kapitel 2.1.3). Hier könnten die spannungsunabhängigen Faktoren, welche die Festigkeitseigenschaften bindiger Böden mit bewirken (z.B. physikalische, chemische oder mineralogische Strukturfestigkeit), dieselben Eigenschaften indizieren wie eine diagenetische Verfestigung.

Wie schon bei der Entwicklung der Hauptschubspannungen in Kapitel 3.4.2 beobachtet, nimmt dieser ausgeprägte Verlauf mit zunehmendem effektiven Seitendruck ab.

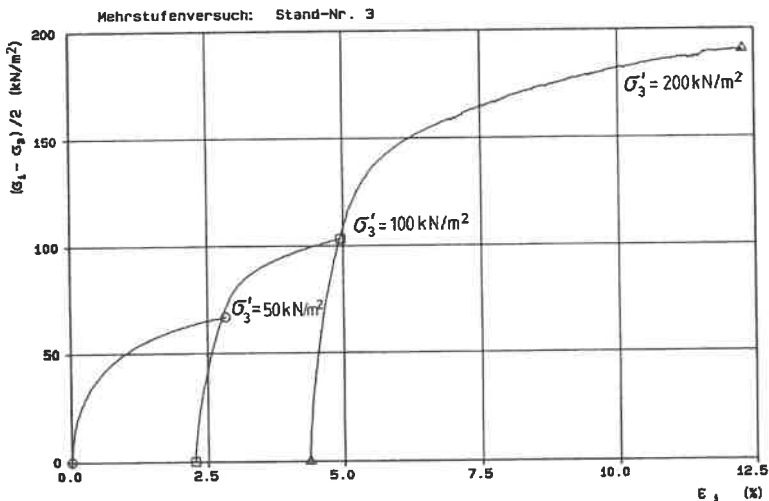


Bild 3.11: Typisches Scherwegdiagramm eines Mehrstufenversuches (Probe FVD)

Zusätzlich zu den beschriebenen Mehrprobenversuchen wurden an Proben FVD mit \varnothing 10 cm sog. *Mehrstufenversuche* durchgeführt, mit denen an einer einzigen Probe eine ganze Versuchsreihe mit unterschiedlichen Seitendrücken gefahren werden kann. Dabei

wird die größere Hauptspannung bis zum Erreichen eines Maximalwertes für die Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1 - \sigma_3$) gesteigert, anschließend der Stirndruck (σ_1) bis auf ein Niveau des neuen Seitendruckes σ_3 abgemindert, erneut konsolidiert und der ganze Vorgang wiederholt. Bild 3.11 zeigt ein typisches Scherwegdiagramm eines Mehrstufenversuches.

Der Verlauf der Hauptspannungsdifferenz zeigt, daß bei kleinen Seitendrücken σ_3' das Maximum noch nicht erreicht ist. Dies erklärt die mit dieser Versuchstechnik ermittelten höheren Scherwinkel im Zusammenhang mit geringeren Kohäsionswerten als bei den Mehrprobenversuchen (Anhang 4.2, Tabelle A6, S. 148). Die Einzelergebnisse wurden daher nicht weiter berücksichtigt.

Kennzeichnend ist jedoch, daß die Versuchsspuren nach Änderung des Seitendruckes und erneuter Konsolidation stets in die vorherige Versuchspur wieder einmünden und sich von dort aus entsprechend dem neuen, höheren Seitendruck duktil weiterentwickeln. Dies bedeutet, daß eine Probenstörung durch Belastungsänderung keinen Einfluß auf die ermittelte Laborschersfestigkeit ausübt, und diese somit auch als stets vorhanden angesehen werden kann.

3.4.4 Abschergeschwindigkeit

Sämtliche Triaxialversuche wurden verformungsgesteuert gefahren. Um den Einfluß der gewählten Abschergeschwindigkeit auf die daraus ermittelten Scherparameter abzuschätzen, wurden einzelne CU-Versuche mit sprunghaft veränderten Vorschubgeschwindigkeiten ausgeführt (Bild 3.12).

Nach GUDEHUS/LEINENKUGEL (1978) nimmt bei sprunghafter Erhöhung der Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ der Schubwiderstand τ [definiert als $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$] nahezu sprunghaft um einen Wert $\Delta\tau$ zu. Dabei ist $\Delta\tau$ bei allen Verformungszuständen gleich, sofern $\dot{\epsilon}$ in einem bestimmten Verhältnis $\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_\alpha$ erhöht wird. Mit $\dot{\epsilon}_\alpha$ wird ein Vergleichswert bezeichnet, i. a. die im Labor festgelegte Abschergeschwindigkeit. Über das logarithmische Zähigkeitsgesetz

$$\Delta\tau = I_{v\alpha} \cdot \tau_{f\alpha} \cdot \ln(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_\alpha)$$

können dann in Abhängigkeit der Bodenart Abminderungsfaktoren

$$\mu = 1 - I_{v\alpha} \cdot \ln(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_\alpha)$$

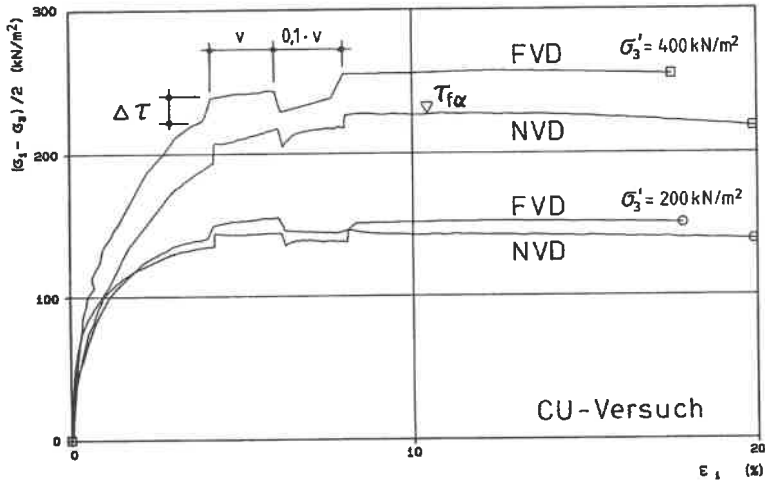


Bild 3.12: Einfluß der Verformungsgeschwindigkeit auf die Scherfestigkeit im Triaxialversuch

ermittelt werden, um die Kriecheigenschaften bindiger Erdstoffe zu berücksichtigen. Das viskoplastische Fließen im Grenzzustand soll jedoch nicht Gegenstand der Betrachtungen werden.

Aus den Ergebnissen der in Bild 3.12 dargestellten Versuche ergibt sich für die untersuchten Proben NVD und FVD ein nahezu identischer Zähigkeitsindex $I_{v\alpha} = 2,5\%$, d.h. für beide Bodenarten kann die Feldscherfestigkeit mit derselben Versuchsgeschwindigkeit bestimmt werden. Die Versuche verdeutlichen weiter, daß nach einer sprunghaften Veränderung der Vorschubgeschwindigkeit die ursprüngliche Entwicklung der Hauptschubspannung weitergeführt wird, und die dadurch bedingte Probenstörung ebenfalls keinen Einfluß auf die ermittelte Laborscherfestigkeit hat.

Der notwendige Vergleich zwischen den Abschergeschwindigkeiten im Labor und bei den großmaßstäblichen Traglastversuchen im Hinblick auf evtl. erforderliche Abminderungsfaktoren wird in Kapitel 6.3 geführt. Hierzu ist bei den CD-Versuchen (\varnothing 3,6 cm) eine Laborverformungsgeschwindigkeit von

$$\dot{\epsilon}_{\alpha} = 0,36 \text{ [mm/Stunde]} / 90 \text{ [mm]} \cdot 100 \text{ [%]} = 0,4 \text{ \%/Stunde}$$

festzuhalten (s.a. Seite 36).

3.4.5 Weitere Einflußgrößen

Untersuchungen an rolligen Böden (SALDEN, 1980) hatten gezeigt, daß die Scherfestigkeit von den *Formänderungsverhältnissen* (räumlicher oder ebener Fall) abhängt. Anhand von umfangreichen Literaturdaten und eigenen Untersuchungen wurde festgestellt, daß die kleinsten Scherwinkel im Triaxialversuch ermittelt werden und eine Übertragung dieser Werte auf ebene Verhältnisse eine Erhöhung von bis zu 20 % voraussetzt.

Im Hinblick auf eine Übertragung dieser Erkenntnisse auf bindige Bodenarten sind in der Literatur kaum Angaben zu finden. HENKEL/WADE (1966) führten CU-Versuche an quaderförmigen Tonproben durch und stellten fest, daß die undrainierte Scherfestigkeit c_u im ebenen Fall ebenfalls höher ist als im axialsymmetrischen und sich zusätzlich eine Abhängigkeit von der Art der Konsolidierung nachweisen läßt. Inwieweit sich diese Erkenntnis auf effektive Scherparameter, insbesondere die effektive Kohäsion c' übertragen läßt, wäre zu untersuchen. Naturgemäß können in der vorliegenden Arbeit nicht alle beobachteten Einflußgrößen versuchstechnisch abgeklärt werden.

Da diese Abhängigkeit bei der Bewertung der Grundbruchuntersuchungen an Streifenfundamenten, bei denen ein ebener Formänderungszustand vorliegt, von Bedeutung ist, sollte dieser nicht quantifizierbare Einfluß zumindest qualitativ berücksichtigt werden.

Den Einfluß einer eventuellen *Verwitterung*, wie ihn z.B. CHANDLER (1972) für diagenetisch verfestigten Keuperton beschreibt (Abnahme der effektiven Scherfestigkeit bei fortschreitender Verwitterung), spielt beim Versuchsboden Lößlehm keine wesentliche Rolle. Nach Untersuchungen von MACK (1981) können Sedimentgesteine hinsichtlich verwitterungsrelevanter Eigenschaften in drei Gruppen von Mineralen eingeteilt werden:

- verwitterungsresistenter Quarz,
- Tonminerale, deren plastische Aktivität mit zunehmender Aggregation abnimmt und dadurch verwitterungsabhängig sind,
- Minerale, die bei Verwitterung durch Lösung oder Umwandlung abgebaut werden.

Ein hypothetischer Verwitterungsendzustand ist erreicht, wenn der gesamte Tonmineralbestand in der Tonfraktion $< 2\mu\text{m}$ vorliegt und keine löslichen oder umwandelbaren Minerale mehr vorhanden sind.

Da der Lößlehm als Verwitterungsprodukt des Löß entstanden ist (Kapitel 2.1.3), könnten nur noch die Tonminerale einen Einfluß ausüben. Die tonmineralogischen

Untersuchungen (Kapitel 2.4.3) zeigen jedoch, daß dieser Verwitterungszustand beim natürlich gewachsenen Lößlehm erreicht sein dürfte. Wird dieser Lößlehm in eine Schüttung eingebaut, werden dann langfristig eher Spannungsänderungen durch Überschüttung vorheriger Einbaulagen oder Sättigungsvorgänge infolge von Witterungseinflüssen eine Rolle spielen.

3.5 Zusammenfassung

Die Erkenntnisse bei der Ermittlung der Laborscherfestigkeit durch Triaxialversuche lassen sich auf folgende wesentlichen Punkte zusammenfassen:

- Effektive Scherparameter lassen sich nur durch vorherige Probensättigung (back pressure-Technik) bestimmen. Ungesättigte Proben liefern einen nicht unerheblichen Anteil an Kapillarkohäsion, welcher bei künstlich verdichteten Proben überwiegend auf eingeprägte Verspannung der Bodenteilchen durch Verdichtungs Vorgänge zurückzuführen ist.
- Der effektive Scherwinkel φ' weist eine geringe Streuung auf und ist unabhängig von den Einbaubedingungen.
- Die effektive Kohäsion c' streut sehr stark in den Ergebnissen. Bei künstlich verdichteten Proben wurde eine deutliche Abhängigkeit von den Einbaubedingungen festgestellt.
- Probengröße sowie Entnahmerichtung beeinflussen die Entwicklung der Hauptschubspannungen und die Größe der Bruchdehnungen ebenso wie die beim Versuch aufgebrachten Seitendrücke.
- Probenstörungen durch irreguläre Belastung infolge Lastwechsel mit Mehrstufenversuchstechnik oder sprunghafte Veränderung der Vorschubgeschwindigkeit zeigen keinen scherfestigkeitsmindernden Einfluß.
- Die Abhängigkeit von den Formänderungsverhältnissen kann nur qualitativ berücksichtigt werden. Verwitterungseinflüsse spielen keine Rolle.

4 In situ-Festigkeit aus großmaßstäblichen Traglastversuchen

In Kapitel 3 wurde die Laborscherfestigkeit in Abhängigkeit der Einbaubedingungen ermittelt. Zur Überprüfung deren Übertragbarkeit auf die realen Verhältnisse in situ wurden großmaßstäbliche Last-Setzungs-Versuche bis zum Versagen des Bodens durchgeführt. Aus den erhaltenen Bruchspannungen können dann durch numerische Untersuchungen Feldscherfestigkeiten ermittelt werden. Bei der Wahl der Versuchseinrichtung sind hinsichtlich der Beanspruchungsrichtung folgende Grenzwertprobleme der Geomechanik möglich:

- Traglastbestimmung von Fundamenten;
- Erddruckermittlung, z.B. auf Stützwände;
- Stabilitätsuntersuchungen von Böschungen.

Zur Verifizierung theoretischer Ansätze und zum Erkennen phänomenologischer Aspekte bei den o.g. Randwertproblemen haben Modellversuche nach wie vor eine aktuelle Bedeutung in der geomechanischen Forschung (SAVIDIS, 1988). Dabei wird das konstruktiv vereinfachte Bauwerk mit dem umgebenden Boden in einem gewählten geometrischen Maßstab erfaßt. Der anstehende Baugrund wird hierbei entweder als Boden-Ersatzstoff (Analogiemodelle, z.B. mit Kugeln oder Kohlestäbchen) abgebildet oder es wird vorzugsweise ein natürlicher, meist trockener kohäsionsloser Boden verwendet (z.B. Sand als Realmodell).

Modellversuche mit kohäsiven Böden sind in der Literatur selten zu finden. Grund hierfür ist sicherlich die Schwierigkeit, daß bei diesen bindigen Böden eine dem geometrischen Maßstab folgende Abbildung des Baugrundes zwangsläufig zu anderen Bodeneigenschaften führen muß und dadurch die Versuchsbedingungen verfälscht werden.

Zur Lösung von Traglastproblemen werden daher vorwiegend Modelluntersuchungen an nichtbindigen Böden durchgeführt. Die Erweiterung der dadurch gewonnenen

Gesetzmäßigkeiten wird dann i.a. nach dem im Jahre 1934 von CAQUOT ausgesprochenen Theorem der korrespondierenden Zustände (CAQUOT/KÉRISEL, 1967) auf kohäsive Böden übertragen; d.h. bei einem durch die *Mohr-Coulombsche* Bruchbedingung $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi' + c'$ gekennzeichneten Boden wird die Kohäsion c' durch einen fiktiven, konstanten und allseitigen Druck $\sigma_c = c' \cdot \cot \varphi'$ ersetzt. Außerdem werden bei numerischen Untersuchungen kohäsive Böden vereinfachend als gewichtsloses Medium betrachtet. Hier sei die theoretische Ermittlung der Tragfähigkeitsbeiwerte N_c und N_d nach PRANDTL (1920/22) bei der auf TERZAGHI (1943) in der allgemeinen Form zurückgehenden Grundbruchgleichung genannt.

Da bei den vorliegenden Untersuchungen erschwerend für Modellversuche der verwendete kohäsive Boden zusätzlich künstlich verdichtet eingebaut wurde, war bei der Planung der Versuchsanlage die Zielrichtung vorgegeben: Die Realität mußte möglichst naturgetreu nachgebildet werden. Die einfachste Form der Belastung des Halbraumes ist versuchstechnisch mit Hilfe von Laststreifen zu realisieren. Daher wurde als Randwertproblem die Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Fundamenten zugrundegelegt. Um die Versuchsergebnisse quantitativ auswerten zu können, wurde im Hinblick auf das Spannungsniveau ein sog. 1-g-Modell im Maßstab 1:1 konzipiert. In der Sprache der Modelltechnik kann deshalb die nachfolgend beschriebene Versuchseinrichtung gemeinsam mit den in Kapitel 2 beschriebenen Versuchsböden als Prototyp bezeichnet werden.

4.1 Voruntersuchungen

Auf Erfahrungen von In situ-Untersuchungen zum Tragverhalten künstlich verdichteter bindiger Böden im Vergleich mit denen im natürlich gewachsenen Zustand konnte vom Autor nicht zurückgegriffen werden. Lediglich die Modellversuche von KOBLER (1982) zeigten Tendenzen auf. Dort wurden in einem 30 x 30 cm großen Stahlkasten max. 10 cm hohe, unter 45° geneigte Böschungen mit 5 cm breiten Laststreifen bis zum Bruch belastet. Als Versuchsboden wurde ebenfalls Lößlehm verwendet. Vergleichend wurden ungestört entnommene Großproben in den Versuchskasten eingebaut und gestörter Boden mit einer Verdichtungsarbeit in Anlehnung an den Proctorversuch derart eingestampft, daß nahezu dieselbe Dichte wie im natürlichen Zustand erreicht werden konnte.

Trotz der bereits erwähnten Problematik bei Modellversuchen mit kohäsiven Böden und des nicht eindeutig nachvollziehbaren Sättigungszustandes zeigen diese Versuche ein

unterschiedliches Verhalten während der Belastung und beim Versagen auf. Der künstlich eingebaute Boden zeigte während der jeweiligen Laststufe eine größere Nachgiebigkeit. Dies äußerte sich in einer von Anfang an größeren Neigung der Lastsetzungskurven, die im Vergleich zum natürlich gewachsenen Boden erst bei sehr großen Verformungen in einen Bruchzustand übergingen. Die ermittelten ebenen Bruchlasten vergleichbarer Versuche waren beim künstlich eingebauten Boden im Mittel halb so groß wie beim natürlich gewachsenen. Die auf die jeweilige Böschungshöhe bezogenen Bruchsetzungen waren dagegen um ca. das 3-fache größer.

Für eine gezielte Detailplanung der Großversuchsanlage war es daher notwendig, zunächst mit geringem Aufwand das Verformungs- und Bruchverhalten der hergestellten Schüttung FVD im Vergleich mit dem natürlich gewachsenen Lößlehm NVD abzuschätzen. Praktische Erfahrungen mit bis zum Bruch belasteten Plattendruckversuchen hatten gezeigt, daß hiermit örtlich eine gute Einschätzung über das bodenmechanische Verhalten eines Baugrundes zu gewinnen ist.

Auf der Grundlage des Plattendruckgerätes nach DIN 18134 wurde eine baupraktisch einfach einsetzbare Belastungs- und Meßeinrichtung für Traglastversuche entwickelt. Als Lasteinleitungsfläche wurde eine verstärkte Stahlplatte mit den Abmessungen 25 x 25 cm verwendet. Die Messung der Fundamentsetzungen an den vier Eckpunkten der Platte, deren mögliche horizontale Bewegung an zwei Seiten sowie die Verformungen der das Fundament umgebenden Bodenoberfläche erfolgte mit Hilfe systematisch angeordneter mechanischer Meßuhren (Skalenteilung 1/100 mm, max. Meßbereich bis 30 bzw. 80 mm). Als Gegenhaltesystem diente ein vor Ort zur Verfügung gestellter beladener LKW.

Die im Hinblick auf die kleine Lasteinleitungsfläche im Vergleich zum realen Baugrundaufbau als qualitative Modelluntersuchungen einzustufenden Versuche wurden von SCHÄFER (1990) im Rahmen einer vom Autor konzipierten und betreuten Diplomarbeit durchgeführt. Damit konnten die Böden Schüttung FVD sowie Lößlehm NVD durch jeweils 3 Grundbruchversuche vorab vergleichend auf ihr Tragverhalten überprüft werden.

Die Versuche wurden kraftgesteuert gefahren. Die Belastung wurde während der Versuchsdurchführung in Abhängigkeit der gemessenen Lastplattensetzungen mit Sohlspannungserhöhungen von 140 kN/m² bzw. 70 kN/m² in 7 Stufen aufgebracht. In Anlehnung an DIN 18134 (Stand 07/76) galt als Kriterium für die Weiterbelastung jeweils das Abwarten der Setzungsgeschwindigkeit bis auf einen Wert von 0,02 mm/min. Bild 4.1 zeigt vergleichend das festgestellte typische Spannungs-Setzungsverhalten.

Es ergaben sich beim künstlich verdichteten Boden (Schüttung FVD) im Mittel ca. 10 % kleinere Bruchspannungen bei ca. 20 % größeren Bruchsetzungen.

Die maximal aufgebrauchte Sohlspannung betrug beim Lößlehm NVD 920 kN/m^2 bei 26 mm Gesamtsetzung, in der Schüttung FVD 840 kN/m^2 bei 36 mm Setzung. Gemessene horizontale Bewegungen waren mit $< 0,05 \text{ mm}$ vernachlässigbar gering, d.h. die Lasteinleitung erfolgte zentrisch.

Das unterschiedliche Verformungsverhalten der beiden Bodenarten wird durch die vergleichende Darstellung von gemessenen Oberflächenverformungen verdeutlicht (Bild 4.2), und durch die nach Versuchsende aufgenommenen Rißbilder anschaulich belegt (Bild 4.3).

Im natürlich gewachsenen Boden entstehen nur wenige kleine Risse parallel zum Fundament und in den Diagonalen. Die Bodenverformungen liegen im 1/10-Millimeterbereich und werden dabei kaum größer als 1 mm; bezogen auf die max. Fundamentsetzungen betragen sie ca. 3 %. Entstehende Bruchkörper waren nicht erkennbar.

Das Verformungsverhalten des künstlich verdichteten Bodens sieht dagegen völlig anders aus. Die Oberflächenverformungen betragen etwa das 10-fache. Es bildet sich eine Art Setzungsmulde um den Fundamentkörper, die durch eine nahezu kreisförmige Rißbildung parallel zu den Plattenrändern und senkrecht zu den Diagonalen verdeutlicht wird. Die gemessenen Bodenverformungen von max. 5 bis 7 mm betragen ca. 20 % der Fundamentsetzung. Die erste Rißbildung auf der Bodenoberfläche wurde bereits bei ca. 50 % der maximal aufgebrauchten Lasten beobachtet, beim natürlich gewachsenen Boden dagegen erst bei ca. 90 %. Trotz größerer Ausgangsdichte (s. Tabelle 2.3) zeigte

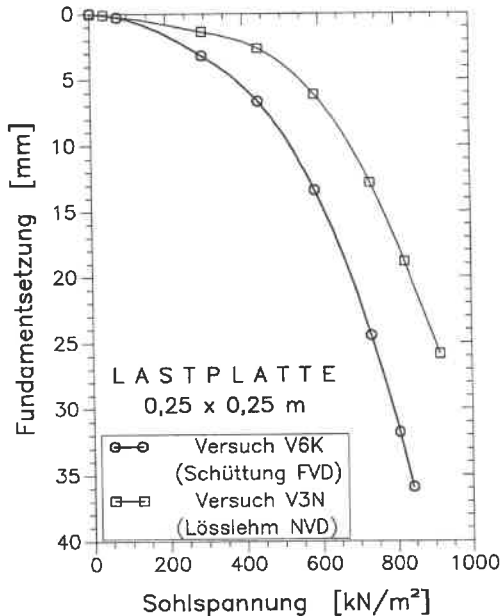


Bild 4.1: Spannungs-Setzungsverhalten aus modifizierten Plattendruckversuchen

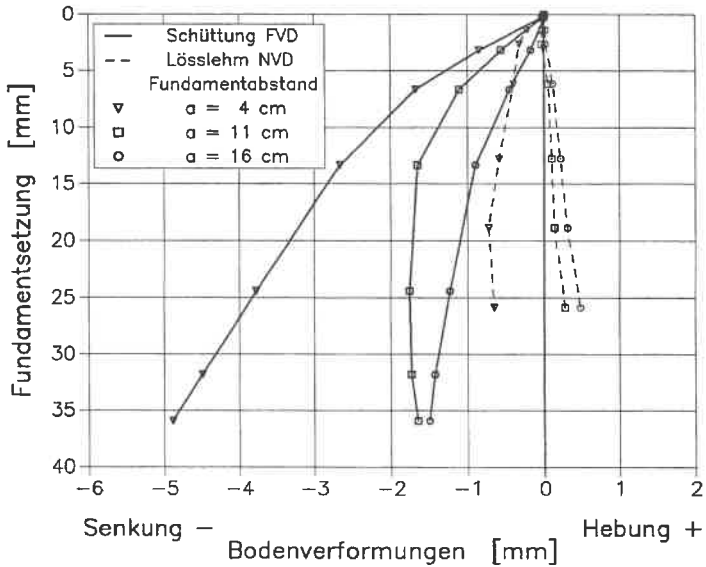


Bild 4.2: Oberflächenverformungen in Abhängigkeit der Fundamentsetzungen

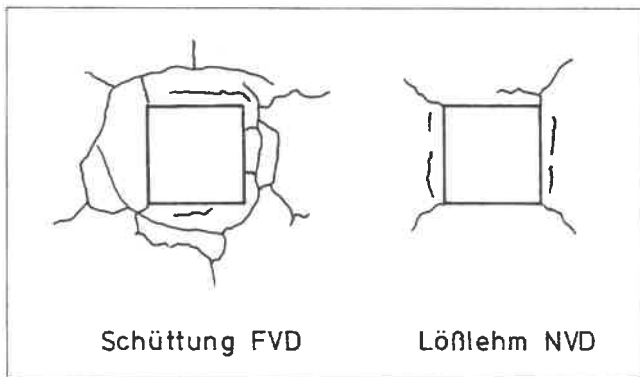


Bild 4.3: Reißbilder der Bodenoberfläche nach Ende der modifizierten Plattendruckversuche

die Schüttung ein deutlich weiches Verhalten und eine größere Plastizität.

Die beschriebenen Versuchsergebnisse bestätigten die von KOBLER (1982) in Modellversuchen festgestellten Tendenzen, allerdings nicht so ausgeprägt. Bei einer quantitativen Wertung ist zu beachten, daß die Versuche unmittelbar nach Fertigstellung der Schüttung durchgeführt wurden; d.h., eine im Zuge des Verdichtungsvorganges eingeprägte Verspannung hat möglicherweise Einfluß auf die Versuchsergebnisse, witterungsbedingte Sättigungsvorgänge in der Schüttung und dadurch hervorgerufene Spannungsänderungen sind nicht berücksichtigt.

Für die Planung der großmaßstäblichen Versuche waren jedoch folgende Erkenntnisse von Bedeutung:

- Bei der Dimensionierung des Gegenhaltesystems zur Lastabtragung werden die Eigenschaften des natürlich gewachsenen Lößlehms maßgebend.
- Für die Messung der Verformungsgrößen, Steuerung der Versuche und zu erwartende Versuchsdauer sind die Eigenschaften der Schüttung von Bedeutung.

4.2 Versuchseinrichtung und Meßtechnik

Aufgrund der Einzigartigkeit der für wissenschaftliche Zwecke aufgebauten Schüttung war eine sorgfältig durchdachte und detaillierte Planung der Versuchsanlage notwendig. Übliche Vorversuche zum Testen und Weiterentwickeln des Versuchsaufbaus mußten entfallen, da die Schüttfläche begrenzt und optimal auszunutzen war.

Mit finanzieller Unterstützung durch die DFG und den am Institut für Geotechnik in Stuttgart vorhandenen Erfahrungen mit großmaßstäblichen Versuchen konnte vom Autor eine praktikable Versuchsanlage entwickelt werden, die durch einfache Umbauten für verschiedene Traglastprobleme einsetzbar war.

4.2.1 Ebener Formänderungszustand; Fundamente

Bei Grundbruchversuchen wird die Spannungsverteilung und die Ausbildung möglicher Gleitflächen durch die Form der Lastfläche maßgeblich beeinflußt. Um den Einfluß der Fundamentform auszuschalten, müßten daher unendlich lange Laststreifen verwendet werden. Da dies versuchstechnisch nicht möglich ist, wird mit endlichen Fundamentabmessungen gearbeitet; hinsichtlich der Bruchlast werden die Grundrißabmessungen durch Formbeiwerte berücksichtigt. Hierzu werden im Versuch gleich breite, jedoch

unterschiedlich lange Rechteckfundamente verwendet. Werden die hiermit ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit vom Längen-/Breitenverhältnis aufgetragen, so zeigt sich, daß die Zunahme der Bruchlasten bei wachsendem Verhältniswert geringer wird und die Kurve sich asymptotisch einem Grenzwert nähert. Die dem Grenzwert zugeordnete Bruchlast entspricht dann der des unendlich langen Streifenfundamentes.

Nach WEISS (1970) reicht ein Längen-/Breitenverhältnis von 5 bis 7 aus, um die Bruchlast eines Streifenfundamentes nahezu unendlicher Länge zu erhalten. Literaturauswertungen und eigene Versuche von SALDEN (1980) bestätigten die Größenordnung. Da diese Angaben ausschließlich aus Versuchen auf Sand abgeleitet sind und für bindige Böden keine Erfahrungen vorliegen, wurde zusätzlich ein Weg gesucht, bei der Lasteinleitung eindeutig einen ebenen Formänderungszustand zu erzielen.

Nach dem von den o.g. Autoren praktizierten Prinzip der Fundamentteilung (ein Fundamentkörper bestimmter Breite und endlicher Länge wird in Längsrichtung in drei Teile zerschnitten) wurden ein quadratisches Fundament ($L/B = 1$) und zwei Fundamenteile mit $L/B = 2,5$ zu einem Versuchsfundament mit einem Gesamtlängen-/Breitenverhältnis von $L/B = 6$ zusammengefügt (Bild A81 in Anhang 8.2, S. 185). Um in den Schnittflächen keine Querkräfte zu übertragen, wurden die Fundamente im Abstand von 1 bis 2 cm aufgestellt. Durch die relative Größe der Randfundamente beeinflussen dort vorhandene Störzonen die Versuchsergebnisse des mittleren Fundamentes nicht mehr, diesem Fundamenteil kann somit eindeutig ein ebenes Verformungsverhalten zugeordnet werden.

Da bei biegesteifen unendlich langen Fundamenten in jeder lotrechten Schnittebene quer zur Längsachse gleiche Spannungs- und Formänderungsverhältnisse herrschen müßten, durften zwischen den einzelnen Schnitten keine Relativverschiebungen auftreten. Daher wurde über die genannten Teilfundamente eine starre Brücke bestehend aus zwei zusammengeschweißten Stahlträgern HEA 500 angeordnet, um bei Belastung eine gleichmäßige Eindringung des gesamten Fundamentes in den Versuchsboden zu erzwingen. Die auf die jeweiligen Fundamenteile wirkenden Kräfte wurden zusätzlich getrennt durch zwischen Fundament und Stahlträger angeordnete elektrische Kraftmeßdosen gemessen (Bild 4.5). Durch diese eindeutige Zuordnung der abfließenden Kraftanteile war es möglich, die Versuchsergebnisse für ebene Streifenfundamente und Rechteckfundamente zu interpretieren. Weiter konnte das genannte Längen-/Breitenverhältnis hinsichtlich einer Übertragung auf bindige Böden kontrolliert werden.

Um das eigentliche Ziel der Versuche, die Festigkeitsermittlung in situ durch Wiederholungsversuche möglichst zweifelsfrei belegen zu können, wurde als einzige Parametervariation die Fundamentbreite gewählt. Im Hinblick auf die beim Versuch abzutra-

genden Gesamtlasten und den zu erwartenden Setzungen wurden bewehrte Stahlbetonfundamente mit einer Dicke von 30 cm und Fundamentbreiten von 40, 60 und 80 cm hergestellt. Diese wurden auf die Oberfläche des Halbraumes aufgesetzt, so daß unter Vernachlässigung der beim Belasten zwangsläufig entstehenden Einbindetiefe entsprechend der Fundamentsetzung die rechnerische Einbindetiefe zu Null angenommen werden kann.

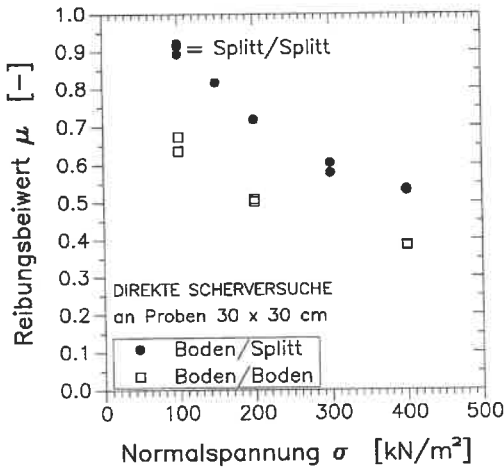


Bild 4.4: Reibungsbetrachtungen

Scherversuchen (Probenabmessungen 30 x 30 cm) im Labor untersucht. Es zeigte sich, daß mit zunehmender Auflast sich der Abschervorgang vom Splittmaterial in den bindigen Boden verlagert, wobei dieser dann durch das in der Scherfläche entstandene Boden-Splitt-Gemisch eine größere Reibungsfestigkeit aufweist (Bild 4.4).

Der Idealbedingung einer horizontal unverschieblichen Lasteintragung mußte somit nur noch durch eine gezielte Laststeuerung Rechnung getragen werden (Kapitel 4.2.3).

4.2.2 Belastungsvorrichtung

Ausgehend von den in Kapitel 3.3 mitgeteilten Laborscherverfestigkeiten und den Ergebnissen der Voruntersuchungen (Kapitel 4.1) wurde für die Bemessung der Belastungsvorrichtung eine maximale Grundbruchspannung von 1000 kN/m² zugrundegelegt. Dies entspricht bei der größten Fundamentbreite von 80 cm einer Traglast von 4000 kN.

Um eine zentrische Lasteinleitung zu gewährleisten und baupraktischen Verhältnissen möglichst nahe zu kommen, wurde die Fundamentsohle aufgeraut hergestellt und zusätzlich zwischen Fundament und Versuchsboden Splitt mit Körnung 4/8 mm eingestreut. Gleichzeitig konnten hierdurch Unebenheiten bei der Herstellung des Versuchsplans ausgeglichen werden. Zur Abschätzung der Wirkung dieser Maßnahme wurde das Reibungsverhalten mit geführten direkten

Zur Lasterzeugung standen vier hydraulische Pressen (LUKAS LZM 100/200) mit einer maximalen Druckkraft von 1000 kN zur Verfügung. Eine sichere Ableitung dieser außergewöhnlich hohen Versuchslasten war nur über ein Widerlagersystem aus Stahlträgern und Anker möglich.

Kennzeichnend für eine gezielte Einleitung der Lasten auf die Versuchsfundamente und eine sichere Steuerung des Versuchsablaufes ist bei der gewählten Versuchseinrichtung ein äußerst steifes Widerlagersystem. Für dessen Dimensionierung waren folgende Randbedingungen maßgebend:

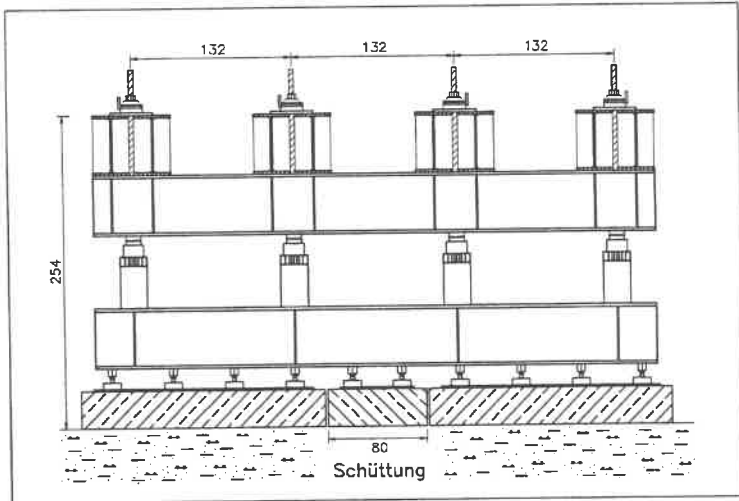
- Die Abmessungen der Stahlträger mußte derart gewählt werden, daß diese einen variablen, an die jeweilige Fundamentbreite angepaßten Einsatz ermöglichten. Hieraus ergab sich die Wahl derselben Länge für Längs- und Querträger.
- Sich ausbildende Bruchkörper durften durch die Lage der Widerlageranker nicht beeinträchtigt werden. Dies ergab die max. erforderliche Trägerlänge.
- Die Widerlageranker waren so anzuordnen, daß eine wirtschaftliche Wiederverwendung von Ankerreihen zur Lastabtragung bei Parallelversuchen möglich war. Die daraus resultierende rasterförmige Anordnung der Anker zeigt Bild A4 im Anhang 1 (S. 127).
- Der Kraftfluß und die gemessenen Größen mußten bei der Versuchssteuerung und für die Auswertung eindeutig nachvollziehbar sein.

Das Ergebnis der aus diesen Randbedingungen konzipierten Konstruktion zeigt Bild 4.5 im Längs- und Querschnitt.

Ausgehend von den hydraulischen Pressen werden die Versuchslasten über jeweils lastverteilende Längsträger (zwei zusammengeschweißte HEA 500) einerseits auf die Versuchsfundamente eingeleitet und andererseits über Querjoche, bestehend aus max. 8 Stahlträgern HEA 500 in die Anker abgegeben. Zur Messung der Kräfte sind jeweils elektronische Kraftmeßdosen zwischengeschaltet (Kapitel 4.2.4). Die Querjoche wurden vor Versuchsbeginn auf stabil stehenden Stahlbehelfsrahmen aufgelegt.

Für die insgesamt erforderlichen 40 Widerlageranker wurden die bindigen Schichten vorab mit der schweren Rammsonde bis auf Tiefen von etwa 5 m durchhörert (Kapitel 2.3.3). In einem zweiten Arbeitsgang wurden diese Sondierlöcher mit einer speziell hergestellten Sondenspitze von 70 mm Durchmesser aufgeweitet. Anschließend konnte der in den anstehenden Kalksteinen des Oberen Muschelkalks vorgesehene Krafteinleitungsbereich direkt mit einem Imlochhammer \varnothing 80 mm gebohrt werden. Nach Einstellen der verwendeten Einstabanker \varnothing 26,5 mm (St. 1080/1230) bzw. \varnothing 36 mm (St. 835/1030) wurden die unteren 4 bis 5 m mit Zementmörtel, dem das Betonzusatzmittel Quell-Tricosal zum Bewirken eines mäßigen Quellens zugesetzt war, verfüllt. Es

a)



b)

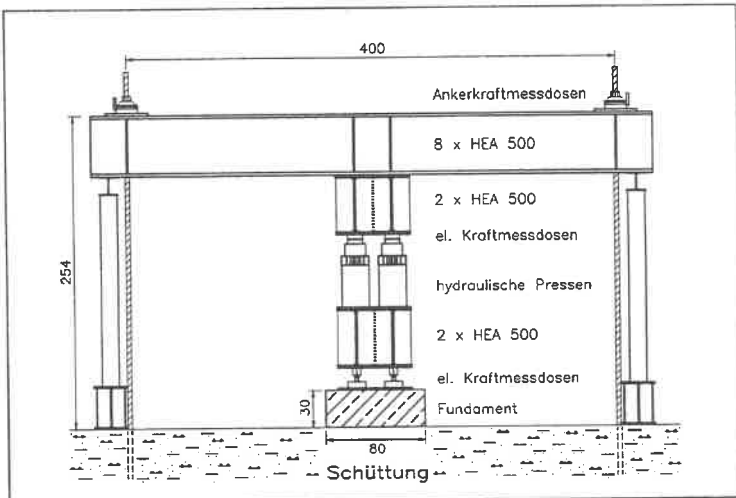


Bild 4.5: Versuchseinrichtung (Maße in cm)
 a) Längsschnitt / b) Querschnitt

erwies sich als zweckmäßig, den Ankerstahl in 3 Abschnitte aufzuteilen und diese durch entsprechende Muffen zu verbinden. Dadurch konnten die Ankerstäbe oberhalb des Kräfteinleitungsbereiches wiedergewonnen werden.

Durch dieses kostengünstige System konnten die maximal aufgebrachtten Lasten von 200 bis 450 kN je Anker sicher und ohne Versagen in die Schichten des Oberen Muschelkalks abgetragen werden.

4.2.3 Laststeuerung; Versuchsgeschwindigkeit

Zur Steuerung der Lasteinleitung besteht generell die Möglichkeit, diese mit konstanten Laststufen oder mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit vorzunehmen.

Weggesteuerter Vorschub bietet bei bindigen Böden hinsichtlich auftretender Porenwasserdrücke den Vorteil, daß eine konstante Vorschubgeschwindigkeit eingestellt werden kann. Wird eine Porenwasserdruckmessung vorgenommen, können höhere Geschwindigkeiten gefahren und die Versuchsdauer somit verkürzt werden. Sollen keine Porenwasserdrücke auftreten, ist die Versuchsgeschwindigkeit entsprechend langsam vorzusehen. Dieses Verfahren entspricht z.B. dreiaxialen CU- und CD-Versuchen im Labor. Bei den geplanten Versuchen besteht jedoch ein wesentlicher Nachteil darin, daß bei Vorgabe der Verformung durch Umlagerungs- und Konsolidationsvorgänge das Fundament weiter nachgibt und ein Absinken der resultierenden Kraft bewirkt. Zusätzlich ist ein Einfluß durch das Gegenhaltesystem gegeben (Durchbiegung der Querträger, elastische Dehnung des Ankerstahls), so daß weder Weg noch Kraft konstant gehalten werden können. Dies könnte nur durch den Einsatz eines automatischen Getriebes mit elektronischer Regelung vermieden werden, was aus Kostengründen nicht realisierbar war.

Bei *kraftgesteuertem Vorschub* hat dagegen das gewählte Widerlagersystem keinen Einfluß. Zudem kann durch geeignete Wahl der Laststufen die Bruchlast exakter festgestellt werden. Allerdings ist hierbei eine Lastkonstanthalteeinrichtung erforderlich, die es erlaubt, einen bestimmten Öldruck, entsprechend der vorgegeben Kraft einzustellen und auch zu halten, in dem die Setzungen des Fundamentes und die elastischen Verformungen des Widerlagers sofort durch Nachfördern von Öl in die Pressen automatisch kompensiert werden.

KOBLER (1982) hatte bei Traglastversuchen im natürlich gewachsenen bindigen Boden den Einfluß der Belastungsart (lastgesteuert/verformungsgesteuert) sowie der Verformungsgeschwindigkeit auf die erreichte Grenzlast untersucht. Danach ergaben sich

bei lastgesteuerten Versuchen ca. 5 % höhere Bruchlasten, da sich bei den einzelnen Laststufen jeweils ein Gleichgewichtszustand infolge lokaler Bodenverfestigung bilden kann, was sich im Abklingen der Setzungen äußert. Dagegen wird bei verformungs-gesteuerter Belastung dieser Verfestigungsprozeß sofort überdrückt.

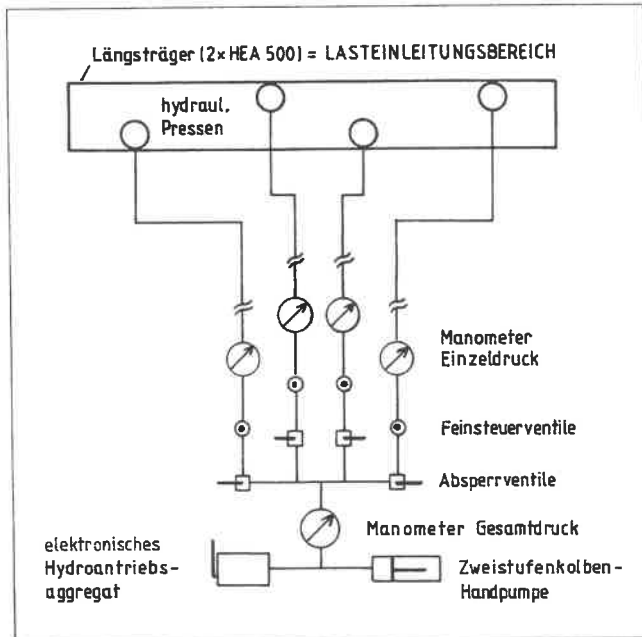


Bild 4.6: Hydraulisch gesteuerte Krafteinleitung

Die Voraussetzung einer lotrecht mittigen Belastung konnte auch aus sicherheitstechnischen Gründen nur durch einen gezielten kraftgesteuerten Vorschub erfüllt werden. Die Ausbildung einer Setzungsmulde in Längsrichtung war durch den steifen Längsträger verhindert; um ein Verkanten und plötzliches Kippen der Versuchsfundamente zu vermeiden, wurden die hydraulischen Pressen in Querrichtung versetzt angeordnet. Die Steuerung der Pressen wurde so geregelt, daß jede Presse einzeln über Feinsteuerventile und zusätzliche Absperrventile manuell getrennt angesteuert werden konnte (Bild 4.6). Trotz des durch die zusammengesetzte Breite der Trägerflansche begrenzt vorhandenen Hebelarms von max. 35 cm, konnten auf diese Weise die Fundamente zentrisch,

d.h. als ideal starre Lastplatte ohne Verkantungen simuliert, in den Versuchsboden eingedrückt werden. Die maximal auftretende Verkantung während der Versuche lag im Millimeterbereich.

Die Fundamente wurden in 7 bis 9 Laststufen bis zum erkennbaren Bruch belastet. Die Laststeigerung wurde über ein elektronisches Hydroantriebsaggregat behutsam vorgenommen, die anschließende Lastkonstanz wurde von Hand über eine Zweistufenkolbenpumpe geregelt. Als Endwert der Setzungen unter der jeweiligen Laststufe wurden Messungen festgelegt, bei denen die Verformungsgeschwindigkeit den Wert von 0,02 mm/min. unterschritt. Dies entsprach einer Wartezeit von 5 min., bis die Setzungsgeschwindigkeit auf 0,1 mm abgeklungen war. Untersuchungen im Labor an ungestört entnommenen Proben (Zeit-Setzungsverhalten im Oedometerversuch) hatten gezeigt, daß ab dieser Verformungsgeschwindigkeit Konsolidationssetzungen aus baupraktischer Sicht nahezu abgeschlossen waren. Bild 4.7 zeigt das typische Zeit-Setzungsverhalten während der beim Versuch aufgebrauchten Laststufen. Durch die stets parallel verlaufenden Endtangenten der Zeit-Setzungskurven ($\Delta s/\Delta t = \text{konst.}$) wurden für jeden Versuch dieselben Bedingungen zur Ermittlung der Arbeitslinien zugrundegelegt, d.h. die einzelnen Versuche und Bodenarten können dadurch zweifelsfrei untereinander verglichen werden.

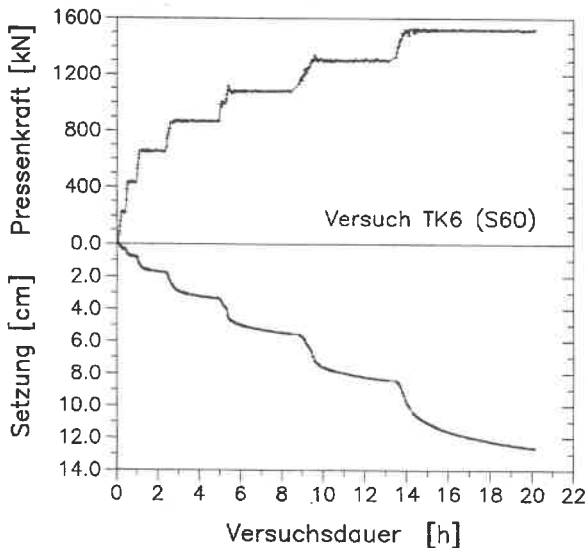


Bild 4.7: Last-Setzungsverlauf während des Versuches

4.2.4 Meßtechnische Ausrüstung

Entsprechend der Zielsetzung der Belastungsversuche wurden ausschließlich Kraft- und Verformungsmessungen durchgeführt. Die typische Anordnung ist im Bild 4.8 dargestellt.

Die mit den hydraulischen Pressen aufgebrachte Belastung wurde durch elektronische Kraftmeßdosen (Nennlast 1 MN) gemessen, welche zwischen den Pressen und dem oberen lastverteilenden Längsträger angeordnet waren. Parallel hierzu wurden die jeweiligen Pressendrucke über zugeordnete Einzelmanometer kontrolliert. Die daraus auf die zusammengesetzten Fundamente abfließenden Kraftanteile wurden mit elektronischen Kraftmeßdosen (Nennlast 0,3 MN), eingebaut zwischen unterem Stahllängsträger und Fundament, registriert. Zur Kontrolle der Lastableitung in den Baugrund wurden mechanische Ankerkraftmeßdosen (Nennlast 1 MN) eingesetzt; Ankerdehnungen wurden durch mechanische Meßuhren im Bereich des jeweiligen Ankerkopfes festgehalten.

Die Verformungen wurden mit elektronischen, nach dem Potentiometerprinzip arbeitenden Wegaufnehmern wie folgt erfaßt:

- Zur zentrischen Steuerung der Lasteinleitung waren 4 versetzt angeordnete Wegaufnehmer verantwortlich, deren visuelle Kontrolle erfolgte zusätzlich über mechanische Meßuhren.
- Die Vertikalverschiebung des Versuchsfundamentes wurde über 2 auf dem mittleren Fundamentteil angeordnete Wegaufnehmer gemessen.
- Mögliche Horizontalverschiebungen wurden durch jeweils parallel und quer zum Versuchsfundament angeordnete Wegaufnehmer kontrolliert.
- Die das Versuchsfundament umgebende Bodenoberfläche wurde durch maximal 28 systematisch angeordnete, senkrecht stehende Wegaufnehmer abgetastet. Diese waren auf Stahlplättchen aufgesetzt, so daß sich der Boden relativ zum Geber verschieben konnte.

Sämtliche Wegaufnehmer waren an einem Meßgestell befestigt, bestehend aus zu einem Rahmen verschraubten 5/4"-Rohren. Das Meßgestell war außerhalb des Einflußbereiches möglicher Bruchkörper fixiert. Da infolge der Spannweite das Meßgestell nicht als vollständig starr angesehen werden konnte, wurden mögliche Erschütterungen und Temperatureinflüsse durch vom Meßgestell unabhängige Geber registriert. Ebenso wurden über die gesamte Versuchsdauer regelmäßig Luft- und Bodentemperaturmessungen durchgeführt.

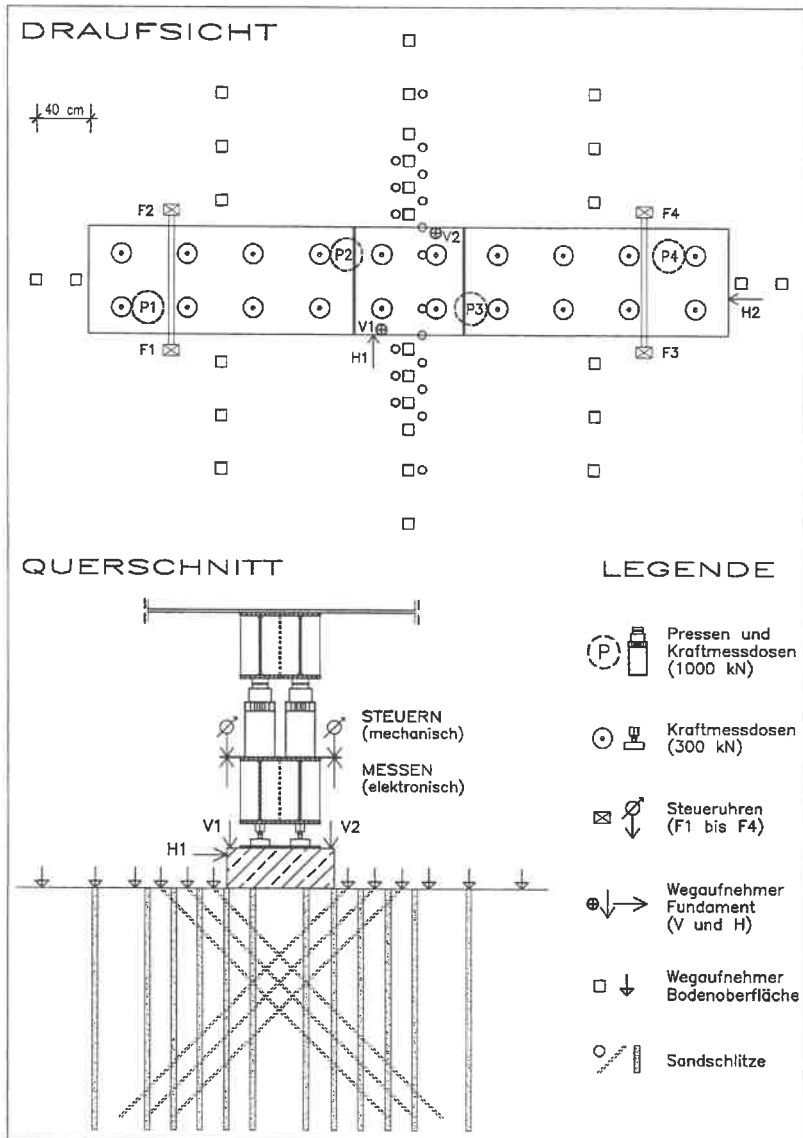


Bild 4.8: Typische Anordnung der Meßeinrichtungen für Grundbruchversuche

Die Kraftmeßdosen und Wegaufnehmer ergaben zusammen maximal 61 Meßstellen, die über eine microprozessorgesteuerte Vielstellenmeßanlage erfaßt werden konnten. Die umgewandelten Meßsignale wurden zur Datenspeicherung an einen portablen Personalcomputer weitergegeben und parallel dazu ausgedruckt. Der Meßzyklus konnte automatisch eingestellt werden; er wurde in Abhängigkeit der Verformungsgeschwindigkeit zwischen 1 min. und 5 min. variiert. Die während des Versuchsablaufs gemessenen Kräfte und Verformungen waren ständig am Bildschirm darstellbar und erlaubten somit eine sehr genaue Versuchssteuerung.

Sämtliche Meßaufnehmer wurden vor Beginn der Versuche mit einer unabhängigen Kalibrierung geeicht. Bei den verwendeten Kraftmeßdosen handelt es sich um Präzisionswägezellen mit DMS-Meßsystem; vom Hersteller wird eine Genauigkeitsklasse von 0,5 % bezogen auf die maximal aufnehmbare Kraft mitgeteilt. Bei den Wegaufnehmern wird der Linearitätsfehler ihrer Kennlinie mit maximal $\pm 0,07$ % angegeben; das Auflösevermögen beträgt 0,01 mm. Bezogen auf die maximal gemessenen Größen während der Versuche kann demzufolge eine Meßgenauigkeit von $\pm 4,5$ kN bzw. $\pm 0,15$ mm zugrunde gelegt werden.

Während der Versuche lagen die maximalen Schwankungsbreiten der Temperaturen im Versuchsboden (in 10 cm Tiefe) bei 3,6 °C und an der Bodenoberfläche bei 12,7 °C. Der Einfluß dieser Temperaturänderungen auf das Meßgestell und somit auf die Weggeber lag bei maximal 3 mm.

Ein qualitatives Erkennen von Bruchmechanismen erfordert eine optische Markierung des Versuchsbodens. Daher wurden zusätzlich zur elektronischen Meßwerterfassung senkrechte und unter 45° geneigte, mit Sand verfüllte und quer zum mittleren Fundamentteil angeordnete Schlitzsondierungen hergestellt (Bild 4.8). Nach den Versuchen wurden die jeweiligen Bruchkörperbereiche sorgfältig freigegeben, vermessen und dokumentiert. Beobachtete Verdichtungsvorgänge unter dem Versuchsfundament konnten durch Entnahme ungestörter Proben in verschiedenen Tiefen erfaßt werden. Außerdem wurde das beim Versuch sich auf der umgebenden Bodenoberfläche abzeichnende Ribbild zur Dokumentation direkt auf Folien übertragen. Mit den gemessenen Oberflächenverformungen und der erfaßten Grundfläche des Bruchkörpers ergibt sich somit ein vollständiges Bild vom Versagen der untersuchten Böden.

4.3 Versuchsdurchführung, -programm

Die Schüttung wurde insgesamt 15 Monate (bis Oktober 1991) den natürlichen Gegebenheiten ausgesetzt mit dem Ziel, vor Beginn der großmaßstäblichen Belastungsversuche eine Sättigung in Verbindung mit einer Entspannung der im Zuge der Herstellung der Schüttung eingepprägten Verdichtung zu erreichen. In dieser Zeit wurde die beschriebene Belastungseinheit konzipiert, bemessen, die Einzelteile erstellt und vorhandene Programme für die Meßwerterfassung und Meßdatenverarbeitung modifiziert und an die Versuchsanlage angepaßt.

Um einer Beeinträchtigung der Versuchsergebnisse durch Witterungs- und Temperatureinflüsse vorzubeugen, wurde ein über die gesamte Versuchseinrichtung reichendes mobiles Zeltdach errichtet. Dadurch war es möglich, die Versuche relativ witterungsunabhängig über den vorgesehenen Zeitraum von einem Jahr kontinuierlich durchzuführen.

Den Versuchen lag ein einheitliches Ablaufschema zugrunde. Nach der Errichtung des Zeltdaches über den jeweiligen Versuchsbereich wurden die Stahlbehelfsrahmen längs der zuvor gesetzten Ankerreihen aufgestellt, die Querjoche aufgelegt und gemeinsam mit dem Einbau der Ankerkraftmeßdosen fixiert.

Zur Herstellung des Rohplanums wurde im Bereich der Versuchsfläche (20 bis 30 m²) die Schutzschicht von ca. 50 cm Mächtigkeit mit einem Teleskopbagger geradlinig entfernt. Bei den Böschungsversuchen war zusätzlich ein ca. 2 m hoher, senkrechter Geländesprung herzustellen. Das Feinplanum bzw. das Planziehen der Böschungswand erfolgte von Hand mit Hilfe von sog. Bügelzughacken.

Nach dem Abteufen und Verfüllen der Sondierbohrungen wurden die einzelnen Fundamenteile auf die horizontal abgegliche Splittschicht aufgesetzt und ausgerichtet. Es folgte das Einsetzen der Stahllängsträger sowie die Installation der hydraulischen Pressen und Kraftmeßdosen. Anschließend wurden das Meßgerüst aufgebaut, die Wegaufnehmer installiert und die elektronische Meßeinrichtung überprüft.

Zum Festsetzen der Belastungseinrichtung für einen gleichmäßigen Kraftschluß der Kraftmeßdosen und zum Einrichten der Wegaufnehmer wurde vor Beginn der Versuche eine geringe Vorlaststufe von ca. 20 kN/m² aufgebracht. Die anschließenden Laststufen waren so geplant, daß die erwartete Bruch- bzw. Grenzlasterlast in etwa 7 bis 9 gleich großen Belastungsstufen erreicht wurde.

Durch Auftragen der Arbeitslinie konnten die einzelnen Lastschritte dem jeweiligen

Versuchsablauf angepaßt werden. In der Regel wurde die Erhöhung der mittleren Sohlspannung in Stufen von 90 kN/m² bis 110 kN/m² aufgebracht. Dabei war die mögliche Fundamentsetzung durch den maximal vorhandenen Pressenhub von 20 cm begrenzt. Um einen ausgeprägten Bruchmechanismus zu erzeugen, wurden daher bei einzelnen Versuchen am Ende der betreffenden Laststufen die Pressen nacheinander durch zwei Sprieße umgesteift, der Kolben eingefahren und mit selbstgefertigten Stahl-distanzstücken unterfüttert.

Die beschriebenen Vorgänge sind im Anhang 8.2 (S. 184) anschaulich in einer Foto-dokumentation zusammengestellt.

Insgesamt wurden 12 großmaßstäbliche Traglastversuche durchgeführt. Die wichtigsten Versuchsdaten sind in nachfolgender Tabelle 4.1 zusammengestellt, die Anordnung der einzelner Versuche im Gelände kann dem Lageplan im Anhang 1 (Bild A4, S. 127) entnommen werden.

Versuchs-boden-/bereich	Versuchs-art	Versuchs-bezeichnung	Funda-ment-breite [cm]	Anzahl der Last-stufen [Stck.]	Versuchs-dauer [Std.]	max. aufge-brachte Gesamt-last [kN]	max. Funda-ment-set-zung [cm]	max. Boden-verformung [*] [cm]
Schüttung FVD	Grund-bruch	TK1	40	9	15,9	860	8,8	2,4
		TK2	60	5	10,8	1080	17,6	-6,8
		TK3	60	8	17,3	1820	15,3	-5,6
		TK4	80	7	21,1	2310	14,6	4,6
		TK5	40	7	15,0	850	12,3	-6,5
		TK6	60	7	20,1	1520	12,6	2,0
		TK7	80	7	22,7	2550	19,0	5,0
	Böschungs-bruch	BK1	40	3	2,6	135	4,6	-5,1
		BK2	40	6	3,7	115	5,6	-6,6
Lößlehm NVD	Grund-bruch	TN1	40	9	14,9	860	11,0	0,3
		TN2	60	9	21,8	1905	14,5	0,4
		TN3	80	9	23,9	3305	16,3	0,8

(*) Hebung - / Setzung +

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm

In der Schüttung wurden jeweils 2 Grundbruchversuche mit den gewählten Fundamentbreiten 40, 60 und 80 cm ausgeführt. Dabei mußte Versuch TK2 wiederholt werden, die Gründe hierfür werden später erläutert (Kapitel 4.4.1). Zur Ermittlung der Feldscherfestigkeit mit geänderten Randbedingungen wurde das Versuchsprogramm um zwei sog. Böschungsversuche erweitert (Kapitel 4.4.4).

Um die in der Schüttung erhaltenen Ergebnisse und Beobachtungen bodenmechanisch einordnen zu können, wurden ergänzend mit den genannten Fundamentbreiten Grundbruchversuche im natürlich gewachsenen Lößlehm durchgeführt (Kapitel 4.4.2).

4.4 Versuchsergebnisse und Auswertung

Entsprechend der Zielsetzung der Arbeit beruht der Schwerpunkt der Auswertung auf den gemessenen Kraft- und Verformungsgrößen bis zum Bruchzustand sowie der Beurteilung des Bruchverhaltens der untersuchten Böden. Bei allen Versuchen wurde der ebene Formänderungszustand ausgewertet, d.h. die auf das mittlere Fundamentteil wirkende und mittels Kraftmeßdosen getrennt gemessene Reaktionskraft einschließlich Fundamenteigengewicht liegt der Versuchsauswertung zugrunde. Die vollständigen Ergebnisse sind in Form von Last-Setzungslinien im Anhang 5 zusammengestellt. Weiter wurde der Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer, der Verlauf der Oberflächenverformungen, das Ribbild der Bodenoberfläche und die Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen nach Versuchsende dargestellt.

4.4.1 Grundbruchversuche in der Schüttung

Die Versuche in der Schüttung FVD lassen sich hinsichtlich der Entwicklung der Last-Setzungskurven und der Verformung der Schlitzsondierungen in 2 Gruppen einteilen.

Die erste Gruppe bilden die Versuche TK3 und TK5. Hier münden die Last-Setzungskurven beim Versagen des Bodens in eine nahezu senkrechte Tangente ein, wo keine Laststeigerung mehr möglich ist. Sie weisen damit auf eine eindeutige Bruchlast hin (z.B. Bild A37, S. 162). Auch bei den Oberflächenverformungen ist eine einheitliche Tendenz festzustellen. Die dem Fundament am nächsten stehenden Weggeber im Abstand von 10 cm zeigten nur Setzungen von 1 bis 3 cm, bei den Geberreihen im Abstand von 30 bzw. 50 cm wurden nach anfänglich geringen Setzungen mit zunehmender Fundamentsetzung deutliche Hebungen von bis zu 3 cm registriert. Diese Verformungen werden auch durch die Entwicklung der Oberflächenrisse verdeutlicht. Die

Hauptrisse entlang der Fundamentlängsseite entwickelten sich in einem Abstand von 20 bzw. 30 cm, im Abstand von 70 bzw. 90 cm konnte nach Versuchsende eine deutliche Aufwölbung des Bodens verbunden mit der Entwicklung von quer verlaufenden Rissen beobachtet werden (Bild A28, S. 157). Die mit Sand verfüllten Schlitzsondierungen zeigen deutlich eine seitliche Verdrängung mit lokalem Versatz, d.h. dort wurde der Boden vollständig abgeschert. Die Ausbildung von Gleitflächen, welche zum Ende des Versuches nach anfänglicher Symmetrie einseitig ausgeprägt nachvollzogen werden können, weisen auf entstandene Bruchkörper hin (Bilder A30 und A38, S. 158 und 162). Die Abschervorgänge oberhalb der endgültigen Gleitfläche deuten auf eine Laststufe hin, bei der sich ein Gleichgewichtszustand infolge lokaler Bodenverfestigung bilden konnte, was sich während des Versuches im Abklingen der Setzungen äußerte.

Zu einer zweiten Gruppe können die Versuche TK1, TK4, TK6 und TK7 zusammengefaßt werden. Bei den Versuchen TK1 und TK6 registrierten die Geber im Abstand von 10 cm ausschließlich Setzungen von bis zu 2 cm. Die äußeren Geberreihen zeigen eine beginnende Verschiebungs-Umkehr an (Bild A41, S. 164). Die Hauptrisse entwickelten sich dementsprechend in einem Abstand von 20 bis 40 cm. Aufwölbungen nach Versuchsende konnten nicht beobachtet werden. Die Versuche mit einer Fundamentbreite von 80 cm (TK4 und TK7) sind zusätzlich gekennzeichnet durch ausgeprägtere Oberflächensetzungen. Die Geber im Abstand von 10 cm zeigten dort Setzungen bis zu 5 cm, im Abstand von 30 cm noch bis zu 1 cm (Bild A33, S. 160). Die Hauptrisse im Abstand von 10 bis 30 cm spiegeln die Mitnahme des umgebenden Bodens auf einer Breite von bis zu 30 cm während der Fundamentsetzung wieder.

Die Schlitzsondierungen zeigen bei allen 4 Versuchen gemeinsam eine beginnende seitliche Verdrängung und Ansätze von Verschiebungen bis zu einem Abstand zur jeweiligen Fundamentachse von $1,5 \cdot B$. Durchgehende Gleitflächen sind nicht zustande gekommen. Der Verlauf der Last-Setzungslinien ist bei diesen Versuchen von Beginn an überproportional, d.h. bei jeder neuen Laststufe nahmen die Setzungen weiter zu (z.B. Bild A21, S. 154). Eine Grenzlast muß hier durch Konvention festgelegt werden (Kapitel 4.4.3).

In Bild 4.9 sind die Last-Setzungskurven der 6 Grundbruchversuche gemeinsam dargestellt; die beschriebene Gruppeneinteilung ist deutlich erkennbar. Hierzu wird im Zusammenhang mit der numerischen Betrachtung der Versuchsergebnisse noch näher eingegangen (Kapitel 5).

Ein davon abweichendes Verhalten wurde bei Versuch TK1 festgestellt. Mit zunehmender Fundamentsetzung konnten dort immer noch größere Kräfte aufgebracht werden, wobei sich erstaunlicherweise in Fundamentlängsrichtung eine ausgeprägte

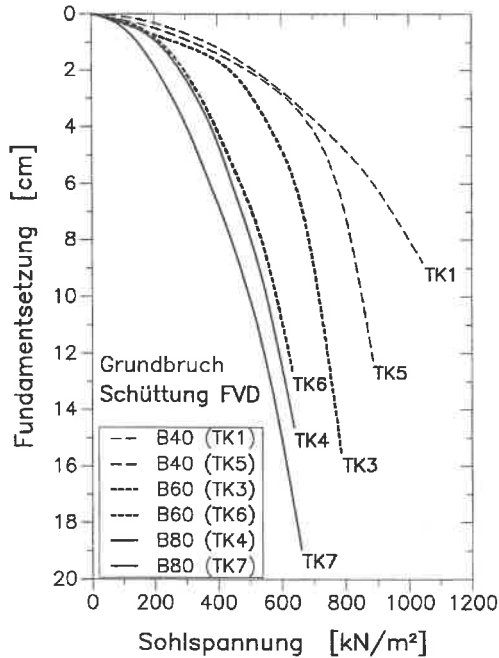


Bild 4.9: Last-Setzungskurven der Grundbruchversuche in der Schüttung FVD

Setzungsmulde bildete. Eine physikalische Erklärung für dieses lokale Verhalten konnte nicht gefunden werden; dieser Versuch wird daher von den weiteren Betrachtungen ausgeschlossen.

Bei allen Versuchen gleichermaßen zeigt der Verlauf der Oberflächenrisse parallel zur Fundamentlängsseite die Zulässigkeit der Annahme eines ebenen Formänderungszustandes im Bereich des ausgewerteten mittleren Fundamenteiles. Bestätigt wird dies durch eine vergleichende räumliche Auswertung am Gesamtfundament, die ein nahezu identischer Verlauf der Last-Setzungskurven mit einem Spannungsverhältnis $\sigma_{\text{räumlich}} / \sigma_{\text{eben}}$ von 0,9 bis 1,0 ergab. Dies bedeutet, daß auch bei bindigen Böden ein Längen-/Breitenverhältnis von zumindest ≥ 6 ausreicht, um das Verhalten eines Streifenfundamentes unendlicher Länge zu simulieren (Kapitel 4.2.1).

Wie bereits erwähnt, wurde bei Versuch TK2 ein anderes Tragverhalten beobachtet. Es

trat ein Grundbruch schon bei geringer Belastung auf; die Verformung der Schlitzsondierungen war deutlich ausgeprägt und abweichend von den oben beschriebenen Versuchen (Bild A26, S. 156). Grund hierfür war ein Höhenmeßfehler. Dadurch wurden die Fundamente auf der nicht definiert eingebauten Schutzschicht (Kapitel 2.3) mit 10 bis 15 cm Restmächtigkeit aufgesetzt. Diese hinsichtlich der Zielsetzung der Versuche eher unerfreuliche und zur Versuchswiederholung zwingende Tatsache brachte jedoch eine weitere Bestätigung möglicher Bruchmechanismen, die von GUSSMANN (1986) in einer numerischen Studie mit der Kinematischen Elemente-Methode (KEM) nachgewiesen wurden. Hierzu mehr in Kapitel 5.

4.4.2 Grundbruchversuche im Lößlehm

Die Versuche im natürlich gewachsenen Lößlehm NVD zeigen hinsichtlich des Verlaufs der Last-Setzungskurven, der beobachteten Ribbildung und der Verformung der Schlitzsondierungen ein einheitliches, jedoch völlig anderes Verhalten als die Versuche in der Schüttung.

Nach anfänglichem linear-elastischen Verhalten (bis Sohlspannungen von $\sigma = 260$ bis 370 kN/m^2 und Setzungen von ca. 0,5 cm) schwenken die Last-Setzungslinien nach deutlicher Krümmung in eine Gerade über, d.h. die Last kann bei ständig monotoner Zunahme der Setzung immer weiter gesteigert werden, ohne daß ein eigentliches Bruchversagen erreicht wird (Bild 4.10). Auch hier ist die Grenzlast durch Übereinkunft festzulegen (Kapitel 4.4.3).

Die erste Ribbildung an der Bodenoberfläche wurde ab einer mittleren Fundamentsetzung von 2,5 bis 3,5 cm ($\sigma \geq 500 \text{ kN/m}^2$) beobachtet. Wenige Risse entwickelten sich entlang der Fundamentlängsseite in einem Abstand von 20 cm (TN1 und TN2) und in den Diagonalen der Fundamentecken (Bild A52, S. 169). Bei Versuch TN3 entstanden zwei

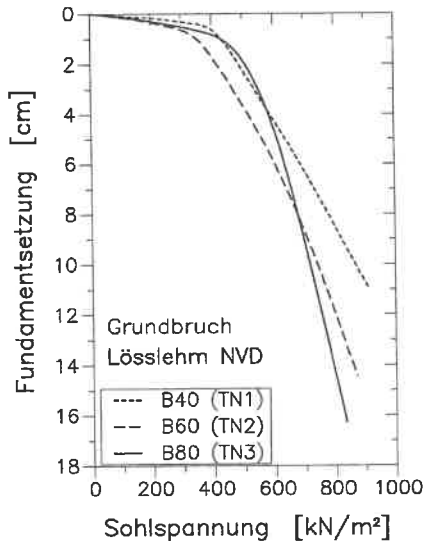


Bild 4.10: Last-Setzungskurven der Grundbruchversuche im Lößlehm NVD

Bei Versuch TN3 entstanden zwei

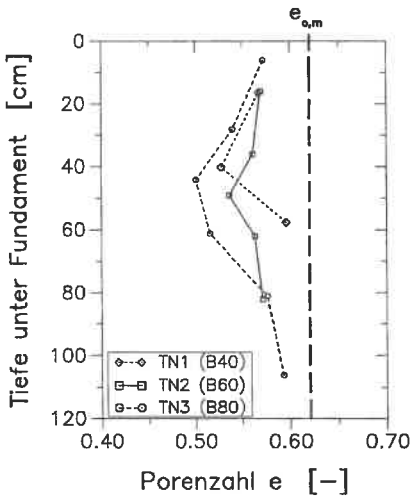


Bild 4.11: Porenzahlveränderung im Lösslehm NVD

ährend dem Luftporengehalt von bis zu 20 % trat während der Versuche überwiegend eine Verdichtung unter dem Fundamentkörper auf. Dieses "Einsinken" der Fundamente im Zusammenhang mit der Ausbildung eines verdichteten Kernes war kennzeichnend für die Versuche im natürlich gewachsenen Lösslehm und wird durch die Abnahme der Porenzahl der nach Versuchsende unter dem jeweiligen Fundament entnommen Proben verdeutlicht (Bild 4.11).

4.4.3 Bruchentwicklung, Grenzlastbestimmung

Für die numerische Betrachtung der Versuche ist es von wesentlicher Bedeutung, die Grenztragfähigkeit anhand der Beobachtungen und Messungen realistisch zu ermitteln. Dabei ist zu berücksichtigen, daß verschiedene Bruchentwicklungen festgestellt wurden. KÉZDI (1970) beschreibt eine von VESTIĆ vorgenommene Einteilung typischer Bruchmechanismen im Sand, die dieser anhand seiner 1963 durchgeführten Versuche abgrenzen konnte. Die dort beschriebene Bruchentwicklung war auch bei den durchgeführten Grundbruchversuchen in bindigem Boden zu beobachten, wobei allerdings die Last-Setzungskurven ein anderes Verhalten aufweisen.

Bild 4.12 zeigt die im Rahmen der vorliegenden Arbeit festgestellten Haupttypen des

Hauptrisse im Abstand von 40 und 80 cm zur Fundamentkante, das Reißbild reichte hier bis zu 120 cm Entfernung und deutet auf eine Mitnahme des umgebenden Bodens während der Fundamentsetzung hin. Nennenswerte Oberflächenverformungen wurden dagegen nicht gemessen. Lediglich die Weggeber im Abstand von 10 cm registrierten Verformungen im Millimeterbereich. Auch die nach Versuchsende freigelegten Schlitzsondierungen zeigten keine markanten Verformungen (z.B. Bild A54, S. 170). In Übereinstimmung mit den Beobachtungen von WANOSCHEK (1969) war eine Ausbildung von Gleitkörpern nicht zu beobachten, d.h. bedingt durch die geringere Lagerungsdichte des Lösslehms im natürlichen Zustand (Kapitel 2.4.1) mit entsprechen-

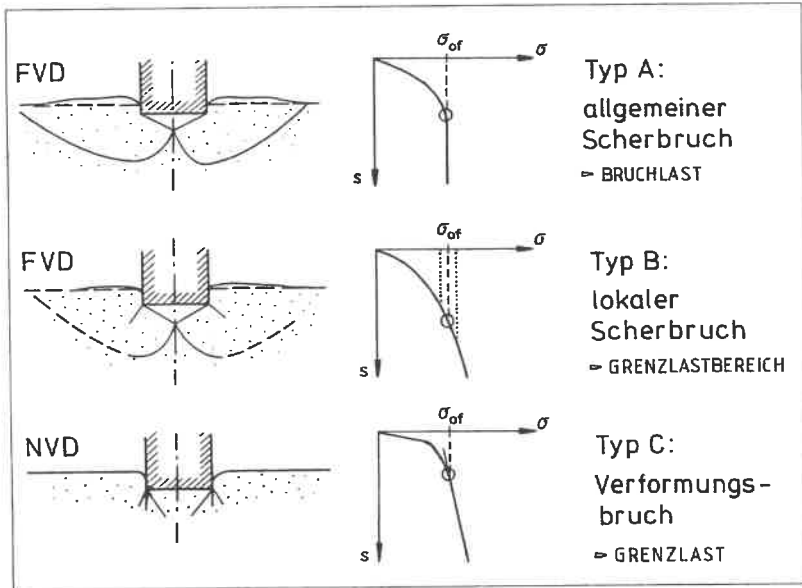


Bild 4.12: Festgestellte Grundbruchtypen in bindigem Boden

Grundbruchs mit zugehörigem Last-Setzungsverhalten. Typ A stellt den *allgemeinen Scherbruch* mit ausgeprägter Gleitflächenbildung dar. Die Last-Setzungskurve mündet in eine senkrechte Endtangente, eine Bruchspannung σ_{of} ist eindeutig bestimmbar.

Beim Typ B kommen durchgehende Gleitflächen nicht zustande (*lokaler Scherbruch*). Der Fundamentkörper sinkt bei zunehmender Belastung überproportional ein, d.h. mit zunehmender Fundamentsetzung scheinen immer tieferliegende Bodenbereiche beeinflusst zu werden, was eine weitere Mobilisierung seitlicher Widerstandskräfte nach sich zieht. Diese Vorgänge lassen sich auch an den Bewegungen der das Fundament umgebenden Oberfläche beobachten. Im Anfangslastbereich wurden von den Weggebern überwiegend Setzungen gemessen, ab einer bestimmten Last gehen diese Setzungen in Hebungen über, während die Fundamentsetzungen stärker zunehmen. Dies deutet auf ein beginnendes seitliches Ausweichen des Bodens hin. Der Lastbereich, bis alle Weggeber Hebungen anzeigen, wurde von MUHS (1961) als "Umkehrlastbereich" definiert. Für vergleichende numerische Untersuchungen ist es jedoch unumgänglich, auch in diesen Fällen, wo sich die Ausbildung des Grundbruchs über einen gewissen Lastbereich erstreckt, eine exakte Grenzlast festzulegen. Hierzu wird auf die Methode

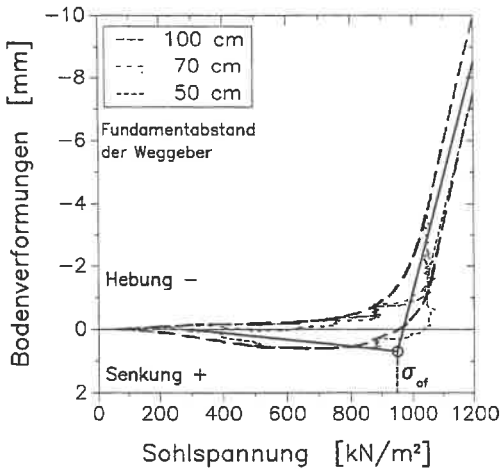


Bild 4.13: Bestimmung der Grenzlast anhand gemessener Oberflächenverformungen

von NAUJOKS (1963) zurückgegriffen, die er bei seiner Auswertung der DEGEBO-Versuche zugrunde legte. Bei ihr werden im Last-Bewegungs-Diagramm der gemessenen Oberflächenpunkte die Anfangs- und Endäste der erhaltenen Kurven durch ausmittelnde Geraden ersetzt. Als Grenzlast wird diejenige Sohlspannung definiert, die beim Schnittpunkt dieser Geraden vorhanden ist (Bild 4.13). Diese Auswertung führte auch bei den Versuchen mit eindeutigem Grundbruch (Typ A) zu etwa der gleichen Bruchlast, wie durch die vertikale Tangente dieser Last-Setzungskurven bereits bestimmt. Auch angesichts des festgestellten geringen Umkehrlastbereiches von max. 50 kN/m^2 ist diese Methode gerechtfertigt.

Die beschriebenen Grundbruchtypen A und B wurden ausschließlich bei den Versuchen in der künstlich verdichteten Schüttung festgestellt.

Beim dritten Typ C, welcher kennzeichnend ist für die Versuche im natürlich gewachsenen Lößlehm, bildet sich ein eigentlicher Bruch gar nicht aus. Es tritt nur eine Verdichtung unter dem Fundament ein (*Verformungsbruch*). Bis zu einem bestimmten Lastbereich nehmen die Setzungen proportional der Belastung zu. Wird die Last über diesen Bereich hinaus gesteigert, nehmen die Setzungen überproportional zu, bei weiterer Laststeigerung geht die Last-Setzungskurve in eine Gerade über. Zurückgehend auf TERZAGHI/JELINEK (1954) wird hier wie bei Pfahlprobepbelastungen als Grenzlast diejenige Spannung angesehen, die dem Übergangspunkt der Last-Setzungskurve vom gekrümmten Bereich in den mit gerader Endtangente entspricht.

Die nach den beschriebenen Kriterien aus den Versuchen ermittelten Bruch- bzw. Grenzspannungen mit zugehörigem Setzungsmaß sind im Anhang 5 mit dargestellt und in nachfolgender Tabelle 4.2 einschließlich beobachteter Bruchkörperabmessungen zusammengefaßt.

Versuchsboden-/bereich	Versuchsbezeichnung	Fundamentbreite	BRUCH- bzw. GRENZWERTE		BRUCHKÖRPERABMESSUNGEN			
		B	σ_{of}	s_{of}	Abstand zur Fundamentachse bzw. -sohle [cm]		Bezogen auf Fundamentbreite	
		[cm]	[kN/m ²]	[cm]	max x	max z	x/B	z/B
Schüttung FVD	TK1	40	950	7,0	--	60	--	1,50
	TK2	60	480	6,9	150	50	2,50	0,83
	TK3	60	750	11,7	190	75	3,17	1,25
	TK4	80	600	12,4	--	95	--	1,19
	TK5	40	810	7,5	140	47	3,50	1,18
	TK6	60	570	9,4	--	70	--	1,17
	TK7	80	580	13,8	--	100	--	1,25
Lößlehm NVD	TN1	40	640	5,0	--	--	--	--
	TN2	60	670	7,7	--	--	--	--
	TN3	80	680	8,0	--	--	--	--

Tabelle 4.2: Ergebnis der Grundbruchversuche

4.4.4 Böschungsversuche in der Schüttung

Um die Bruch- bzw. Scherbeanspruchung in der hergestellten Schüttung mit geänderten Randbedingungen zu überprüfen, waren zusätzlich Böschungsversuche durchzuführen. Hierbei wurde ein senkrecht hergestellter Geländesprung von ca. 2 m Höhe mit den Versuchsfundamenten der Breite 40 cm bis zum Versagen belastet. Der variierte Achsabstand von der Böschungskante betrug 60 cm (Versuch BK1) und 40 cm (Versuch BK2). Die vollständigen Versuchsergebnisse sind im [Anhang 5.3](#) zusammengestellt.

Die Versuche weisen bis kurz vor dem Erreichen des Bruchzustandes ein gemeinsames Verhalten auf. Die auf der Versuchsfläche zwischen Fundament und Böschungskante angeordneten Weggeber ergaben eine mit der Fundamentsetzung nahezu linear zunehmende Setzung von bis zu 70 % der Bruchsetzung s_{of} . Bei den hinteren Gebern wurden dagegen kaum Bewegungen registriert, d.h. die Gleitfläche entwickelte sich eindeutig ab Fundamenthinterkante. Weiter zeigten die senkrecht zur Böschungsfläche angesetzt-

ten Geber gemeinsam mit der Fundamentsetzung sofort den Beginn einer seitlichen Bodenverdrängung in Richtung freier Böschungsfäche an.

Nach Erreichen der Grenztragfähigkeit waren dann verschiedene Tendenzen zu beobachten. Bei Versuch BK1 entwickelte sich der Bruch dahingehend, daß der Bruchkörper entlang einer Gleitfläche um die Böschungskante drehend ausbrach, entsprechend zeigten die Böschungsgeber im oberen Bereich geringere Verformungen an (Bild A61, S. 174). Dagegen wurde bei Versuch BK2 eine Rotationsbewegung nach außen um den Austrittspunkt des Bruchkörpers aus der Böschung festgestellt. Sinngemäß registrierten die Weggeber im oberen Böschungsbereich die größten Verformungen (Bild A65, S. 176). Beim Aufgraben der Schlitzsondierungen war anschaulich zu beobachten, daß unter dem Fundament ein Keil bis in eine Tiefe von ca. 80 cm entstanden war, der sich mit dem Fundament nach unten bewegt und durch seitliche Verdrängung die Rotationsbewegung ausgelöst hatte.

Bei beiden Versuchen gemeinsam läuft die Last-Setzungskurve in einer senkrechten Endtangente aus und kennzeichnet eine exakte Bruchlast. Ebenso war der Austritt des Bruchkörpers aus der senkrechten Böschung nach Augenschein und mit Hilfe der Böschungsgeber eindeutig bestimmbar. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3 wiedergegeben. Darin gibt B den horizontalen Abstand von Fundamenthinterkante bis zur Böschungskante und H den vertikalen Abstand von Böschungskante bis zum Austritt des Bruchkörpers aus der Böschung wieder.

Versuchsboden-/bereich	Versuchsbezeichnung	Achsabstand zur Böschung [cm]	BRUCHWERTE		Bruchkörperabmessungen	
			σ_{of} [kN/m ²]	s_{of} [cm]	B [cm]	H [cm]
Schüttung FVD	BK1	60	140	1,4	80	145
	BK2	40	132	1,2	60	160

Tabelle 4.3: Ergebnis der Böschungsversuche

5 Numerische Betrachtungen

Zur numerischen Ermittlung des Grenzzustands der Tragfähigkeit gibt es eine Reihe recht unterschiedlicher Verfahren. Eine aktuelle Darstellung der Zusammenhänge einschließlich theoretischer Grundlagen findet man z.B. in GUSSMANN/SCHAD (1990).

Da bei den durchgeführten großmaßstäblichen Traglastversuchen vorwiegend Linienbrüche mit schmalen Scherzonen zu beobachten waren und entsprechend der Zielsetzung der Arbeit nur die Scherparameter φ' und c' von Bedeutung sind, ist die Anwendung der kinematischen Methoden angebracht. Die am Institut für Geotechnik von GUSSMANN (1982, 1986) entwickelte Kinematische Elemente-Methode (KEM) liefert gemäß ihrer theoretischen Ansätze Ergebnisse auf der Grundlage des *Mohr-Coulombschen* Bruchkriteriums. Damit kann ein Vergleich der Ergebnisse mit den im Triaxialversuch auf derselben Grundlage ermittelten Scherfestigkeiten ohne weitere Stoffparameter vorgenommen werden.

Nachfolgend werden die Grundlagen der KEM kurz erläutert, im Anschluß an die Nachrechnung der Versuche wird ein Vergleich mit herkömmlichen Verfahren vorgenommen. Deren Grundlagen werden dort beschrieben.

5.1 Kinematische Elemente-Methode (KEM)

5.5.1 Grundlagen des Verfahrens

Die Kinematische Elemente-Methode (KEM) nach GUSSMANN (1986) beruht auf der Grundlage des kinematischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie, welcher die Untersuchung von kinematisch möglichen Versagensmechanismen von Strukturen umfaßt. Diese Methode zur Berechnung von Bruchzuständen ist eine eigenständige analytische Weiterentwicklung von kinematischen Verfahren (z.B. GOLDSCHIEDER /

GUDEHUS, 1974), die ihren gemeinsamen Ursprung in der Extremalmethode von COULOMB (1776) haben.

Die Traglast im Sinne der Bodenmechanik ist diejenige Kraft, bei der ein Boden z.B. unter einem Fundament durch plastisches Fließen ausweicht und seitlich zur freien Oberfläche hin verdrängt wird. Dieses Versagen kann entweder durch plastisches Fließen eines zusammenhängenden Teilbereiches oder durch Herausbrechen von Bruchkörpern eintreten. Ausgehend von vereinfachten Bruchmechanismen, bei denen ein Abscheren unter Einhaltung der Coulombschen Bruchbedingung auf diskrete Gleit- bzw. Scherfugen konzentriert ist, wird bei kinematischen Methoden entweder das Gleichgewicht der Kräfte und Momente an jedem Bruchkörper oder die Energiebilanz zwischen kinetischer und dissipierter Energie betrachtet und daraus die Traglast abgeleitet. Der ungünstigste Bruchmechanismus ist dann derjenige, für den der Überschub an kinetischer Energie aus der translatorischen Bewegung eines Bruchkörpers im Vergleich zur dissipierten Energie in den Scherfugen maximal ist. Gemäß dem Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie muß bei dieser Energiemethode die virtuelle Arbeit im Gesamtsystem minimiert werden.

Beim nachfolgend verwendeten Rechenprogramm von GUSSMANN (K2SOIL) wird das Kontinuum durch endliche, kinematisch verschiebliche Bruchkörper (Elemente) diskretisiert. Diese ausschließlich durch Geraden begrenzten Elemente werden selbst als starr betrachtet. In den Begrenzungen der Elemente gegeneinander bzw. nach außen gilt die *Mohr-Coulombsche* Bruchbedingung $\tau = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi' + c'$. Dementsprechend sind für KE-Berechnungen lediglich der Scherwinkel φ' und die Kohäsion c' erforderlich, für Eigengewichtsermittlungen zusätzlich die Wichte γ . Zur Berechnung der Grundbruchlast wird als Zielfunktion die virtuelle Arbeit der äußeren Kräfte mit den vorzuziehenden virtuellen Verschiebungen am sogenannten "flexiblen Rand" (Kontakt- rand zum Fundament) definiert. Die maßgebende Zielfunktion erhält man durch Variation der Elementgeometrie des betrachteten Bruchmechanismus und weiter übergeordnet durch Variation des Bruchmechanismus selbst (unterschiedliche Anzahl von Elementen).

5.1.2 Grundbruchmechanismus

Da die KEM gemäß den Grenzwertsätzen der Plastizitätstheorie ein oberes Schrankentheorem darstellt und somit die gefundenen Lösungen auf der "unsicheren" Seite liegen, wird zunächst eine Variation des Bruchmechanismus durch ausreichende Variation der Elementanzahl vorgenommen. Hinsichtlich der neueren Entwicklung einer Optimie-

ungsstrategie und Herleitung deren Zusammenhänge wird auf GUSSMANN (1992) verwiesen.

Tabelle 5.1 zeigt das Ergebnis der Variationsberechnungen. Danach wird schon bei 8 Elementen ein Minimum der Bruchspannung und Bruchkörpergeometrie erreicht. Eine weitere Elemententeilung parallel zur Scherfuge ergibt zunächst höhere Bruchwerte, ab 16 Elemente werden weitere Minima gefunden. Allerdings gestaltet sich die Optimierung durch die zunehmende Anzahl der geometrischen Freiheitsgrade im System immer schwieriger. Das numerisch noch gerade zu bewältigende Minimum wird beim verwendeten Programm mit 24 Elementen erreicht.

Fundamentbreite B = 60 cm $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 25^\circ$ $c' = 30 \text{ kN/m}^2$	Anzahl der Kinematischen Elemente	BRUCH- SPANNUNG σ_{of}	BRUCHKÖRPERABMESSUNGEN			
			Abstand zur Fundamentachse bzw. -sohle [cm]		Bezogen auf Fundamentbreite	
		[kN/m ²]	max x	max z	x/B	z/B
Elementteilung parallel zum "flexiblen Rand" (Elementrand 16 in Bild 5.1)	3	839	246	86	4,10	1,43
	4	754	219	76	3,66	1,26
	6	720	208	74	3,47	1,23
	7	715	207	73	3,44	1,21
	8	712	206	73	3,43	1,22
Elementteilung parallel zur Scherfuge (Elementränder 1,3,5,7,9... in Bild 5.1)	10	729	212	75	3,53	1,24
	12	719	208	74	3,47	1,23
	14	714	207	73	3,45	1,21
	16	711	206	73	3,43	1,22
	18	709	205	73	3,42	1,22
	20	708	205	73	3,41	1,21
	22	707	204	73	3,41	1,21
	24	706	204	73	3,40	1,21

Tabelle 5.1: Variation des Grundbruchmechanismus' nach der KEM

Den nachfolgenden Berechnungen wird ein Grundbruchmechanismus von 8 Elementen zugrundegelegt. Bild 5.1 zeigt diesen kinematischen Mechanismus mit optimierter Geometrie einschließlich Numerierung der Elemente, Elementränder und -punkte.

5.2 Nachrechnung der festgestellten Bruchtypen

In Kapitel 4.4.3 wurden die bei den Traglastversuchen festgestellten Grundbruchtypen beschrieben. Deren Ergebnisse werden nachfolgend im einzelnen mit der KEM numerisch betrachtet.

5.2.1 Feldscherfestigkeit aus allg. Scherbruch

Zum allg. Scherbruchtyp mit ausgesprochener Gleitflächenausbildung sind neben den Grundbruchversuchen TK3 und TK5 auch die Böschungsversuche BK1 und BK2 zuzuordnen. Anhand der bei diesen Versuchen vollständig abgesicherten Schlitzsondierungen und den gemessenen Verformungen der Bodenoberfläche kann eine eindeutige Bruchkörpergeometrie rekonstruiert werden. Bild 5.1 zeigt beispielhaft für Versuch TK5 den festgestellten Bruchkörper sowie den mit der KEM durch Fixierung der Elementpunkte 11 bis 14 angepaßten Bruchkörpermechanismus mit zugehöriger kinematischer Verschiebungsfigur.

In Bild 5.2 ist dasselbe Verfahren für den Böschungsversuch BK1 dargestellt. Hier wurde Elementpunkt 4 (= gemessener Austritt des Bruchkörpers aus der Böschungswand) fixiert. Bemerkenswert war bei der Variation des Bruchkörpermechanismus', daß die KEM den Anwender auf die dort dargestellten 2 Elemente als maßgebenden Bruchmechanismus führt. Eine Elementanzahl > 2 ergab stets Zugkräfte in den Elementrändern zwischen Elementpunkt 4 und 5 (bei weiterer Unterteilung von Element Nr. 1), d.h. die KEM zeigte dadurch unzulässige Bruchmechanismen auf.

Mit den so ermittelten Bruchmechanismen können durch Variation des Scherwinkels φ' ($22,5^\circ / 25^\circ / 27,5^\circ$) die in Tabelle 5.2 zusammengestellten Kohäsionswerte in der Schüttung FVD angegeben werden. Dabei ergab die Rückrechnung der Böschungsversuche im Vergleich zu den Grundbruchversuchen tendenziell 5 bis 10% geringere mittlere Kohäsionswerte. Eine Erklärung hierfür ist sicherlich die fehlende seitliche Stützung im Halbraum bei dieser Versuchsart. Durch die im Vergleich zu den Grundbruchversuchen kürzere Gleitfläche ist der Einfluß der Reibung gegenüber dem der Kohäsion größer, was sich in der geringen Streuung der ermittelten Kohäsionswerte ausdrückt.

Insgesamt kann anhand der durchgeführten Berechnungen eine mittlere Feldscherfestigkeit von $\varphi' = 25^\circ$ und $c' = 31 \text{ kN/m}^2$ den weiteren Betrachtungen zugrunde gelegt werden.

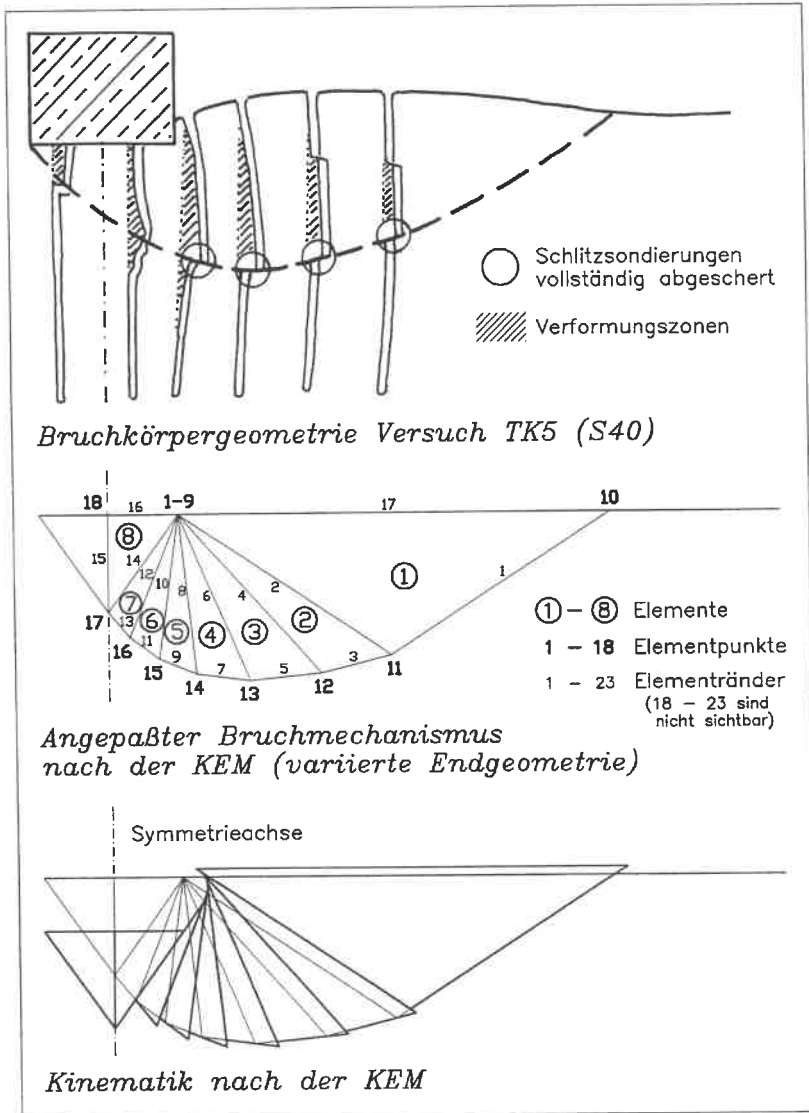


Bild 5.1: Bruchkörpergeometrie beim allg. Scherbruch und angepaßter Bruchmechanismus nach der KEM

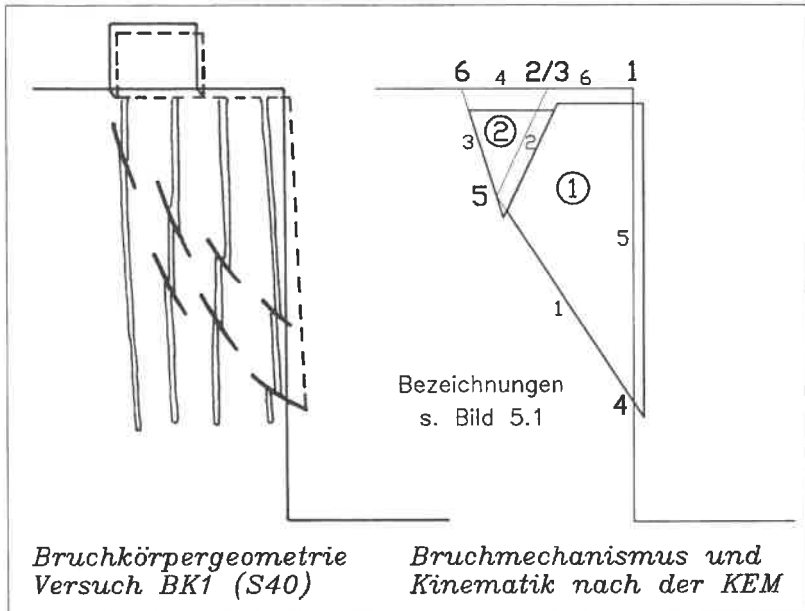


Bild 5.2: Bruchkörpergeometrie und KEM-Bruchmechanismus beim Böschungsversuch

Schüttung FVD	Versuch	Fundament- breite [cm]	KOHÄSION c' [kN/m ²]		
			mit Scherwinkel φ'		
			22,5°	25°	27,5°
Grund- bruch	TK3	60	38,8	31,3	24,3
	TK5	40	42,8	35,3	28,3
Böschungs- versuch	BK1	40	29,5	28,4	27,2
	BK2	40	30,1	29,3	28,5

Tabelle 5.2: Feldscherfestigkeit der Schüttung FVD aus allg. Scherbruch nach der KEM

5.2.2 Teilmobilisierung beim lokalen Scherbruch

Bei den Grundbruchversuchen mit beobachtetem lokalem Scherbruchverhalten wurde festgestellt, daß die Schlitzsondierungen bis zu einem Fundamentachsabstand von etwa dem 1,5-fachen der Fundamentbreite deutliche Verformungen aufweisen und hier Abschervorgänge stattgefunden haben. Über diesen Bereich hinaus waren keine merklichen Verschiebungen mehr erkennbar.

Für die numerische Betrachtung dieser Versuche bedeutet dies, daß für den erstgenannten Bereich die Scherfestigkeit als vollständig mobilisiert angenommen werden kann. Im zweitgenannten Bereich ist dagegen von einer teilmobilisierten Scherfestigkeit auszugehen, wobei allerdings über den Grad der Mobilisierung keine Aussagen getroffen werden können.

TERZAGHI (1943) empfiehlt für die Ermittlung der Bruchlasten beim "lokalen Scherbruch" eine reduzierte Scherfestigkeit von

$$\begin{aligned}\varphi'_{mob} &= \arctan(\tan 2/3 \cdot \varphi') \\ c'_{mob} &= 2/3 \cdot c'\end{aligned}$$

in die Grundbruchgleichung einzuführen. Diesem Vorschlag folgend, wurde für den unverformten (passiven) Bruchkörperbereich diese teilmobilisierte Scherfestigkeit bei den KE-Berechnungen zugrunde gelegt. Bei einer KEM-Zuordnung der Bodeneigenschaften entspricht dies Elementrand Nr. 1 in Bild 5.3. Beispielhaft für Versuch TK4 ist darin der dann maßgebende Bruchmechanismus nach der KEM dargestellt.

Tabelle 5.3 zeigt die Ergebnisse der auf dieser Grundlage durchgeführten Nachrechnung mit der KEM. Es ergibt sich eine den Grenzspannungen aus Versuchen entsprechende Bruchspannung. Dabei ist bemerkenswert, daß trotz mehrfacher Variation des Bruchmechanismus die KEM den Anwender wiederum auf die in Bild 5.3 dargestellte Lösung "führt" und bei freier Variation der Scherfuge Elementpunkt 11 nahezu der aus den Versuchen rekonstruierbaren Koordinate Z entspricht. Eine weitere Unterteilung von Element 1 erzeugt in diesem Bereich keine Relativverschiebungen der inneren Ränder mehr, d.h. für den teilmobilisierten passiven Bruchkörperbereich kann Elementform 1 als maßgebender Bruchmechanismus angenommen werden.

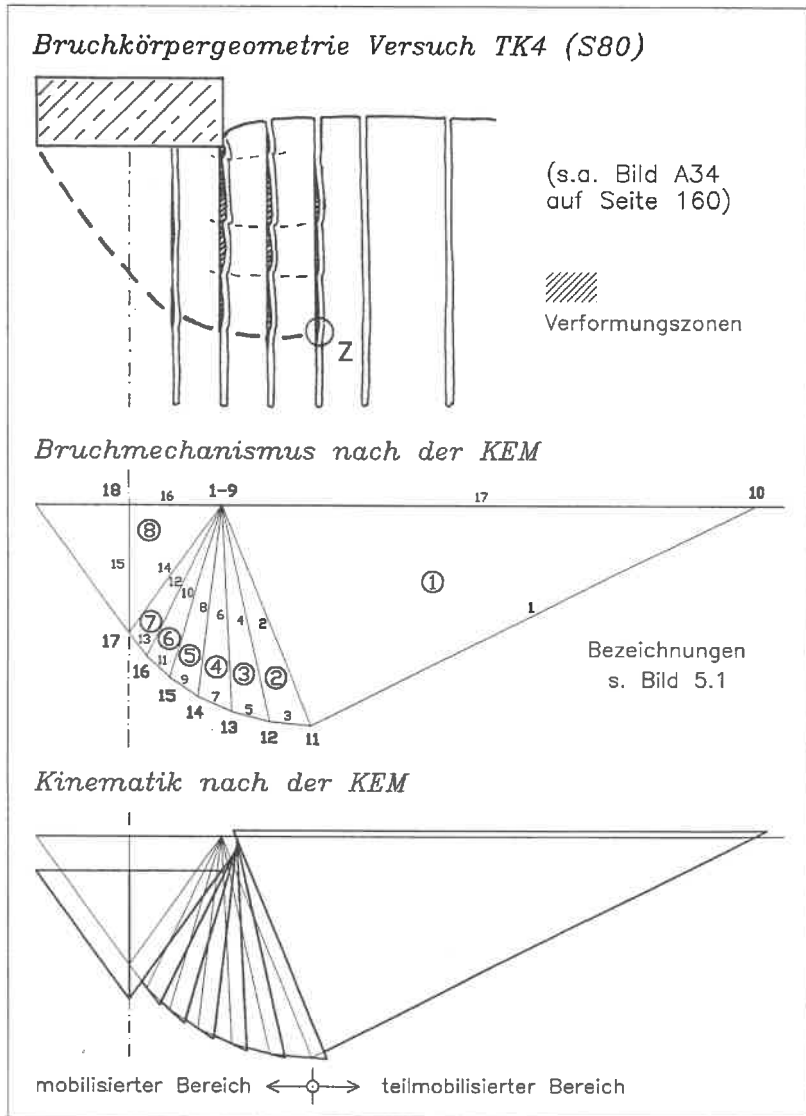


Bild 5.3: Bruchkörpergeometrie beim lokalen Scherbruch und Bruchmechanismus nach der KEM mit Ansatz teilmobilisierter Scherfestigkeit

Schüttung FVD $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 25^\circ$ $c' = 31 \text{ kN/m}^2$	Fundamentbreite B	BRUCH- bzw. GRENZ- SPANNUNG σ_{of}	BRUCHKÖRPERABMESSUNGEN			
			Abstand zur Fundamentachse bzw. -sohle [cm]		Bezogen auf Fundamentbreite	
	[cm]	[kN/m ²]	max x	max z	x/B	z/B
Elementrand Nr. 1: $\varphi'_{mob} = 17,3^\circ$; $c'_{mob} = 20,7 \text{ kN/m}^2$						
KEM mit teilmob. Scherfestigkeit	80	591	273	96	3,41	1,20
Versuch TK4		600	--	95	--	1,19
Versuch TK7		580	--	100	--	1,25
KEM mit teilmob. Scherfestigkeit	60	571	209	73	3,48	1,22
Versuch TK6		570	--	70	--	1,17

Tabelle 5.3: Grundbruchspannungen und Bruchkörperabmessungen aus lokalem Scherbruch nach der KEM

5.2.3 Überprüfung des Verformungsbruches

Bei den Grundbruchversuchen im natürlich gewachsenen Lößlehm NVD wurde keine Bruchkörperausbildung festgestellt. Das dort beobachtete Verformungsverhalten kann näherungsweise nur mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) überprüft werden. Zur exakten Erfassung der Versuchsergebnisse ist jedoch ein geeignetes Materialgesetz mit zutreffenden Stoffparametern von entscheidender Bedeutung.

Da in der vorliegenden Arbeit ausschließlich Bruchzustände von Interesse sind, ist eine Betrachtung der Versuchsergebnisse mit einem FE-Programm ausreichend, dem als Spannungs-Dehnungs-Gesetz eine linear elastische, ideal plastische Arbeitslinie implementiert ist und als Grenzzustand das *Mohr-Coulombsche* Bruchkriterium zugrunde liegt. Hochwertige Verschiebungsansätze und leistungsfähige Optimierungsalgorithmen ermöglichen heutzutage auch die Nachbildung von Bruchmechanismen im FEM-Modell, wobei dieses Vorgehen völlig verschieden ist zu der in Kapitel 5.1 beschriebenen KEM. Bei der FEM wird der Grenzzustand mit dem Erreichen zu großer Verformungen definiert, dies entspricht bei der KEM einem Versagenszustand im System. Da der FE-Bruchzustand beim o.g. "einfachen" Stoffgesetz wiederum unabhängig von den Verformungsparametern ist, ergibt sich eine direkte Vergleichbarkeit

der Ergebnisse aus FE-Berechnungen mit KE-Berechnungen auf der Grundlage der Scherparameter φ' und c' (WEBER/GUSSMANN, 1992).

Mit dem von den o.g. Autoren verwendeten und darin beschriebenen FE-Programm PLAXIS wurde beispielhaft eine Traglastberechnung für ein Streifenfundament der Breite 60 cm durchgeführt. Als Eingangsgrößen zur Beschreibung des elasto-plastischen Stoffgesetzes lagen folgende in Kapitel 2 bzw. 3 für Lößlehm NVD aus Labor- und Feldversuchen ermittelten Stoffparameter zugrunde:

- Scherwinkel $\varphi' = 25^\circ$; Kohäsion $c' = 28 \text{ kN/m}^2$
- Querdehnzahl $\nu = 1/3$ (angenommen)
 - daraus $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0,5$
- Schubmodul $G = 7.500 \text{ kN/m}^2$
 - daraus $E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) = 20 \text{ MN/m}^2$
- Dilatanzwinkel $\psi = 0$

Das Grundbruchproblem wurde symmetrisch aufgeteilt und mit insgesamt 48 Elementen diskretisiert. Zur Vermeidung von Spannungskonzentrationen im Bereich der Fundamentkante und im Hinblick auf eine realistische Modellierung des beobachteten "Einsinkens" der Versuchsfundamente wurde dort ein Interface-Element angeordnet. Nach einer elastischen Berechnung, bei der aus dem Bodeneigengewicht der Ausgangsspannungszustand erzeugt wird, ermittelt das Programm in einer plastischen Berechnung die Traglast durch stufenweise Erhöhung der Fundamentsetzung. Das System versagte nach 30 Setzungsschritten, die Grundbruchlast konvergierte gegen einen Wert von $\sigma_{of} = 668 \text{ kN/m}^2$.

Auszüge aus den FE-Berechnungen sind in Anhang 6 (S. 177) dargestellt. Die Ergebnisse liefern jedoch eine für den allg. Scherbruch typische Charakteristik:

- Die berechnete Last-Setzungskurve mündet in einer senkrechten Endtangente und weist auf eine eindeutige Bruchlast hin (Bild A69).
- Die Oberflächenverformungen zeigen nach anfänglichen Setzungen eine Verschiebungsumkehr im Bruchsetzungsbereich mit anschließend ausgeprägten Hebungen (Bild A70).
- Die Darstellung der inkrementellen Verschiebungsvektoren (Bild A72) sowie die Isolinien der Spannungspunktverschiebungsinkremente beim Bruch geben anschaulich die Ausbildung eines Bruchkörpers wieder. Der Versagensbereich wird durch den großen Verschiebungsgradienten in Form von eng liegenden Verschiebungslinien aufgezeigt (Bild A71).

Dies bedeutet, daß mit dem verwendeten linear elastisch, ideal plastischen Stoffgesetz die Charakteristik des im Versuch festgestellten Verformungsbruches (Kapitel 4.4.2) nicht nachvollziehbar ist. Zur Klärung der in situ beobachteten bodenphysikalischen Zusammenhänge wäre zu prüfen, welche Verformungseigenschaften vorherrschen und mit welcher konstitutiven Beziehung die Versuchsergebnisse realistisch zu erfassen sind. Dies bleibt weitergehenden Untersuchungen vorbehalten, z.B mit Berücksichtigung von Verfestigungsparametern durch das "Cam-Clay-Modell".

Ein Vergleich der numerisch ermittelten Bruchspannungen mit Hilfe der FEM und KEM (668 kN/m^2 und 664 kN/m^2) mit der Grenzspannung aus Versuch TN2 (670 kN/m^2) ergibt allerdings eine sehr gute Übereinstimmung. Unter der Annahme, daß mit den o.g. Methoden der Grenzzustand der Tragfähigkeit realistisch erfaßt wird, obwohl keine Bruchkörperausbildung zugrunde gelegt werden kann, lassen sich aus den Grenzlasten der Traglastversuche auch für den Lößlehm NVD Feldscherfestigkeiten angeben. Die durch Variation des Scherwinkels φ' mit Hilfe der KEM ermittelten Kohäsionswerte sind in Tabelle 5.4 zusammengestellt.

Lößlehm NVD	Versuch	Fundament- breite [cm]	KOHÄSION c' [kN/m^2]		
			mit Scherwinkel φ'		
			22,5°	25°	27,5°
Grund- bruch	TN1	40	34,2	28,1	22,4
	TN2	60	34,9	28,3	22,2
	TN3	80	34,5	27,6	21,3

Tabelle 5.4: Feldscherfestigkeit nach der KEM im Lößlehm NVD
(aus Grenzlasten der Versuche TN1, 2 und 3)

Auch für den natürlich gewachsenen Lößlehm kann somit eine vergleichende Bewertung mit der im Labor ermittelten Scherfestigkeit vorgenommen werden (Kapitel 6.4).

5.3 Vergleichsberechnungen mit herkömmlichen Verfahren

Um die mit der KEM für den allgemeinen Scherbruch ermittelten Lösungen zu kalibrieren, ist es notwendig, eine Vergleichsberechnung mit anderen Verfahren anzustellen. Beispielhaft für die Ergebnisse von Versuch TK3 wurden Berechnungen nach dem Verfahren der DIN 4017 zum Grundbruchnachweis, dem Charakteristikenverfahren sowie mit der FEM durchgeführt.

Nach DIN 4017 berechnet sich die Bruchspannung einer lotrecht mittig belasteten Flachgründung nach der auf TERZAGHI (1943) zurückgehenden dreigliedrigen Grundbruchformel. Diese reduziert sich entsprechend den Randbedingungen der durchgeführten Versuche (lotrecht mittige Lasteinleitung, keine Einbindetiefe) auf

$$\sigma_{of} = c' \cdot N_c + B \cdot \gamma \cdot N_b$$

mit den Tragfähigkeitsbeiwerten N_c und N_b (und N_d), welche sich bei einzelnen Berechnungsverfahren entsprechend ihrer Ableitung zwar unterscheiden, aber stets Funktionen von φ' sind und voraussetzen, daß die Scherfestigkeit entlang der gesamten Gleitfläche ausgenutzt ist.

Die in DIN 4017 zugrunde gelegten Tragfähigkeitsbeiwerte gehen auf verschiedene Ansätze zurück. Für N_d und N_c werden die theoretisch ermittelten Beiwerte nach PRANDTL (1920) und CAQUOT/KÉRISEL (1956) verwendet. N_b ist ein theoretisch näherungsweise ermittelter, in empirischer Form angegebener Wert auf der Grundlage der Ableitungen von MEYERHOF (1962) und dem Vergleich mit den Versuchen der DEGEBO.

Aufbauend auf dem von SOKOLOVSKI (1960) et al. entwickelten Charakteristikenverfahren erstellten PREGL/KRISTÖFL (1983) systematisch Lösungstabellen, unter anderem zur Ermittlung der Tragfähigkeitsbeiwerte für den Grundbruchnachweis. Dabei handelt es sich im Sinne der Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie um ein statisches Verfahren (unteres Schrankentheorem), deren Lösungen auf der "sicheren" Seite liegen. Den abgeleiteten Beiwerten wird vorausgesetzt:

- ein ebener Formänderungszustand
- die *Mohr-Coulombsche* Bruchbedingung
- eine gleichmäßige Sohl- und Geländeoberfläche
- ein homogener Baugrund.

Tabelle 5.5 zeigt die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen, wobei zusätzlich Berechnungen ohne Kohäsionsanteil angestellt wurden.

Fundamentbreite B = 60 cm $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 25^\circ$	BRUCH- SPANNUNG σ_{of} [kN/m ²]	BRUCHKÖRPERABMESSUNGEN			
		Abstand zur Fundamentachse bzw. -sohle [cm]		Bezogen auf Fundamentbreite	
		max x	max z	x/B	z/B
$c' = 0 \text{ kN/m}^2$					
KEM (k2soil)	63	125	42	2,08	0,70
FEM (Plaxis)	86	110	50	1,83	0,83
Pregl/Kristöfl	58	--	--	--	--
DIN 4017	55	226	81	3,77	1,35
$c' = 31 \text{ kN/m}^2$					
KEM (k2soil)	733	206	73	3,43	1,22
FEM (Plaxis)	738	160	75	2,67	1,25
Pregl/Kristöfl	700	--	--	--	--
DIN 4017	691	226	81	3,77	1,35
Versuch TK3 (S60)	750	190	75	3,17	1,25

Tabelle 5.5: Grundbruchspannungen und Bruchkörperabmessungen nach verschiedenen Berechnungsverfahren (allg. Scherbruch)

In dieser Zusammenstellung ist deutlich der markante Einfluß der Kohäsion c' sowohl auf die Bruchspannung als auch auf die Bruchkörpergeometrie erkennbar. Der Anteil von c' an der Traglast beträgt bei allen Verfahren ca. 90 %, d.h. die rechnerische Bruchspannung wächst nahezu proportional zur Kohäsion. Die in DIN 4017 allein durch den Scherwinkel φ' festgelegte Bruchkörpergeometrie wird deutlich zu groß angenommen, eine Unabhängigkeit von der Kohäsion c' kann für den untersuchten bindigen Boden nicht bestätigt werden.

Die durch Versuch TK3 erhaltenen Bruchwerte werden von den KEM- und FEM-Ergebnissen in guter Übereinstimmung wiedergegeben, wobei die Bruchkörperabmessungen durch die KEM am genauesten erfaßt werden. Die Bruchspannungen nach der Grundbruchgleichung liegen ca. 8 % unter den Versuchswerten, d.h. mit den herkömmlichen Berechnungsmethoden wird die Grenztragfähigkeit beim allgemeinen

Scherbruch auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt.

Die Qualität der KEM, daß neben den Ergebniswerten der Zielfunktion und somit der Traglast auch die in der Natur zu erwartende Bruchfigur in eindrucksvoller Übereinstimmung mitgeliefert wird, erhält durch den beim Versuch TK2 festgestellten Bruchmechanismus eine weitere experimentelle Bestätigung. Unter der Annahme, daß die dort belastete Schutzschicht weicher Konsistenz gleichzusetzen ist mit der Wirkung einer glatten Fundamentsohle ($\delta_s \rightarrow 0$), kann auch dieser Bruchmechanismus mit der KEM sehr genau wiedergegeben werden (Bild 5.4). Die theoretische Halbierung der Tragfähigkeit bei fehlender Sohlreibung gemeinsam mit dem dadurch bedingten zweiseitigen Bruchmechanismus wurde von GUSSMANN (1986) numerisch an kohäsionslosem Boden abgeleitet und experimentell durch Schneebeli-Modellversuche bestätigt. Eine weitere Verifizierung für bindige, kohäsive Böden ist hiermit gegeben.

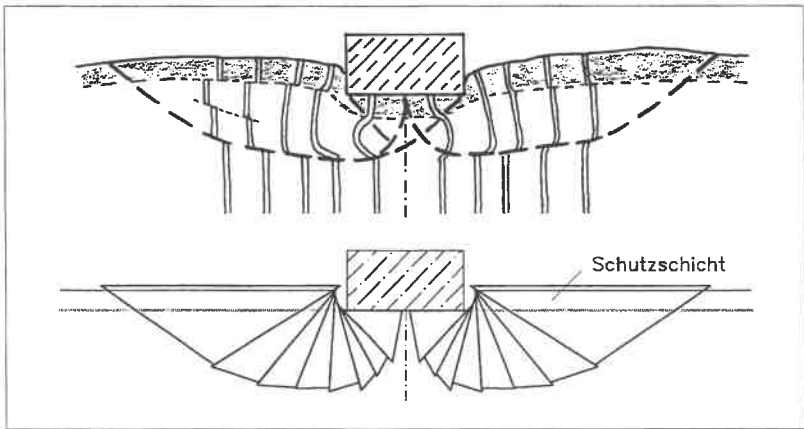


Bild 5.4: Bruchkörpergeometrie Versuch TK2 und KEM-Bruchmechanismus für $\delta_s \rightarrow 0$

Für die anhand der Vergleichsberechnungen getroffenen Aussagen ist allerdings eine für alle verwendeten Verfahren gleichermaßen wesentliche Einschränkung zu beachten: *Sie gelten nur für den allgemeinen Scherbruch!* Beim in Kapitel 5.2.2 betrachteten lokalen Scherbruch ergeben sich bis zu 24 % geringere Traglasten (s. Bruchspannungen Versuche TK3 und TK6). Im allgemeinen ist ein lokaler Scherbruch bei locker gelagerten Sanden oder weichen Tonböden zu erwarten. Die durchgeführten Grundbruchversuche in der Schüttung FVD steifer Konsistenz zeigen jedoch dieselbe Charak-

teristik, wobei nicht vorhergesagt werden kann, wann ein lokaler oder allgemeiner Scherbruch eintritt.

Vergleicht man beispielsweise die aus Bruchspannungen beim allgemeinen Scherbruch nach dem traditionellen globalen Sicherheitskonzept ($F = 2$ beim Grundbruchnachweis) der praktischen Bemessung zugrundezulegenden Gebrauchsspannungen mit den festgestellten Bruchspannungen bei einem lokalem Scherbruch, so ergibt sich je nach verwendetem Traglastverfahren immer noch ein "beruhigendes" Sicherheitsniveau von 1,55 bis 1,65. Dieses Niveau für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) wird bei Anwendung des neuen Partialsicherheitskonzeptes ($F_{\varphi} = 1,25$ und $F_c = 1,6$) nochmals um 0,10 angehoben. Ist jedoch nach dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) gefragt und werden dadurch Angaben über zulässige Baugrundverformungen relevant, erhält die Frage nach dem möglichen Bruchtyp eine noch wesentlichere Bedeutung.

6 Geomechanische Eigenschaften bindiger Schüttstoffe

Für bestimmte geometrische Verhältnisse und Randbedingungen wurden in einer *künstlich verdichteten Schüttung aus bindigem Boden* großmaßstäbliche Last-Setzungsversuche zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit bzw. des Scher- und Bruchverhaltens durchgeführt. Aus den erhaltenen Bruch- bzw. Grenzspannungen ergeben sich Scherfestigkeiten in Abhängigkeit der Lagerungsdichte bzw. den Einbaubedingungen. Zusammen mit den parallel dazu vorgenommenen Scherfestigkeitsbestimmungen im Labor wird als Ergebnis die Abhängigkeit der Bruchspannung von der Scherfestigkeit erhalten. Dieselbe Abhängigkeit folgt aus den numerischen Betrachtungen.

Als nächster Schritt lassen sich nun aus dem Vergleich und der Beurteilung dieser Ergebnisse gesicherte Aussagen über die Festigkeitseigenschaften bindiger Schüttstoffe und deren Gesetzmäßigkeiten treffen. Daraus abgeleitet können Empfehlungen für baupraktische Anwendungen ausgesprochen werden.

Um die Erkenntnisse mit den klassischen bodenmechanischen Konzepten vergleichend bewerten zu können, wurden die o.g. Untersuchungen im bindigen Boden auch auf dessen *natürliche Lagerung* ausgedehnt. Gewissermaßen als Nebenprodukt der großmaßstäblichen Traglastversuche können zusätzlich die bodenspezifischen Verformungseigenschaften beurteilt werden.

6.1 Kenngrößen für die Verformbarkeit

Jede Spannung, die auf der Oberfläche eines Halbraumes wirkt, verursacht Deformationen und Verformungen. Diese sind eine Funktion der bodenphysikalischen Eigenschaften, der Struktur eines Bodens infolge seiner Entstehungsgeschichte, des aufgetragenen Spannungszustandes und der Zeit. Für den Fall, daß z.B. die Fundamentbe-

lastung von der Grenztragfähigkeit des Baugrundes noch weit genug entfernt ist, wird dieser unter der Belastung vorwiegend eine vertikale Zusammendrückung erleiden. Nach aktueller Normgebung sprechen wir dann vom Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2). In diesem Zustand treten noch keine ausgeprägten Scherdeformationen auf.

Zur Ermittlung der Kenngrößen für die Verformbarkeit gibt es unterschiedliche Methoden. In Kapitel 2.4 wurden die Ergebnisse der Standardversuche zur Bestimmung des Steifemoduls E_s bei verhinderter Seitendehnung (aus Oedometerversuchen im Labor) sowie des Verformungsmoduls E_v (aus Plattendruckversuchen in situ) mitgeteilt. Aus den Verformungsbeobachtungen bei den durchgeführten großmaßstäblichen Grundbruchversuchen können zusätzlich Angaben über den Zusammendrückungsmodul E_m gewonnen werden, zumal die Fundamentsetzung mit zugehöriger Last wie bei einer Probelastung eindeutig bekannt ist.

Für einen zulässigen Gebrauchsspannungsbereich bis ca. 400 kN/m^2 , welcher erfahrungsgemäß in etwa der halben Bruch- bzw. Grenzlast entspricht, wurde ein mittlerer Zusammendrückungsmodul durch Umformung der bekannten Setzungsformel mit $E_m = (\sigma_0 \cdot b \cdot f) / s$ ermittelt, wobei für s die gemessene Gesamtsetzung eingesetzt und als maßgebender Setzungsbeiwert f derjenige im kennzeichnenden Punkt einer Rechteckbelastung zugrunde gelegt wurde. Die Mächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht bei Annahme eines homogenen elastisch-isotropen Halbraums wurde üblicherweise dort begrenzt, wo die lotrechte Zusatzspannung 20% der Eigengewichtsspannung des Bodens beträgt.

In Tabelle 6.1 sind die nach den o.g. Methoden ermittelten Moduln mit gültigem Spannungsbereich vergleichend zusammengestellt. Da der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit am zutreffendsten dann eingeschätzt wird, wenn die Ermittlung der Setzung auf der Auswertung von vergleichbaren Beobachtungen unter Anwendung der o.g. Setzungsformel durchgeführt wird, ist eine vergleichende Wertung auf der Basis des festgestellten Zusammendrückungsmoduls E_m von Bedeutung.

Die Versuche in der Schüttung FVD zeigen, daß der Zusammendrückungsmodul am ehesten durch die Wiederbelastungsmoduln E_{s2} und E_{v2} erfaßt wird. Legt man dagegen die Erstbelastungsmoduln E_{s1} und E_{v1} zugrunde, wird das Ergebnis von Setzungsberechnungen nahezu 100 % über den tatsächlich meßbaren Setzungsbeträgen liegen.

Noch größere Abweichungen ergeben sich bei den Versuchen im Lößlehm NVD. Hier wird der Zusammendrückungsmodul allein durch den Verformungsmodul E_{v2} richtig wiedergegeben. Die erstaunlich große Abweichung zu den Ergebnissen im Oedometer-

versuch von bis zu einem Faktor 8 (bei E_{s1}) lassen sich eigentlich nur durch Probenstörungseffekte, die vermutlich durch Entnahme, Transport und Probenaufbereitung zustandekommen, erklären. Durch die ausgesprochen mürbe und dadurch empfindliche Struktur des Lößlehms in seiner natürlichen Lagerung scheint er hierfür besonders anfällig zu sein.

Versuchsart	MODULN	Einheit	Schüttung FVD		Lößlehm NVD		
Oedometer- versuche (Kapitel 2.4)	Spannungsbereich		kN/m^2		100 - 200	200 - 400	
	Steifemodul	E_{s1}	MN/m ²	9,60	12,8	7,69	9,44
		E_{s2}		26,2	40,4	28,5	37,8
Plattendruck- versuche (Kapitel 2.4)	Spannungsbereich		kN/m^2		60 - 200		
	Verformungs- modul	E_{v1}	MN/m ²	11,3		38,2	
		E_{v2}		23,5		63,8	
Grundbruch- versuche (Kapitel 4.4)	Spannungsbereich		kN/m^2		90 - 380		
	Zusammen- drückungsmodul	E_m	MN/m ²	26,7		69,1	

Tabelle 6.1: Mittelwerte der Kenngrößen für die Verformbarkeit nach verschiedenen Versuchsmethoden

Das Verformungsverhalten eines bindigen Bodens wird neben der vorherrschenden Konsistenz im wesentlichen von 2 Faktoren maßgeblich beeinflusst. Zum einen ist dies die Natur der Feststoffpartikel selbst (z.B. ihre Größe, Form und mineralische Zusammensetzung), zum anderen die individuelle Anordnung, in welcher sich diese Bodenpartikel in ihrem ungestörten Zustand befinden. Diese mit den Begriffen Bodenbeschaffenheit und -struktur erfaßten Eigenschaften in natürlicher Lagerung werden durch Lösen, Laden, Transport, Wiedereinbau und Verdichten verändert. Somit fehlen künstlich verdichteten Böden Eigenschaften, welche sedimentierte Böden kennzeichnen, wie z.B. ein Sortierungsprozeß, der während Erosion, Transport, Ablagerung und Konsolidation unter Eigengewicht stattgefunden hat und i.a. eine homogene Zusammensetzung zur Folge hat.

Die Auswirkung dieser Strukturzerstörung durch künstlichen Wiedereinbau zeigen die ermittelten Zusammendrückungsmoduln in Tabelle 6.1. Trotz der durch den Verdichtungsvorgang erzielten höheren Lagerungsdichte (Tabelle 2.3) sind bei vergleichbarer Belastung im künstlich verdichteten Zustand in etwa 3-fach größere Setzungen als in natürlicher Lagerung zu erwarten.

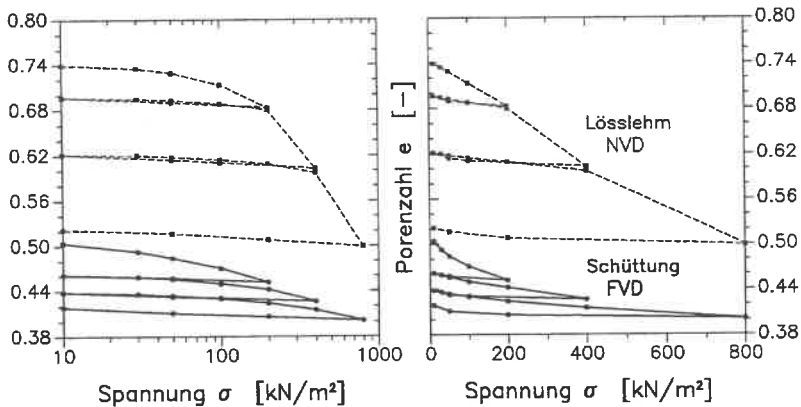


Bild 6.1: Extrembeispiel für Druck-Porenzahl-Diagramm aus dem Oedometerversuch (Vergleichende Darstellung im logarithmischen und linearen Maßstab)

Ein Vergleich der im Labor ermittelten Steifemoduln läßt hingegen keinen bedeutsamen Unterschied erkennen. Daß die untersuchten Böden auch im Oedometerversuch ein differenziertes Verformungsverhalten aufweisen, zeigt die vergleichende Darstellung im Druck-Porenzahl-Diagramm in Bild 6.1. Daraus lassen sich insbesondere für den Lösslehm NVD zwei wesentliche Erkenntnisse ableiten:

- Die Verringerung der Ausgangsporenzahl infolge Belastung und die resultierenden plastischen Verformungen beim Durchfahren derselben Laststufen ist in natürlicher Lagerung nahezu doppelt so groß wie im künstlich verdichteten Zustand. Dieses durch die hohe Porosität bedingte Verhalten im Lösslehm NVD kann ein Indiz für den in Kapitel 4.4 beschriebenen Verformungsbruch in situ sein.
- Die konventionelle Darstellung im logarithmischen Maßstab auf der Abszisse zeigt deutlich ein bilineares Verhalten im Lösslehm NVD auf. Daß dieses Verhalten jedoch nicht - wie bereits in Kapitel 2.1 ausgeführt - auf eine geologische Vorbelastung zurückzuführen ist, bestätigt die Darstellung im linearen Maßstab. Dort sind das echte Verformungsverhalten in Form einer Überlinearität und somit keine reale Anzeichen von für "Vorkonsolidierungsspannungen" charakteristischer Zonen verschiedener Zusammendrückung erkennbar. Allerdings zeigen die Lastsetzungskurven der Grundbruchversuche (Bild 4.10), daß ab einer bestimmten Spannung ein kritischer Formänderungsbereich erreicht wird, wo bei weiterer Laststeigerung ein plötzlicher Zusammenbruch der natürlich entstandenen Bodenstruktur eintritt. Diese "scheinbare Vorkonsolidierungsspannung" ist jedoch eher auf das Verhalten der strukturellen Zusammensetzung bei mechanischer Beanspruchung zurückzuführen (Kapitel 6.2.1).

Zusammengefaßt belegen die durchgeführten Untersuchungen ein völlig verschiedenes Verformungsverhalten der untersuchten bindigen Böden im gestörten und ungestörten Zustand. Werden die mit Hilfe von Standardversuchen bestimmten Moduln Setzungsberechnungen zugrunde gelegt, so werden immer auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse ermittelt. Die beschriebenen Abweichungen im Vergleich zu den tatsächlich gemessenen Setzungen in situ, welche teilweise durch die in DIN 4019 empfohlenen Korrekturbeiwerte α abgemindert werden, zeigen weiter den bereits in Kapitel 5.2 mitgeteilten Forschungsbedarf für Lößlehm in natürlicher Lagerung auf.

6.2 Bodenstruktur, Verdichtung und Festigkeit

Um die Standsicherheit von Dämmen und Aufschüttungen zu gewährleisten, müssen verdichtete Schüttstoffe durch ihre Festigkeit in erster Linie die Stabilitätsanforderungen bzw. den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) sicherstellen. Zusätzlich sind Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit und das Verformungsverhalten zu stellen. Die Festigkeit, die Zusammendrückbarkeit und eine geringe Durchlässigkeit können durch eine gezielte Verdichtung wesentlich verbessert werden. Daher ist der Zusammenhang zwischen dem Zustand des Schüttstoffes, dessen Festigkeit und der aufgetragenen Verdichtungsenergie von Bedeutung.

Bei nichtbindigen, kohäsionslosen Böden ist diese Problematik relativ einfach zu klären. Es bestehen typische Zusammenhänge zwischen Porenzahl und Scherfestigkeit, welche bei diesen Böden überwiegend durch den Reibungswinkel gekennzeichnet ist. Die Scherfestigkeit wird als Funktion der Normalspannung mit der Grundgleichung $\tau_s = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$ ausgedrückt. Als empirischer Zusammenhang ist z.B. die Proportionalität zwischen $\tan \varphi'$ und $1/e$ zu nennen.

Bei bindigen, kohäsiven Schüttstoffen sind dagegen Abhängigkeiten viel schwieriger zu erfassen. Änderungen der Bodenstruktur und die Art und Weise des Einbaus wirken sich empfindlich auf die Scherfestigkeit aus. Außerdem ist zu beachten, daß das Festigkeitsverhalten im ungesättigten Zustand sich beträchtlich von dem in gesättigtem Zustand unterscheidet (Kapitel 3.4), da im ungesättigten Zustand als weitere Einflußgröße der Porenluftdruck in Erscheinung tritt. Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse im Hinblick auf die Festigkeit von verdichteten bindigen Böden ist daher der Zustand direkt nach der Verdichtung sowie der Zustand nach Verdichtung und Wasseraufnahme zu beachten.

So kann beispielsweise bei Rückhalte- und Speicherbecken durch Wasser, das aus der Dammoberfläche einsickert, das als Kapillarwasser aus dem Untergrund angesaugt wird oder aus dem Speicherinhalt in den Damm eindringt, eine Volumenänderung eintreten, die möglicherweise Veränderungen der Bodeneigenschaften zur Folge haben kann. Außerdem zeigt sich in der Erdbaupraxis, daß selbst Straßen- und Bahndämme aus bindigen Schüttmaterialien schon nach einigen Jahren nahezu wassergesättigt sind; hinzu kommt, daß durch die Überschüttung der schon verdichteten Schichten Spannungsänderungen auftreten. Diese Vorgänge lassen sich unter Laborbedingungen nachvollziehen und wurden insbesondere in den angelsächsischen Ländern systematisch untersucht (Kapitel 1.1 und 6.2.3).

Die nachfolgenden Überlegungen und Ausführungen beschränken sich auf den Zustand des Bodens nach Verdichtung und Wasseraufnahme. Dementsprechend liegen die an gesättigten Proben auf der Grundlage der *Mohr-Coulombschen* Bruchbedingung $\tau_s = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi' + c'$ vorwiegend durch CD-Versuche ermittelten effektiven Scherparameter den weiteren Betrachtungen zugrunde. Diese Versuchstechnik wurde insbesondere im Hinblick auf eine Vergleichbarkeit mit der durch Traglastversuche unter drainierten Bedingungen bestimmten Feldscherfestigkeit angewendet. Da die Proben auf unterschiedliche Art und Weise hergestellt wurden (feld- und laborverdichtet), ist es notwendig, zunächst einige wesentliche Zusammenhänge zwischen Bodenstruktur und Verdichtung voranzustellen.

6.2.1 Einfluß der Verdichtung auf die Bodenstruktur

Die Folgen einer Verdichtung hängen von dem zu verdichtenden Boden (Bodenart, Bodenzustand und Struktur) und von der Verdichtungsenergie (geleistete Arbeit und die Art der Energieübertragung) ab. Durch die Verdichtung werden die Phasenzusammensetzung des Bodens und damit die davon abhängigen bodenphysikalischen Eigenschaften verändert. Insbesondere bei bindigen Böden sind Änderungen in der Bodenstruktur von Bedeutung.

Auf der Grundlage der von MITCHELL (1956) entwickelten polarisationsoptischen Untersuchungsmethode, welcher an dünnen Schliffen von chemisch verfestigten Tonproben eine Zunahme der Orientierung von Tonteilchen bei deviatorischer Beanspruchung nachwies, zeigte PACEY (1956) quantitativ, daß einerseits die Orientierung der Teilchen bei zunehmendem Wassergehalt auch oberhalb des optimalen Verdichtungswassergehaltes (w_{p_0}) noch zunimmt und andererseits eine größere Verdichtungsarbeit eine bessere Teilchenausrichtung bewirkt. Die von LAMBE (1958) daraufhin aufgestellte Theorie, daß ein Ton auf der trockenen Seite des Proctoroptimums eine Zellstruktur

und auf der nassen Seite eine Schichtstruktur aufweist, zeigt die Darstellung im Proctordiagramm in Bild 6.2.

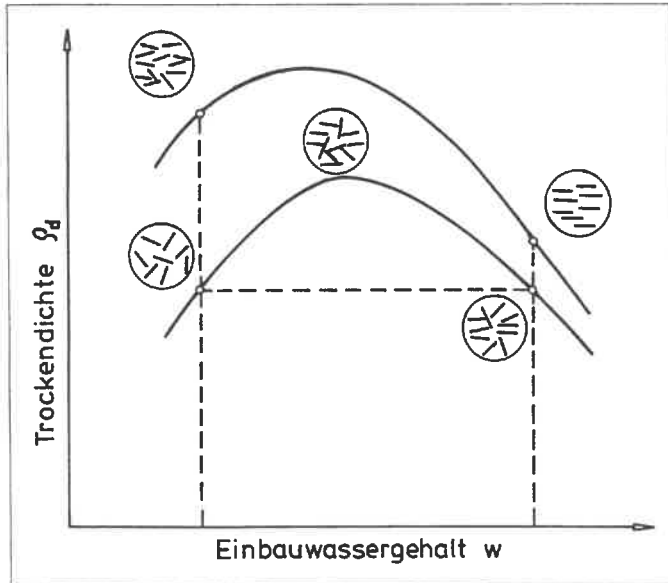


Bild 6.2: Änderung der Tonstruktur infolge Verdichtung
(nach LAMBE, 1958)

Ausgangspunkt seiner Betrachtungen ist das Verhalten kolloidaler Teilchen in Suspensionen. Für die Ausrichtung der blättchen- oder nadelförmig anzunehmenden Tonteilchen sind dabei die elektrostatischen Anziehungs- und Abstoßungskräfte gemeinsam mit der Wasserbindefähigkeit von Tonteilchen unter dem Einfluß der Van-der-Waals'schen Kräfte von Bedeutung. Aus ihren Gleichgewichtsverhältnissen ergeben sich in Abhängigkeit des Wassergehaltes entweder eine gleichmäßig geordnete Schichtstruktur (*dispergierte Struktur*) oder eine unregelmäßige, ungeordnete Zellstruktur (*ausgeflockte Struktur*). Bei Proben auf der trockenen Seite des Proctroptimums ist der Wassergehalt so gering, daß die Abstoßungskräfte zwischen den Tonteilchen kleiner sind als die Anziehungskräfte. Durch die resultierenden Anziehungskräfte nehmen die Teilchen eine ungeordnete, sperrige Anordnung an. Eine Zunahme des Wassergehaltes bewirkt durch die Zunahme der Wasserfilmdicke um die Teilchen eine größere Beweglichkeit durch Zunahme der Abstoßungskräfte, so daß die Teilchen sich lotrecht zur Verdichtungsrichtung anordnen können. Diese geordnetere Struktur ergibt eine größere Dichte. Bei

Proben auf der nassen Seite des Proctoroptimums erhöht sich zwar der Ordnungsgrad, jedoch wird die Dichte wieder kleiner, da das Wasser einen zunehmend größeren Raum einnimmt. Außerdem wird bei höherer Verdichtungsenergie (obere Proctorkurve in Bild 6.2) die Orientierung der Tonteilchen gleichmäßiger und damit auch die Dichte größer.

Diese auf der Basis des Verhaltens kolloidaler Teilchen beschriebenen Erkenntnisse lassen sich jedoch nur bedingt auf den in der vorliegenden Arbeit untersuchten Lößlehm übertragen. Dessen Hauptbodenart ist Schluff (Kapitel 2.4); aufgrund des geringen Tonanteils im Vergleich zu den oben untersuchten reinen Tonen und des dadurch verhältnismäßig kleinen Anteils an kolloidalen Teilchen kann davon ausgegangen werden, daß das Wasser im Lößlehm überwiegend als Wasser der äußeren Wasserhülle und als freies Porenwasser vorhanden ist (Bild 6.3b). Dies zeigte sich auch beim Befahren in situ durch Baustellenfahrzeuge. Bei zu trockener Witterung wurden bestimmte Kornfraktionen aufgewirbelt (bekanntermaßen unangenehme "Staubentwicklung"); bei starken Niederschlägen tritt bei Belastung ein Porenwasserüberdruck bis in eine gewisse Tiefe auf, wodurch die Scherfestigkeit herabgesetzt und die Tragfähigkeit vermindert wird (für den Bauablauf gleichermaßen unangenehmes "Einsinken" der Fahrzeuge). Dennoch soll nachfolgend eine Möglichkeit aufgezeigt werden, obige Erkenntnisse - makroskopisch - auf die Struktur des Lößlehms zu übertragen.

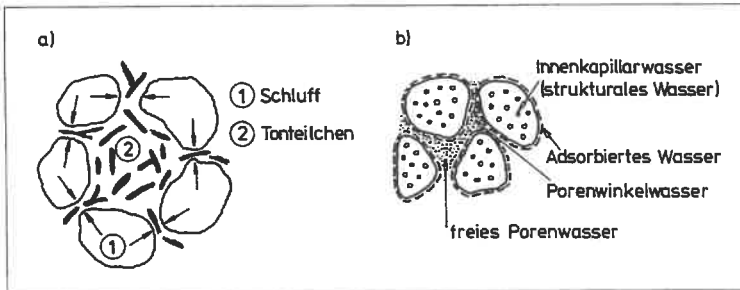


Bild 6.3: Mögliche Struktur des verwendeten Lößlehms
 a) Strukturaufbau b) Verteilung des Wassers

Bild 6.3 zeigt einen möglichen, vereinfachten Strukturaufbau des verwendeten Lößlehms einschließlich der Arten der Verteilung des Wassers. Die Schluffkörner bilden ein tragfähiges Gerüst. Die Poren sind zusätzlich mit Tonteilchen gefüllt, welche je nach Mineralart- und struktur verschiedene Verbindungsformen (z.B. punkt-, linien- oder flächenförmige Berührung der Tonteilchen) in Abhängigkeit ihrer Sedimentations-

geschichte im natürlichen Zustand eingehen. Wird nun ein solcher Strukturaufbau mechanisch belastet, so werden neben Konsolidationsvorgängen die Kräfte zunächst durch die größeren Körner weitergeleitet. Die Tonteilchen zwischen zwei Schluffkörnern werden stark zusammengedrückt, diejenigen in den größeren Poren werden keiner Belastung ausgesetzt. Ab einer gewissen Belastung wird diese Strukturfestigkeit überwunden und es treten Deformationen auf. Die Belastung wird auf die ursprünglich spannungsfreien Tonteilchen übertragen und die Zusammendrückung nimmt dann stark zu. Dies erklärt z.B. die deutliche Krümmung der Last-Setzungskurven (Bild 4.10) im natürlich gewachsenen Zustand des untersuchten Lößlehms.

Durch Förderung, Transport und Wiedereinbau liegt das Bodenmaterial in einer willkürlichen Sekundärstruktur mit vielen Luftporen vor. Je nach Einbauwassergehalt bewirkt ein Durchkneten eine gewisse Klumpenbildung mit teilweiser Ausrichtung der Bodenteilchen, wobei die Klumpen oft noch ihre Primärstruktur aufweisen. Bei der Verdichtung wird dann durch das Zerdrücken der Sekundärstruktur und das Auspressen der Luft eine engere Aneinanderlagerung der Teilchen bewirkt. Bei bindigen Böden wird dabei vorwiegend die Luft aus den Grobporen gedrückt. Die in den Feinporen enthaltene Luft, welche oft noch vom adsorbierten Wasser auf der Kornoberfläche gebunden ist, wird durch die bei der Verdichtung kurzzeitig wirkende Belastung nur komprimiert; sie entspannt sich nach dem Verdichtungsvorgang wieder.

Die entscheidende Größe bei der Strukturveränderung bindiger Böden infolge Verdichtung ist der Einbauwassergehalt (Bild 6.4). Ist dieser im Vergleich zum optimalen Verdichtungswassergehalt zu gering, treten an den Kontaktstellen der Körner hohe Beanspruchungen auf; um die größeren Luftporen sind diese dagegen gering. Demzufolge nehmen die einzelnen Bodenteilchen eine ungeordnete Zellstruktur ein und sind gut untereinander verzahnt. Erst durch eine größere Verdichtungsenergie lassen sich diese Verzahnungen brechen. Damit bilden sich durch eine verfeinerte Abstufung der Körner mehr Kontaktpunkte und eine engere Verzahnung, wodurch größere Scherbeanspruchungen aufgenommen werden können. Durch die erzielte Minimierung an Hohlräumen wird eine größere Trockendichte erreicht.

Im Bereich des optimalen Verdichtungswassergehaltes wird die Reibung zwischen den Körnern vermindert. Infolge der dort aufgebrauchten Verdichtungsarbeit wird ein Verschieben in die Hohlräume bis zu einem Luftporengehalt von erfahrungsgemäß 5 % möglich. Die Bodenteilchen liegen nun geschichtet in einer dichten Lagerung, welche der Proctordichte entspricht.

Bei weiterer Wasserzugabe werden sich um die einzelnen Bodenteilchen dickere Wasserfilme bilden, wodurch der Kontakt und die Verzahnung untereinander gelockert

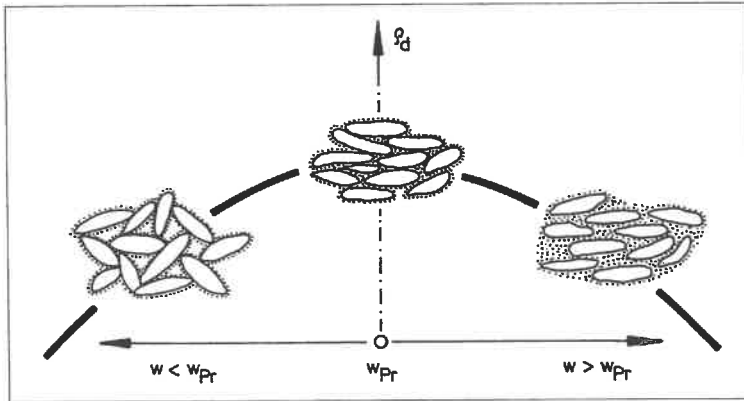


Bild 6.4: Strukturveränderung infolge Verdichtung

wird. Dadurch wird ein geringerer Verdichtungsgrad erreicht, die Trockendichte nimmt wieder ab.

6.2.2 Verdichtung und effektive Scherfestigkeit

SEED und CHAN (1959) nahmen die Erkenntnisse von LAMBE (1958) zum Anlaß, gezielte Untersuchungen zum Einfluß der Struktur von Tonböden auf das Festigkeitsverhalten und weitere mit Berücksichtigung der gewählten Verdichtungsmethode durchzuführen. Interessant sind dabei die nachfolgend beschriebene Versuchsmethode und die daraus gewonnenen Erkenntnisse.

Sie stellten zwei Tonproben im Proctortopf mit gleicher Dichte her. Die eine auf der trockenen Seite vom optimalen Verdichtungswassergehalt um eine Zellstruktur zu erhalten, die andere auf der nassen Seite zur Erzielung einer Schichtstruktur. Beide Proben wurden daraufhin bei verhinderter Volumenänderung 6 Tage gesättigt mit der Zielsetzung, denselben Sättigungsgrad (bei gleicher Dichte und Wassergehalt) zu erreichen. So entstanden zwei identische Probenzustände unter Beibehaltung des unterschiedlichen Strukturaufbaus, welche anschließend unter undrainierten Bedingungen (CU-Versuche) abgesichert wurden. Dabei zeigte sich in der Entwicklung der Hauptspannungen ein differenziertes Verhalten. Bei der Probe mit Zellstruktur wurde eine sehr steile Zunahme der Hauptschubspannungen bei geringer axialer Stauchung bis etwa 5 % mit im weiteren Verlauf geringfügiger Zunahme beobachtet. Die Probe mit

Schichtstruktur wies dagegen von Beginn an eine sehr flache Zunahme der Hauptschubspannungen auf, wobei beide Proben bei ca. 25 % Stauchung demselben Endwert zustrebten. Ein ähnliches Verhalten wurde auch beim Einsatz unterschiedlicher Verdichtungsmethoden (Knet- oder Stampfwirkung) festgestellt.

Aufgrund dieser Erkenntnisse gibt z.B. SCHEFFLER (1969) die Empfehlung, für beim Dammbau verdichtete bindige Böden diejenigen Scherparameter für Standsicherheitsnachweise zugrunde zu legen, welche sich bei einer axialen Stauchung von $\varepsilon = 15$ bis 20 % im Triaxialversuch ergeben, auch dann, wenn die max. Hauptspannungsdifferenz schon bei einer geringeren Probenstauchung erreicht werden.

Für die Beurteilung der eigenen Untersuchungen ist insbesondere die Beobachtung von SEED/CHAN (1959) von Bedeutung, daß die Struktur auf die effektive Spannungscharakteristik keinen Einfluß zu haben scheint und sie daraus den Schluß ziehen, daß der Einfluß der Bodenstruktur auf die Festigkeit sich auf deren Einfluß auf die Porenwasserdruckentwicklung beschränkt. Allerdings beziehen sich diese Aussagen ausschließlich auf die Untersuchung von Einzelproben und deren Hauptspannungsentwicklung. Angaben über mögliche Einflüsse auf die effektiven Scherparameter, ausgedrückt durch φ' und c' , werden nicht mitgeteilt.

Um mögliche Abhängigkeiten der effektiven Scherparameter von den Einbaubedingungen und von Strukturänderungen aufzuzeigen, wurden im Proctortopf künstlich verdichtete Proben mit gezielter Variation des Einbauwassergehalts und der Verdichtungsenergie hergestellt. Die Probenherstellung und die daran durchgeführten Triaxialversuche sind in Kapitel 3 ausführlich beschrieben (Proben LVD). Wie dort bereits ausgeführt, zeigt sich, daß die Größe des Scherwinkels φ' relativ unabhängig von den Einbaubedingungen ist (Bild 3.3). Die festgestellte deutliche Abhängigkeit der effektiven Kohäsion c' von der Anfangsporenzahl e_0 (Bild 3.6) soll nachfolgend einer anderen Betrachtungsweise unterzogen werden.

Grundlage bilden die im Proctordiagramm bestehenden Zusammenhänge zwischen Einbauwassergehalt, Trockendichte und Sättigungsgrad der Proben. Mit Hilfe des Sättigungsgrades S_r wird die mögliche Trockendichte eines Bodens durch

$$\rho_d = \rho_s / (1 + w \cdot \rho_s / S_r \cdot \rho_w)$$

ausgedrückt. Im Proctordiagramm ergibt dies eine Hyperbelschar $\rho_d(w)$ mit dem Scharparameter S_r . Gleichmaßen lassen sich anhand der obigen Beziehung in einem Diagramm, in welchem der Zusammenhang zwischen Trockendichte und Sättigungs-

grad aufgezeigt wird, eine Hyperbelschar $\rho_d(S_r)$ mit dem Scharparameter w darstellen. Dieser Weg wurde beschritten, da eine Analyse der ermittelten Kohäsionswerte in Abhängigkeit des zugehörigen Probenzustandes tendenziell eine Zunahme der Kohäsion mit zunehmender Trockendichte bei konstantem Sättigungsgrad erkennen ließ. Werden in dieses ρ_d-S_r -Diagramm die untersuchten Proben LVD mit zugehöriger Kohäsion übertragen, so lassen sich darin Linien gleicher effektiver Kohäsion graphisch angeben (Bild A73, S. 180). Anhand dieser Darstellung konnten nun für beliebige Sättigungslinien in Abhängigkeit der Trockendichte Kohäsionswerte abgegriffen und ins Proctor-Diagramm übertragen werden. Das Ergebnis ist in Bild 6.5 dargestellt.

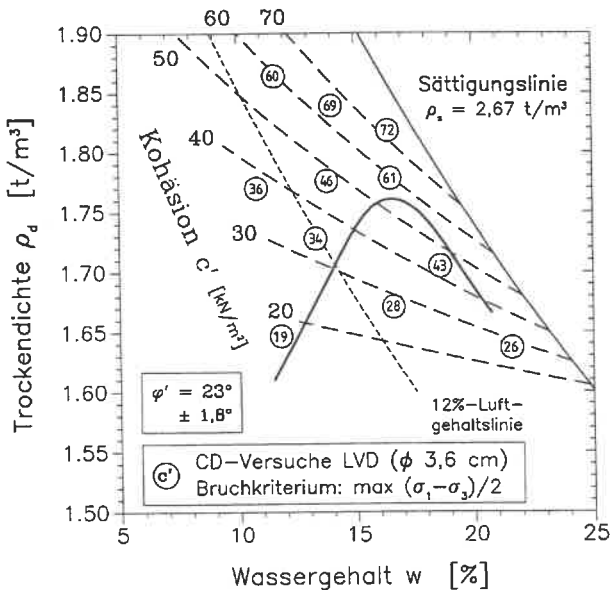


Bild 6.5: Abhängigkeit der effektiven Kohäsion c' von den Einbaubedingungen (Proben LVD)

Betrachten wir darin die Proben entlang der Proctorkurve, so ist bei konstanter Verdichtungsenergie entsprechend der Zunahme der Trockendichte eine Zunahme der Festigkeit bis zum Proctroptimum feststellbar. In gleicher Weise wie darüber hinaus die Trockendichte wieder abnimmt, ist eine Abnahme der Festigkeit zu verzeichnen. Dies scheint unabhängig von der Struktur des Bodens zu sein. Dagegen ist bei kon-

stanter Trockendichte mit zunehmendem Einbauwassergehalt deutlich eine Zunahme der Festigkeit erkennbar. Dieses Ergebnis kann unter Beachtung der in Kapitel 6.2.1 aufgezeigten Zusammenhänge wie folgt interpretiert werden.

Bei der Zellstruktur der Proben auf der trockenen Seite des optimalen Einbauwassergehaltes bestehen an den Kontaktstellen der Bodenteilchen hohe Beanspruchungen, welche ja aufgrund des Wasserdefizites eine ungeordnete, sperrige Struktur entstehen ließ. Durch vollständige Wassersättigung vor dem Abscheren der Proben wird diese Verspannung gelöst, wodurch ihre strukturbedingte effektive Scherfestigkeit ermittelt wird. Mit zunehmendem Einbauwassergehalt wird bei der Verdichtung eine zunehmende Teilchenausrichtung und -annäherung begünstigt. Zusätzlich wird es bei der stampfenden Verdichtungsart im Proctortopf einerseits eine Teilchenausrichtung unmittelbar unter dem Verdichtungsgerät senkrecht zur Stampfrichtung geben, andererseits werden sich neben dem Verdichtungsgerät nach oben aufgebogene Gleitflächen als Folge von lokalen Grundbrucherscheinungen bilden. Diese hierdurch teilweise senkrecht zu einer möglichen Scherfläche ausgerichteten Bodenteilchen bewirken eine Erhöhung der aufnehmbaren Kräfte, da eine Scherfläche durch die plättchenförmig angenommenen Teilchen hindurch gehen müßte und somit ein noch größerer Widerstand als längs der Kontaktflächen zu überwinden ist. Setzen wir weiter voraus, daß die Ausrichtung und Annäherung der Bodenteilchen durch eine Vergrößerung der Kontaktflächen auch eine Übertragung größerer Scherbeanspruchungen längs dieser Flächen ermöglicht, könnte dies eine Erklärung für die ermittelte strukturbedingte Zunahme der effektiven Kohäsion bei Zunahme des Einbauwassergehaltes und gleichbleibender Trockendichte sein.

Aus wirtschaftlicher Sicht von Bedeutung ist weiter aus Bild 6.5 abzuleiten, daß zur Erzielung derselben effektiven Scherfestigkeit auf der trockenen Seite eine deutlich höhere Energie bei der Verdichtung aufgebracht werden muß als auf der nassen Seite des optimalen Einbauwassergehaltes. Diese Tendenz steht qualitativ in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von MURADI (1976) auf der Grundlage von CBR-Versuchen (Kapitel 1.1).

Die Darstellung der ermittelten effektiven Scherparameter an den aus der Schüttung entnommenen Proben FVD im Proctordiagramm zeigt Bild 6.6. Hier ist die Bandbreite bezüglich des Sättigungsgrades zu gering, um Linien gleicher Kohäsionswerte angeben zu können. Deutlich ist jedoch auch hier zu erkennen, daß eine Dichtezunahme eine Zunahme der effektiven Kohäsion bewirkt. Ein Vergleich der Kohäsion mit den an Proben LVD ermittelten Werte zeigt wie in Bild 3.6, daß unabhängig der Lage der Proben im Proctordiagramm diese nur ca. 55 % beträgt. Die hohe Festigkeit der Proben LVD könnte dadurch bedingt sein, daß durch die Art der Verdichtung und Energieeintragung bei behinderter Seitenausdehnung im Proctortopf eine Verspannung

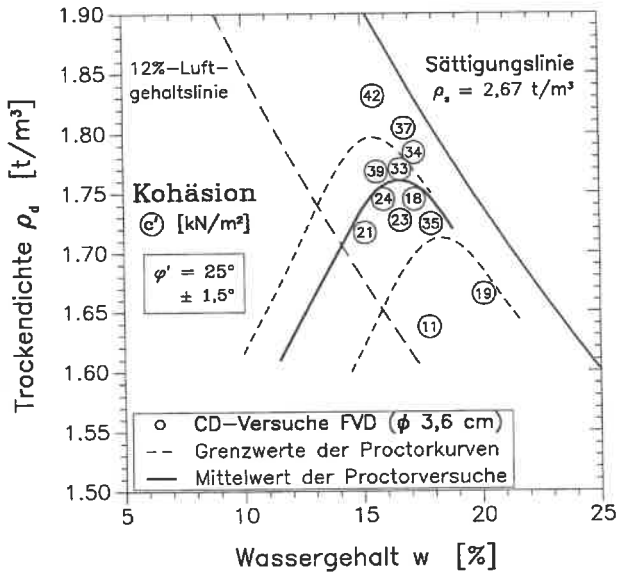


Bild 6.6: Effektive Kohäsion c' in Abhängigkeit der Einbaubedingungen (Proben FVD)

eingepreßt wird, welche selbst durch anschließende Wassersättigung der Proben nicht gelöst werden kann. Dagegen besteht bei der großflächigen Verdichtung in situ durch z.B. Schafffußwalzen die Möglichkeit, daß der Boden sich seitlich der aufgebracht Energie entziehen kann und somit trotz gleicher Dichte eine andere, im Hinblick auf die Festigkeit ungünstigere Struktur des verdichteten Bodens durch eine wenig innigere Verzahnung der Bodenteilchen entsteht. Diese Unterschiede zeigen auch die Porenwasserdruckverläufe der durchgeführten CU-Versuche (Bilder A13 und A17, S. 142 und 149) bzw. die Entwicklung des Porenwasserdruckparameters (Bild 3.10) auf.

Im Gegensatz zu den Untersuchungen von SEED/CHAN (1959) zeigen die effektiven Hauptspannungsverläufe der Proben LVD bei zunehmendem Seitendruck überwiegend ein duktileres Verhalten. Auch im Hinblick auf die in Kapitel 3.4.2 aufgezeigten Tendenzen wäre durch weitergehende Untersuchungen zu überprüfen, ob bei der Ermittlung der Scherfestigkeit bindiger Schüttstoffe im Triaxialversuch - wie bereits von SCHEFFLER (1969) vorgeschlagen - als Bruchkriterium die Größe der Hauptschubspannungen bei $\varepsilon_r = 20\%$ zugrunde gelegt werden müßte. Die großmaßstäblichen

Traglastversuche zeigen, daß der Grenzzustand der Tragfähigkeit erst bei großen Verformungen erreicht wird. Dies könnte bedeuten, daß das im Triaxialversuch beobachtete spröde Verhalten bei geringen Seitendrüken bei mechanischer Belastung in situ überdrückt wird und möglicherweise für den Bruch nicht maßgebend ist.

6.2.3 Zeitabhängige Einflußfaktoren

Wie bereits erwähnt, können nach der Herstellung einer bindigen Schüttung Wasseraufnahme und Überlagerungsdruck langfristig Volumenänderungen zur Folge haben, hauptsächlich dann, wenn der eingebaute Schüttstoff ein besonderes Quellpotential aufweist oder kollapsgefährdet ist. Diese Problematik wurde u.a. von HOLTZ/GIBBS (1956) und COX (1979) untersucht. Insbesondere die sehr sorgfältig durchgeführten systematischen Untersuchungen von JOHNSON/LOVELL (1979) am sog. St. Croix-Clay (ausgeprägt plastischer Ton), welche mit den Einfluß auf das Festigkeitsverhalten zur Zielsetzung hatten, sind von Bedeutung. In Bild 6.7 sind daraus beispielhaft Versuchspuren dargestellt, welche auf der

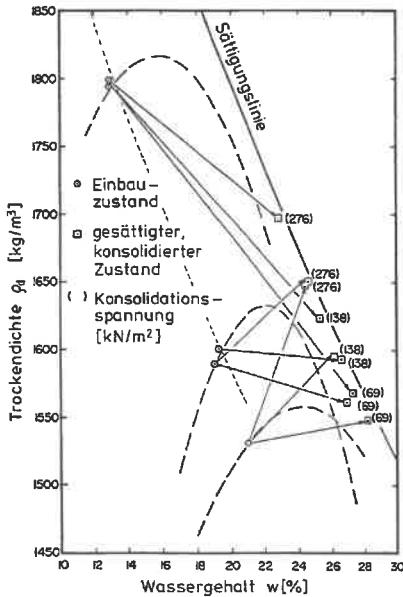


Bild 6.7: Änderung von Trockendichte und Einbauwassergehalt infolge Sättigung und Konsolidation (nach JOHNSON/LOVELL)

trockeren Seite vom opt. Einbauwassergehalt im Labor verdichtete Bodenproben (kneading compaction) nach Sättigung und Konsolidation durchlaufen. Deutlich zeigt sich, daß in Bezug zum Proctoroptimum ursprünglich locker eingebaute Proben sich der Sättigungslinie unter Abnahme des Volumens nähern (Verdichtung). Demgegenüber vergrößert sich das Probenvolumen bei sehr hohen Ausgangsdichten durch Schwellvorgänge bei der Wasseraufnahme (Auflockerung). Verdichtung und Auflockerung werden dabei maßgeblich von der äußeren Belastung bzw. Konsolidationsspannung beeinflusst. Dasselbe Verhalten zeigten auch Proben, die im Bereich des Proctoroptimums sowie auf der nassen Seite vom optimalen Einbauwassergehalt verdichtet wurden.

Im Hinblick auf die an diesen Proben ermittelten effektiven Scherparameter stellten JOHNSON/LOVELL (1979) ebenfalls fest, daß der effektive Scherwinkel φ' relativ konstant und unabhängig von den Einbaubedingungen ist. Weiter teilen sie aufgrund der umfangreichen Untersuchungsergebnisse mit, daß *die effektive Kohäsion c' weitgehend eine Funktion der infolge einer bestimmten Konsolidationsspannung erreichten Endporenzahl ist, und wahrscheinlich in Beziehung zum Überkonsolidierungsverhältnis und der durch die Verdichtung ursprünglich eingeprägten maximalen Spannung steht. Da die Endporenzahl eine Funktion der Volumenänderung infolge Sättigung und Konsolidation ist, ist die effektive Kohäsion in hohem Maße durch das Schwellvermögen im Einbauzustand beeinflusst.* Anhand durchgeführter Regressionsanalysen geben sie deshalb einen Zusammenhang zur Vorhersage der Kohäsion c' in Abhängigkeit des Einbauwassergehaltes und der Anfangsporenzahl an (Bild 6.8).

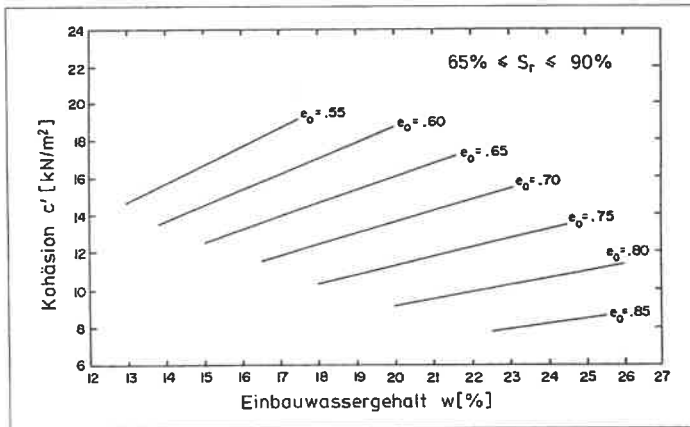


Bild 6.8: Kohäsion c' in Abhängigkeit der Einbaubedingungen (nach JOHNSON/LOVELL)

Diese Darstellung zeigt in Übereinstimmung mit den eigenen Untersuchungen (Bild 6.5) ebenfalls, daß mit zunehmendem Einbauwassergehalt bei konstanter Anfangsporenzahl eine Zunahme der effektiven Kohäsion c' zu verzeichnen ist.

Weitgehende Untersuchungen von LIANG/LOVELL (1983) und NWABUOKEI/LOVELL (1984) an *feldverdichteten Proben* zeigten qualitativ ähnliche Tendenzen auf. Im Hinblick auf eine quantitative Aussage und mögliche Übertragbarkeit auf andere Böden sind jedoch die im Rahmen der o.g. Untersuchungen mitgeteilten Gleichungen zur

Vorhersage der Festigkeit aus den Einbaubedingungen physikalisch kritisch zu bewerten, da diese nicht dimensionsecht aufgestellt sind.

SMOLTCZYK/SALDEN (1988) untersuchten das Festigkeitsverhalten von Proben aus bis zu 370 Jahre *bestehenden Dämmen*. Sie stellten fest, daß allein aus der Lage dieser Proben im Proctordiagramm nicht auf die Probeneigenschaften geschlossen werden kann. Proben, welche durch Wasseranlagerung geschwollen und dennoch ihre durch die Verdichtung eingepprägten günstigen Festigkeitseigenschaften erhalten haben können, befanden sich gleichermaßen in der Nähe der Sättigungslinie wie Proben, welche gesackt und ihre einbaubedingten schlechteren Festigkeitseigenschaften behalten haben können. Von wesentlicher Bedeutung bei diesen Untersuchungen ist die Tatsache, daß an den aus alten Dämmen entnommenen Proben noch deutliche Festigkeiten gemessen werden. Dies könnte gleichzeitig bedeuten, daß die anhand der Einbaubedingungen ermittelte effektive Kohäsion auch langfristig zugrunde gelegt werden kann.

Eine mögliche Bestätigung liefert die Darstellung der ermittelten Festigkeit in Abhängigkeit vom gezielt ausgewählten Entnahmedatum der Proben FVD über den maximal möglichen Zeitraum von 3 Jahren nach Schüttende (Bild 6.9). Darin eingetragen ist auch Beginn und Ende der großmaßstäblichen Traglastversuche in der Schüttung (Kapitel 4) mit der anhand der Bruchlasten ermittelten Feldscherfestigkeit (Kapitel 5.2). Zusätzlich mit aufgenommen sind die von SMOLTCZYK/SALDEN (1988) untersuchten Proben aus 13, 150 und 370 Jahre alten Dammschüttungen aus verwittertem Keuper- und Hangschuttmaterial (Stubensandstein) mit nahezu vergleichbaren bodenphysikalischen Eigenschaften. Um deutlich den Einfluß der Entnahmezeit hervorzuheben, wurde die Abhängigkeit der Kohäsion c' von den Einbaubedingungen durch Multiplikation mit der Anfangsporenzahl e_0 relativiert. Diese Darstellung zeigt wiederum eindrucksvoll den entscheidenden Einfluß der Probensättigung durch back-pressure-Technik, womit die Auswirkung langfristiger Änderungen des Sättigungsgrades durch Witterungseinflüsse unmittelbar im Labor vorgezogen werden können.

Letztendlich kann aus den o.g. Ausführungen die Erkenntnis abgeleitet werden, daß für das langfristige Festigkeitsverhalten bindiger Schüttstoffe entscheidend der beim Einbau eingepprägte Zustand mit zugehöriger Struktur ist und wesentlich das weitere mechanische Verhalten der Schüttung bei Veränderung der äußeren Bedingungen beeinflusst. Wie bei bindigen Böden in natürlicher Lagerung kann auch bei künstlich verdichteten bindigen Böden von einem "Gedächtnis" gesprochen werden, wie die im Labor simulierten Probenstörungen durch irreguläre Belastungen in Kapitel 3.4 bereits aufgezeigt hatten.

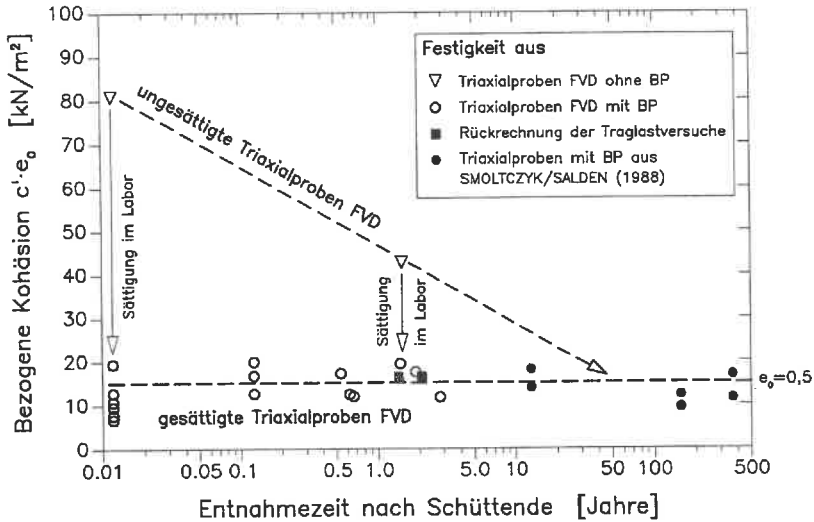


Bild 6.9: Festigkeit der Proben FVD in Abhängigkeit der Entnahmezeit nach Schüttende

6.3 Charakteristischer Wert der Kohäsion in Abhängigkeit der Einbaubedingungen in situ

In den vorangegangenen Abschnitten sind struktur- und einbaubedingte Abhängigkeiten der effektiven Scherfestigkeit bindiger Schüttstoffe an labor- und feldverdichteten Proben aufgezeigt worden. Entscheidend für den Ingenieur in der Planungsphase ist jedoch die Frage, inwieweit die an den o.g. Proben ermittelten Scherfestigkeiten als tatsächlich in situ vorhanden angenommen und als charakteristische Kennwerte den Standsicherheitsberechnungen zugrundegelegt werden können. Die Antwort liefern die Ergebnisse der im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten großmaßstäblichen Traglastversuche in situ, welche aufgrund ihrer Prototypeigenschaften gewissermaßen als Indexversuche zu werten sind.

Für den Vergleich von Labor- und Feldscherfestigkeiten ist der Einfluß der Abschereschwindigkeit von Bedeutung; auf die im Labor ermittelten Scherparameter wurde dies

in Kapitel 3.4.4 aufgezeigt. Da bei den durchgeführten lastgesteuerten Traglastversuchen zur Bestimmung der Feldscherfestigkeit keine eindeutige Abschergeschwindigkeit angegeben werden kann, ist für ein Vergleich der Ergebnisse diese abzuschätzen. Die Probenhöhe im Labor ist vergleichbar mit der setzungserzeugenden Einfluftiefe unter dem Fundament, welche anhand der Versuchsbeobachtungen (Kapitel 4.4) mit i.M. $1,5$ bis $2 \cdot B$ abgeschätzt werden kann. Betrachten wir als Kriterium für jeden Versuch die maximale Fundamentsetzung und Versuchsdauer, so lassen sich Feldverformungsgeschwindigkeiten von $\dot{\epsilon} = 0,6$ bis $1,0$ %/Stunde abschätzen. Ein Vergleich mit den Laborverformungsgeschwindigkeiten zeigt, daß bei der Wertung der durch verschiedenartige Versuchstechniken gewonnenen Scherparameter ein möglicher Abminderungsfaktor μ , wie in Kapitel 3.4.4 beschrieben, im Rahmen der Streubreite der Versuchsergebnisse vernachlässigbar gering ist.

Die detaillierte Analyse der Untersuchungsergebnisse zeigt deutlich, daß die im Bereich des Proctoroptimums an gesättigten Proben FVD ermittelte Laborscherfestigkeit sehr gut mit der numerisch bestimmten Feldscherfestigkeit anhand von in der Beanspruchungsrichtung unterschiedlichen Traglastversuchen (Grundbruch, Böschungsver-such) übereinstimmt: Beim von den Einbaubedingungen unabhängig ermittelten Scherwinkel $\varphi' = 25^\circ$ kann eine effektive Kohäsion von $c' \sim 30 \text{ kN/m}^2$ als charakteristischer Wert angegeben werden. Eine Bestätigung der Größenordnung liefern die von SMOLTZYK/WITTLINGER (1992) in derselben Schüttung durchgeführten Erdwiderstandsversuche (Kapitel 2.3). Die numerische Betrachtung dieses Randwertproblems ergab eine Kohäsion von $c' > 35 \text{ kN/m}^2$. Dabei ist jedoch zu beachten, daß die Größe der dort ermittelten Grenzlaster, welche bei einer genaueren Analyse mit den in Kapitel 4.4.3 aufgezeigten Methoden noch zu überprüfen wären, maßgeblich vom Ansatz des Wandreibungswinkels und einer Adhäsion zwischen Lastplatte und Versuchsboden beeinflusst wird. Beide Größen wurden im Rahmen dieser Versuche explizit nicht gemessen und mußten somit bei der numerischen Betrachtung abgeschätzt bzw. variiert werden, was u.a. die Differenz zu den vorliegenden Ergebnissen erklären dürfte.

Zur Erweiterung der im Bereich des Proctoroptimums ermittelten charakteristischen Kohäsion auf andere Einbaubedingungen in situ wurde das in Kapitel 6.2.2 beschriebene Vorgehen erneut aufgegriffen (Bild A74, S. 181). Darin eingetragen sind die gesättigten Proben FVD mit zugehöriger Kohäsion, erweitert durch die gesättigten Proben LVD unter Berücksichtigung der bereits ausgeführten notwendigen Abminderung der Kohäsion auf 55 % der tatsächlich ermittelten Werte. Letztendlich geeicht werden konnte dieses Diagramm mit der o.g. Feldscherfestigkeit in Abhängigkeit des erreichten mittleren Einbauzustandes der Schüttung gemäß Tabelle A4. Die entsprechende Übertragung der Linien gleicher Kohäsion ins Proctordiagramm zeigt Bild 6.10.

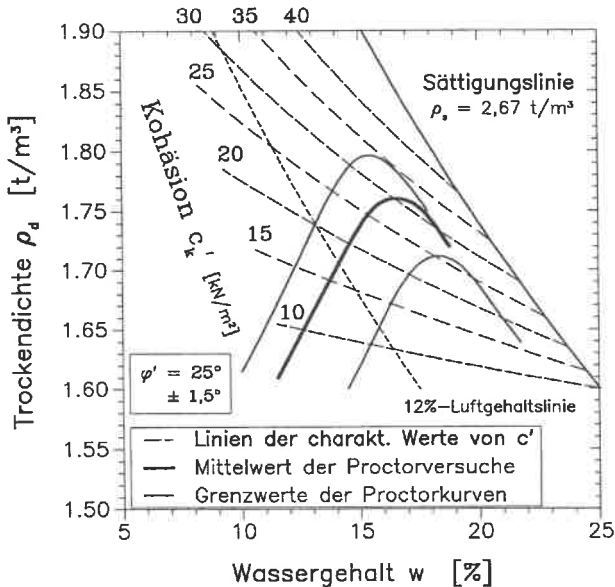


Bild 6.10: Charakteristische Werte der Kohäsion von künstlich verdichtetem Lößlehm in Abhängigkeit der Einbaubedingungen in situ

Die ursprünglich aufgrund von Klumpenbildung bei Einbauwassergehalten unter dem Optimum abgeleitete Forderung in der ZTVE von maximal 12 % Luftporengehalt zur Vermeidung unzulässig großer Zusammendrückbarkeit erhält durch die Darstellung in Bild 6.10 eine weitere Bestätigung und Begründung. Auch im Hinblick auf die im optimalen Verdichtungsbereich erzielbare Scherfestigkeit ist dieses Kriterium für Erdbaumaßnahmen zwingend erforderlich. Für den Fall, daß in der Erdbaupraxis besondere Anforderungen an die Scherfestigkeit eines bindigen Schüttstoffes zu stellen sind, läßt sich aus Bild 6.10 weiter ableiten, daß eine strengere Begrenzung des Luftporengehalts auf z.B. $n_a \leq 5\%$ einer erhöhten Forderung an den Verdichtungsgrad (z.B. $D_{pr} \geq 103\%$) vorzuziehen ist.

6.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse für baupraktische Anwendungen

Das bodenmechanische Verhalten einer künstlich verdichteten bindigen Schüttung kann nur unter Beachtung einiger wesentlicher Gesichtspunkte mit Hilfe von Laboruntersuchungen beurteilt werden. Zur Vorhersage des Festigkeitsverhaltens wird anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse die Qualität des Triaxialversuches wiederum bestätigt. Voraussetzung ist jedoch, im Hinblick auf die baupraktischen Anforderungen bzw. Zielsetzungen, die entsprechenden Versuchsrandbedingungen richtig zu berücksichtigen.

So lassen sich effektive Scherparameter nur durch Wassersättigung der Proben unter Anwendung der back-pressure-Technik bestimmen, auch beim konsolidierten, drainierten Versuch. Beim ermittelten Scherwinkel φ' zeigen die Untersuchungen in Übereinstimmung mit der Literatur einheitlich, daß dieser für einen bestimmten Boden relativ unabhängig von den Einbaubedingungen ist und sich proportional zur Fließgrenze ändert (Bild 3.4). Dagegen konnte für die effektive Kohäsion c' keine Korrelation zu den Klassifizierungsversuchen festgestellt werden. Die Kohäsion hängt sehr stark von den Einbaubedingungen und der dadurch eingprägten Struktur ab (Bild 6.10).

Die Feldscherfestigkeit, aus o.g. Gründen nachfolgend in Form der Kohäsion c' ausgedrückt, läßt sich anhand von ungestört aus der Schüttung entnommenen Proben in der Größenordnung zwar kontrollieren, jedoch können die maßgebenden Einbaubedingungen nicht zurückverfolgt werden. Entscheidend ist dabei wiederum die Wassersättigung der Proben, wodurch witterungsbedingt langfristige Einflüsse im Labor vorgezogen werden können (Bild 6.9).

Anhand laborverdichteter Proben kann die Feldscherfestigkeit nicht direkt vorhergesagt werden, es lassen sich jedoch einbaubedingte Abhängigkeiten aufzeigen (Bild 6.5). Durch die Art und Weise der Probenherstellung im Proctortopf wird die Kohäsion nahezu doppelt so groß bestimmt, als tatsächlich durch Verdichtungsvorgänge in situ erreicht werden kann. Hier besteht hinsichtlich der Verdichtungsart offensichtlich ein Unterschied zwischen Laborversuch und Erdbaupraxis, einerseits das Stampfen im Proctorversuch und andererseits die Walk- und Knetwirkung oder auch Vibration bei z.B. Schaffußwalzen, welche nachgewiesenermaßen einen bedeutsamen Einfluß auf die Größe der effektiven Kohäsion ausübt. Durch weitergehende Untersuchungen sollte hier ein Weg beschritten werden, die Verdichtungswirkung heutiger Erdbaugeräte im Labor entsprechend zu simulieren. Der Autor denkt dabei an eine Übernahme oder ggf. Modifizierung des in den USA standardisierten und häufig verwendeten *kneading compactors*.

Auch für den Lößlehm in natürlicher Lagerung lassen sich anhand der vergleichenden Untersuchungen wichtige Ergebnisse ableiten. Wiederum entscheidend ist auch hier der Einfluß der Wassersättigung im Labor bei der Ermittlung der effektiven Scherparameter mit Hilfe von Triaxialversuchen. Ungesättigte Proben liefern einen nicht unerheblichen Anteil an Kapillarkohäsion, deren Größe der ermittelten effektiven Kohäsion entspricht. Ein Vergleich der an gesättigten Proben bestimmten Laborscherverfestigung (Tabelle 3.2) mit der durch Nachrechnung der Grenzlasten aus den Grundbruchversuchen ermittelten Feldscherfestigkeit (Tabelle 5.4) zeigt auch für den natürlich gewachsenen Lößlehm eine sehr gute Übereinstimmung. Hiermit lassen sich auch die von SMOLTZYK ET AL. (1985) aufgeworfenen Fragestellungen erklären, wo in einem ähnlich aufgebauten Lößlehm die Nachrechnung der Böschungbruchversuche auf der Grundlage der im Triaxialversuch ermittelten Laborscherverfestigkeit doppelt so große Bruchlasten ergab.

Die in Normen und Regelwerken bislang ausgeführten Empfehlungen zur Einschätzung der Festigkeit bindiger Schüttstoffe sollten aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse vereinheitlicht und ergänzt werden. Um die in natürlicher Lagerung vorhandene effektive Scherfestigkeit beim künstlichen Wiedereinbau wiederum langfristig zu erhalten, ist die Einbauanforderung hinsichtlich des Verdichtungsgrades auf 100 % der einfachen Proctordichte weiter einzugrenzen. Aufgrund der nachgewiesenen Abhängigkeit der effektiven Kohäsion von den Einbaubedingungen (Bild 6.10) sollten diese auf den unmittelbaren Bereich des Proctoro optimums beschränkt werden. Dies bedeutet die zusätzliche Forderung nach einer Begrenzung des Luftporengehaltes auf $n_a \leq 5\%$, wobei als Grenzwert innerhalb einer Schüttlage 8 % nicht unterschritten werden sollte. D.h. die Wahl und gezielte Kontrolle des Einbauwassergehaltes ist im Hinblick auf die erzielbare effektive Scherfestigkeit in der Erdbaupraxis höher zu bewerten als die Leistung heutiger Verdichtungsgeräte.

Weiter zu beachten ist, daß dann bei vergleichbarer Belastung im bindigen Schüttstoff in etwa 3-fach größere Setzungen zu erwarten sind, als in dessen natürlicher Lagerung. Der notwendige Forschungsbedarf hinsichtlich des Verformungsverhaltens bindiger Erdstoffe wurde in Kapitel 5.2 und 6.1 aufgezeigt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der Baupraxis werden zunehmend bindige Schüttstoffe verwendet (z.B. Hochwasserrückhaltebecken, Verkehrsdämme, mineralische Dichtungsschichten im Deponiebau). Im Hinblick auf eine standsichere und wirtschaftliche Dimensionierung dieser Erdbauwerke ist von entscheidender Bedeutung, die maßgebende Scherfestigkeit im Endzustand richtig einzuschätzen. In der Regel wird bei der Dimensionierung bzw. bei der Beurteilung der Festigkeitseigenschaften bindiger Schüttstoffe davon ausgegangen, daß die an gewachsenen bindigen Böden gewonnenen Erfahrungen auch auf künstlich verdichtete Schichten übertragen werden können, wenn diese ausreichend verdichtet worden sind (z.B. 100% Proctordichte). Für den bei bindigen Schüttstoffen langfristig entscheidenden Scherparameter *effektive Kohäsion* werden dabei in Normen und Regelwerken charakteristische Größen von Null bis deren Größe in natürlicher Lagerung angegeben.

Zur Überprüfung dieser Annahmen wurden in der vorliegenden Arbeit neben der standardisierten Bestimmung der Laborschерfestigkeit mit Hilfe von Triaxialversuchen bis zum Versagen belastete großmaßstäbliche Traglastversuche verschiedener Randwertprobleme in einer unter Baustellenbedingungen hergestellten bindigen Schüttung durchgeführt, mit dem Ziel, die in situ langfristig vorhandene Feldscherfestigkeit zu bestimmen. Als Versuchsboden wurde ein regional typischer Lößlehm verwendet, welcher den einschlägigen erdbautechnischen Richtlinien entspricht. Für einen bodenmechanischen Vergleich wurden die großmaßstäblichen Versuche mit Prototypeigenschaften auch auf den Lößlehm in natürlicher, geologisch nicht vorbelasteter Lagerung ausgedehnt. Labor- und Feldscherfestigkeiten werden verglichen, daraus abgeleitet können Empfehlungen ausgesprochen werden, wie künftig Laborschерfestigkeiten auf die realen Verhältnisse in situ übertragen einzuschätzen sind.

Bei den großmaßstäblichen Grundbruchversuchen mit Fundamentbreiten von 40, 60 und 80 cm, denen ein ebener Formänderungszustand zugrundeliegt, wurden drei verschiedene Versagensmechanismen festgestellt. In der Schüttung konnten *allgemeine und lokale*

Scherbruchmechanismen beobachtet werden, im natürlich gewachsenen Lößlehm hingegen stellte sich ein *Verformungsbruch* ein.

Die Verifizierung der Versuchsergebnisse mit Hilfe der Kinematischen Elemente-Methode (KEM) ergab eine sehr gute Übereinstimmung beim Ansatz der ermittelten effektiven Laborscherfestigkeit von in situ ungestört entnommenen Proben. Maßgebende Voraussetzung ist dabei eine Wassersättigung der Proben unter Anwendung der back-pressure-Technik im Labor, auch beim konsolidierten, drainierten Triaxialversuch. Bei bindigen Schüttstoffen können hiermit langfristige Witterungseinflüsse vorgezogen simuliert werden, bei bindigen Böden in natürlicher Lagerung wird der Anteil der Kapillarkohäsion abgetrennt. An den im Labor im Proctortopf verdichteten Proben wurde die effektive Kohäsion nahezu doppelt so groß bestimmt, als tatsächlich durch Verdichtungsvorgänge in situ erreicht werden kann.

In Übereinstimmung mit der Literatur zeigen die Untersuchungen einheitlich, daß der effektive Scherwinkel φ' relativ unabhängig von den Einbaubedingungen ist und sich proportional zur Fließgrenze ändert. Die effektive Kohäsion c' hängt dagegen sehr stark von den Einbaubedingungen und der dadurch eingprägten Struktur ab. Es lassen sich charakteristische Kohäsionswerte in Abhängigkeit der Einbaubedingungen angeben. Daraus wird ersichtlich, daß bei bindigen Schüttstoffen im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften eine strengere Begrenzung des Luftporengehaltes einer erhöhten Forderung an den Verdichtungsgrad vorzuziehen ist.

Hinsichtlich der Kenngrößen der Verformbarkeit wurden z.T. erhebliche Diskrepanzen zwischen den Ergebnissen aus Laborversuchen und den tatsächlichen Verhältnissen in situ festgestellt. Ebenso konnte der beobachtete Verformungsbruch mit FE-Berechnungen unter Annahme eines einfachen elasto-plastischen Stoffgesetzes nicht nachvollzogen werden, womit notwendiger Forschungsbedarf bei bindigen Böden aufgezeigt wird. Weiter ließen sich lokale Scherbruchmechanismen unter einer einfachen Annahme teilmobilisierter Scherfestigkeit mit der Kinematischen Elemente-Methode in guter Übereinstimmung nachrechnen (Kapitel 5). Gemeinsam mit den Versuchsergebnissen von SMOLTZYK/WITTLINGER (1992) könnte hier ein Weg beschritten werden, in Abhängigkeit einer vorgegebenen Randwertverformung und der daraus resultierenden Relativverschiebungen der Kinematischen Elemente eine reale Teilmobilisierung vorherzusagen. Damit könnte letztendlich das Last-Setzungsverhalten für verschiedene Randwertprobleme in der Geotechnik mit der KEM vorausberechnet werden, d.h. für praktische Problemstellungen wären die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit durch Vorgabe einer zulässigen Verformung exakter einzugrenzen.

Literatur

- BRAND, W. / FLOSS, R. (1965). Der Proctorversuch als Eignungsprüfung und Maßstab für die Güteprüfung; Möglichkeiten und Grenzen. *Straße und Autobahn 16*, Seite 16-23.
- CAQUOT, A./ KÉRISEL, J. (1967). Grundlagen der Bodenmechanik. *Springer Verlag, Berlin/Heidelberg/New York*, 461 S.
- CARDER, D.R. / MURRAY, R.T. / KRAWCZYK, J.V. (1980). Earth Pressures against an experimental retaining wall backfilled with silty clay. *Transport and Road Research Laboratory, Report 946, 20 S., ISSN 0305-1293*.
- CHANDLER, R.J. (1972). Lias clay: weathering process and their effect on shear strength. *Géotechnique 22*, S. 403-431.
- COX, D.W. (1979). Volume change of compacted clay fill. *Clay Fills, Institution of Civil Engineers, London*, S. 79-86.
- DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. / HRSG. (1993). Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" - GDA. *Verlag Ernst & Sohn, Berlin*. 2. Auflage.
- DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU E.V. / HRSG. (1991). Hochwasserrückhaltebecken. Entwurf, Bemessung, Bau und Betrieb. *DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 202. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin*. 2. Auflage.
- FEESER, V. (1975). Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß. *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Heft 3*.
- FREISING, H. (1949). Löss, Fließerden und Wanderschutt im nördlichen Württemberg. *Dissertation Technische Hochschule Stuttgart*.
- GOLDSCHIEDER, M. / GUDEHUS, G. (1974). Verbesserte Standsicherheitsnachweise. *Vorträge Baugrundtagung, Frankfurt*, S. 99-127.

- GUDEHUS, G. / LEINENKUGEL, H.-J. (1978). Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden: Neue Methoden. *Vorträge Baugrundtagung, Berlin, S. 411-429.*
- GUSSMANN, P. (1986). Die Methode der Kinematischen Elemente. *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Heft 25.*
- GUSSMANN, P. (1992). Die Methode der Kinematischen Elemente und adaptive Optimierung. *Bauingenieur 67, S. 409-417, Springer-Verlag.*
- GUSSMANN, P. / SCHAD, H. (1990). Numerische Verfahren. *Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschnitt 1.11, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.*
- HENKEL, D.J. / WADE, N.H. (1966). Plane strain tests on a saturated remoulded clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, S. 67-80.*
- HOLTZ, W.G. / GIBBS, H.J. (1956). Engineering characteristics of expansive clays. *Transactions, American Society of Civil Engineers (ASCE).*
- ICHIHARA, M. / MATSUZAWA, H. / UMEBAYASHI, S. (1977). Passive earth pressure and deformation of overconsolidated soft clay. *Int. Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, S.647-662.*
- JELINEK, R. / MAINI, K. (1977). Zusammenhang zwischen der spezifischen Verdichtungsarbeit und der Scherfestigkeit eines Bodens. *Fortschritt-Berichte der VDI Zeitschriften, Reihe Bauingenieurwesen 4, Nr. 35, VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf.*
- 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.*
- KÉZDI, Á. (1969). Handbuch der Bodenmechanik, Band I, Bodenphysik. *Akadémiai Kiadó, Budapest, 259 S.*
- KÉZDI, Á. (1970). Handbuch der Bodenmechanik, Band II, Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Straßenbau. *Akadémiai Kiadó, Budapest, 309 S.*
- KOBLER, W. (1982). Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen. *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Heft 18.*
- LAMBE, T.W. (1958). The structure of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, SM 2, S. 1654-1 bis 1654-34.*
- LAMBE, T.W. (1958). The engineering behavior of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 84, SM 2, S. 1655-1 bis 1655-35.*

- LAMBE, T.W. (1967). Stress path method. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, SM 6, S. 309-331.*
- LAMBE, T.W. / WHITMAN, R.V. (1979). Soil mechanics. SI version. *John Wiley & Sons, New York, 553 S.*
- LIANG, Y.C. / LOVELL, C.W. (1983). Strength of field compacted clays. *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 1, S. 36-46.*
- MACK, K. (1981). Die Verwitterung diagenetisch verfestigter Tonsedimente und ihr Einfluß auf mineralogische und bodenmechanische Kenngrößen. *Dissertation am Institut für Mineralogie und Kristallchemie, Universität Stuttgart, 128 S.*
- MALCHAREK, K. / SMOLTCZYK, U. (1981). Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten. *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 16.*
- MUHS, H. (1961). Ergebnisse von Probebelastungen auf großen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast im Sand. *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO), Berlin, Heft 14, S. 29-52.*
- MURADI, M.S. (1976). Beitrag zur Klärung der bodenmechanischen Eigenschaften künstlich verdichteter feinkörniger (bindiger) Böden. *Dissertation Technische Hochschule München.*
- NAUJOKS, L. (1963). Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand. *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO), Berlin, Heft 16.*
- NWABUOKEI, S.O. / LOVELL, C.W. (1984). Comparisons of shear characteristics of laboratory and field-compacted soil. *Transportation Research Record 998, S. 63-71.*
- ODENDAHL, R. (1968). Die Scherfestigkeit des ungestörten rheinischen Schluffs. *Dissertation Technische Hochschule Aachen. Forschungsbericht Nr. 2039 des Landes Nordrhein-Westfalen, Westdeutscher Verlag, Köln und Opladen, 1969, 181 S.*
- OLSON, R.E. (1974). Shearing strength of Kaolinite, Illite and Montmorillonite. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, GT11, S. 1215-1229.*
- PLEHM, H. (1973). Beitrag zur Frage des Einflusses der Verdichtung auf Berechnungswerte von bindigen und schluffigen Erdstoffen. *Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Schriftenreihe "Wasser- und Grundbau", Heft 31, Berlin.*

- PREGL, O. / KRISTÖFL, R. (1983). Tragfähigkeitsbeiwerte. *Reihe Geotechnik, Heft 9 der Mitteilungen des Institutes für Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur, Wien.*
- PROCTOR, R.R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News Record, Vol. 111.*
- RILLING, B. / SMOLTZYK, U. (1994). Ultimate Bearing Capacity Tests of Shallow Foundations on Compacted Cohesive Soils. *Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, India, Vol. 2, S. 563-566.*
- RIVARD, P.J. / GOODWIN, T.E. (1978). Geotechnical characteristics of compacted clays for earth embankments in the prairie provinces. *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 3, S. 391-401.*
- SALDEN, D. (1980). Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Heft 12.*
- SAVIDIS, S.A. (1988). Beiträge zur Modellversuchstechnik in der Geotechnik. *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der TU Berlin, Heft 18, 180 S.*
- SCHÄFER, A. (1990). Bestimmung der Traglast bindiger Böden durch modifizierte Plattendruckversuche. *Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (unveröffentlicht).*
- SCHEFFLER, H. (1969). Bestimmung und Ansatz der Scherparameter für die Berechnung der Standsicherheit von Staudämmen und ihrer Böschungen. *WWT, 19. Jahrgang, Heft 9, S. 290-296.*
- SCHEFFLER, H. (1986). Einfluß der Schertechnik auf die wirksamen Festigkeitsparameter eines Tones. *Proc. 8. Donau-Europäische Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, Vol. 1, S. 151-156.*
- SCHEIDIG, A. (1934). Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften. *Verlag Theodor Steinkopff, Dresden und Leipzig.*
- SCHULTZE, E. (1972). Bodenmechanische Probleme bei Schluff. *Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Aachen, Heft Nr. 55.*
- SEED, H.B. / CHAN, C.K. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 85, SM 5, S. 87-128.*
- SKEMPTON, A.W. (1953). The colloidal activity of clay. *Proc. 3rd ICSMFE, Zürich, Schweiz, Vol. 1, S. 57-61.*

- SEED, H.B. / MITCHELL, J.K. / CHAN, C.K. (1960). The strength of compacted cohesive soils. *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado, June 1960, S. 877-964.*
- SMOLTZYK, U. (1993). Studienunterlagen Bodenmechanik und Grundbau. *Verlag Paul Daxer GmbH, Stuttgart, 522 S.*
- 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. / SCHAD, H. / ZOLLER, P. (1985). Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben. *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 24.*
- SMOLTZYK, U. / WITTLINGER, M. (1992). Erdwiderstands-Mobilisierungsfunktion bindiger Böden. *Forschungsbericht Sm 3/32 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart an die DFG (unveröffentlicht).*
- TA-ABFALL, TEIL 1 (1991). Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz vom 12.03.91. in: *Gemeinsames Ministerialblatt (GMB1), 42. Jg., Heft 8, Seite 139, Carl Heymanns-Verlag, Köln.*
- TERZAGHI, K. / JELINEK, R. (1954). Theoretische Bodenmechanik. *Springer Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 505 S.*
- UCHIDA, I. / HIRATA, T. (1977). Failure of embankment slope of silty sand "Masa". *Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 161-164.*
- WANOSCHEK, H.R. (1969). Bericht über eine Probelastung auf Lehm. *Bauingenieur 44, Heft 7, S. 243-247, Springer-Verlag.*
- WEBER, K. / GUSSMANN, P. (1992). Vergleichende Untersuchungen zu Bruchzuständen in Böden nach den Verfahren der FEM und KEM. *Bautechnik 69, Heft 11, S. 625-631, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.*
- WEIB, K. (1970). Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO), Berlin, Heft 25.*
- WILD, H. (1968). Erläuterungen zu Blatt 6281 Heilbronn, Geologische Karte von Baden-Württemberg M 1:25000. *Landesvermessungsamt Baden-Württemberg, Stuttgart.*
- WITTLINGER, M. (1994). Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden. *Mitteilung 35, Institut für Geotechnik, Stuttgart.*

Anhang

Seite

1	Versuchsgelände: Lagepläne und Baugrundaufbau	125
2	Zusammenstellung bodenmechanischer Kennwerte für die im Rahmen der Untersuchung nicht verwendeten Bodenarten Löß und Umlagerungsböden	129
3	Verdichtungskontrollen während der Schüttung	132
4	Einbaudaten und Ergebnis der Triaxialversuche	
4.1	Proben NVD	137
4.2	Proben FVD	142
4.3	Proben LVD	149
5	Ergebnis der Traglastversuche	
5.1	Grundbruchversuche in der Schüttung FVD	153
5.2	Grundbruchversuche im Lößlehm NVD	167
5.3	Böschungsversuche in der Schüttung FVD	173
6	Auszug aus den FE-Berechnungen	177
7	Graphische Ermittlung von Linien gleicher effektiver Kohäsion	180
8	Fotodokumentation	
8.1	Herstellung der Schüttung	182
8.2	Traglastversuche	184

Anhang 1 VERSUCHSGELÄNDE: LAGEPLÄNE UND BAUGRUNDBAUFBAU

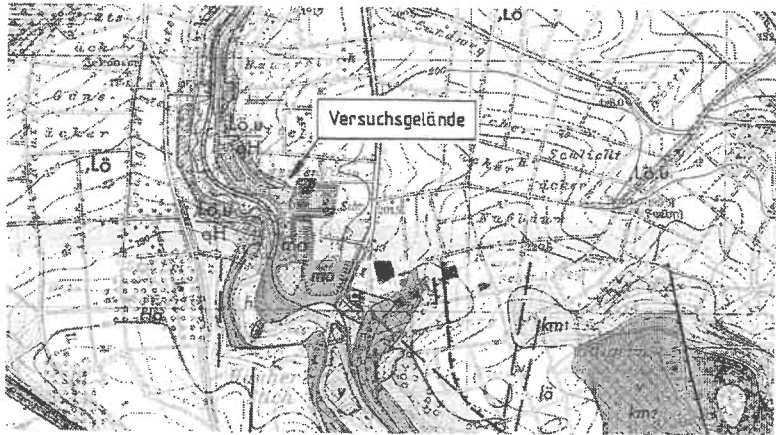


Bild A 1: Ausschnitt aus der Geologischen Karte (Blatt 6821 Heilbronn)



Bild A 2:

Lage des
Versuchsgeländes
im Steinbruch

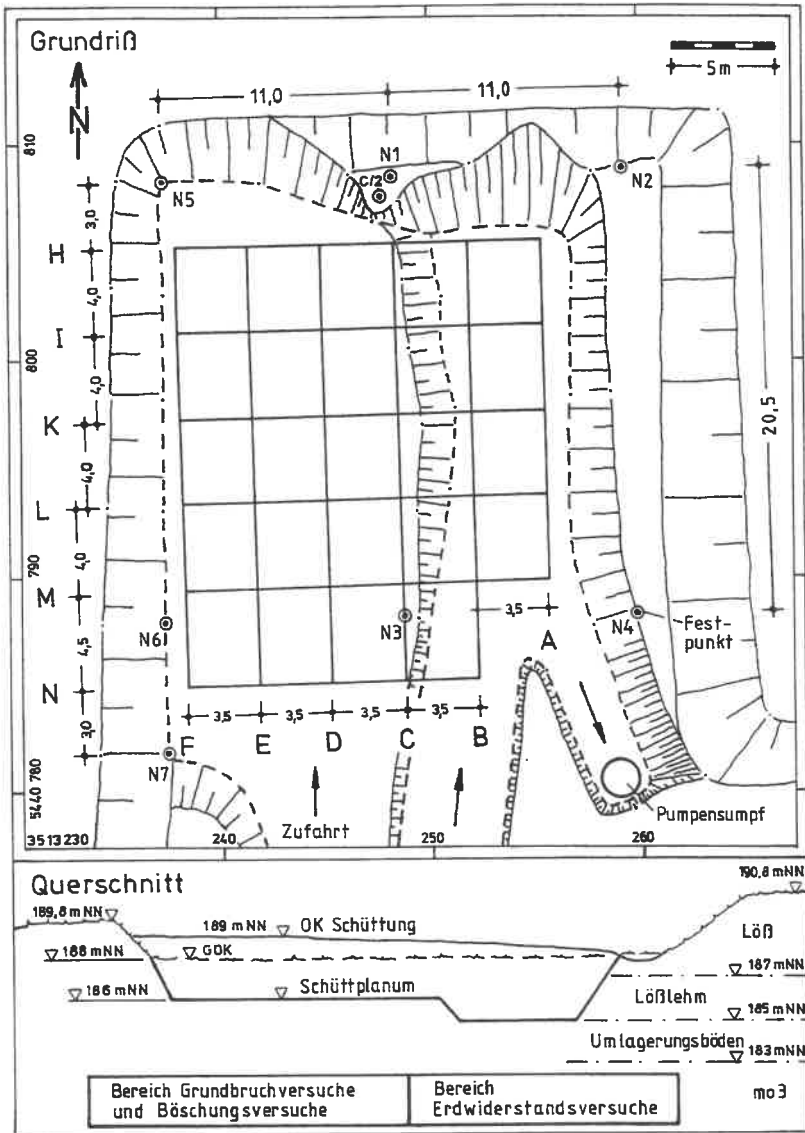


Bild A 3: Grundriß und Querschnitt des Schüttplanums mit Meßraster

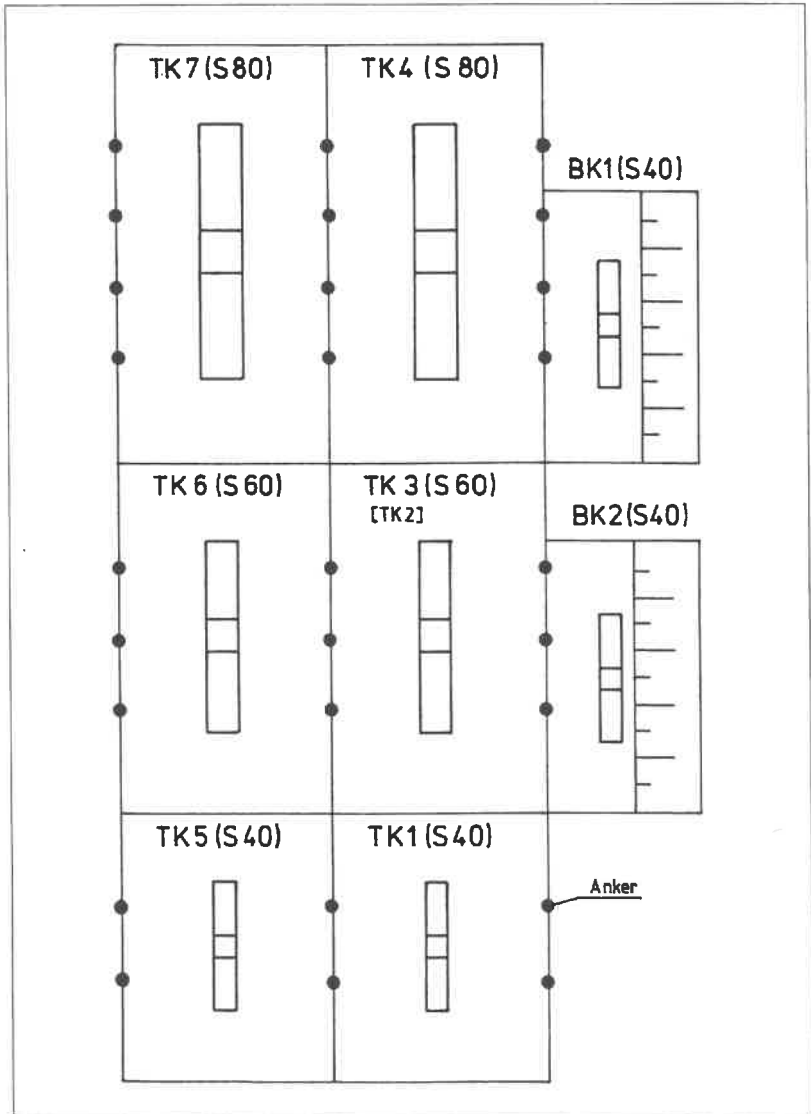


Bild A 4: Anordnung der Traglastversuche in der Schüttung

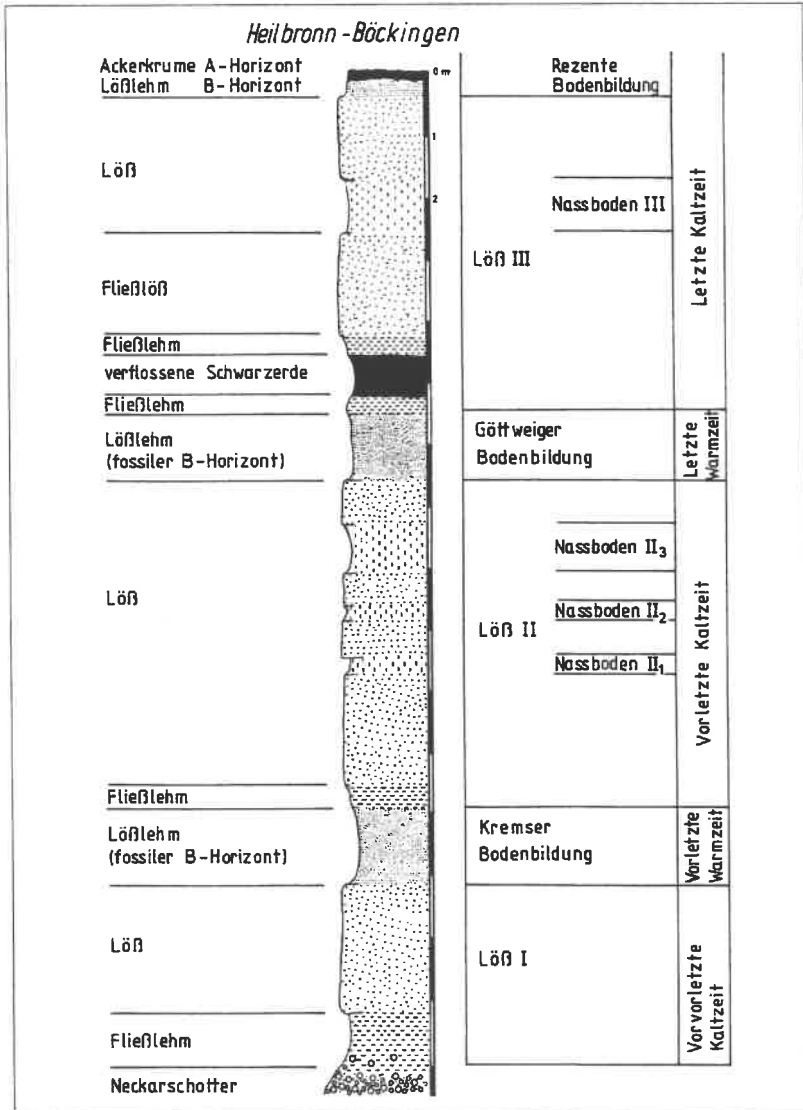


Bild A 5: Lößprofil Heilbronn-Böckingen (nach FREISING, 1949)

Anhang 2 ZUSAMMENSTELLUNG BODENMECHANISCHER KENNWERTE FÜR DIE IM RAHMEN DER UNTERSUCHUNG NICHT VERWENDETEN BODENARTEN LÖß UND UMLAGERUNGSBÖDEN

Löß		Anzahl Versuche	Mittel- wert	Standard- abweich.	min. Wert	max. Wert
Wassergehalt	w_n [%]	77	19,4	1,3	16,7	22,4
Fließgrenze	w_L [%]	14	30,4	2,2	28,5	34,6
Ausrollgrenze	w_P [%]	14	16,2	1,1	13,8	17,6
Plastizitätszahl	I_P [%]	14	14,2	2,5	11,5	18,6
Konsistenzzahl	I_C [-]	14	0,85	0,10	0,71	1,03
Tongehalt	[%]	13	19	3	14	24
Aktivitätszahl	I_A [-]	13	0,8	0,2	0,5	1,2
Kalkgehalt	V_{Ca} [%]	10	11,5	5,8	4,8	21,4
Glühverlust	V_{gl} [%]	1	3,8	--	--	--
Feuchtdichte	ρ [t/m ³]	2	1,85	0,08	1,79	1,90
Trockendichte	ρ_d [t/m ³]	2	1,55	0,06	1,50	1,59
Korndichte	ρ_s [t/m ³]	4	2,67	0,02	2,65	2,69
Proctordichte	ρ_{Pr} [t/m ³]	4	1,77	0,03	1,72	1,79
Opt. Wassergehalt	w_{Pr} [%]	4	15,3	2,0	12,8	17,5

Tabelle A 1: Bodenmechanische Kennwerte Löß

Umlagerungsböden		Anzahl Versuche	Mittelwert	Standardabweich.	min. Wert	max. Wert
Wassergehalt	w_n [%]	31	15,4	1,3	13,1	17,6
Fließgrenze	w_L [%]	8	37,2	2,6	34,0	41,8
Ausrollgrenze	w_P [%]	8	15,4	2,3	11,9	18,4
Plastizitätszahl	I_p [%]	8	21,8	3,0	18,1	25,7
Konsistenzzahl	I_C [-]	8	1,04	0,16	0,81	1,22
Tongehalt	[%]	9	20	6	14	31
Aktivitätszahl	I_A [-]	8	1,1	0,2	0,8	1,3
Kalkgehalt	V_{Ca} [%]	4	1,1	0,9	0,2	2,1
GIHverlust	V_{gl} [%]	2	4,1	0,8	3,6	4,7
Feuchtdichte	ρ [t/m ³]	5	2,00	0,03	1,96	2,03
Trackendichte	ρ_d [t/m ³]	5	1,75	0,02	1,72	1,77
Korndichte	ρ_s [t/m ³]	6	2,66	0,01	2,64	2,67
Proctordichte	ρ_{Pr} [t/m ³]	3	1,82	0,03	1,79	1,85
Opt. Wassergehalt	w_{Pr} [%]	3	14,0	1,0	13,0	15,0

Tabelle A 2: Bodenmechanische Kennwerte Umlagerungsböden

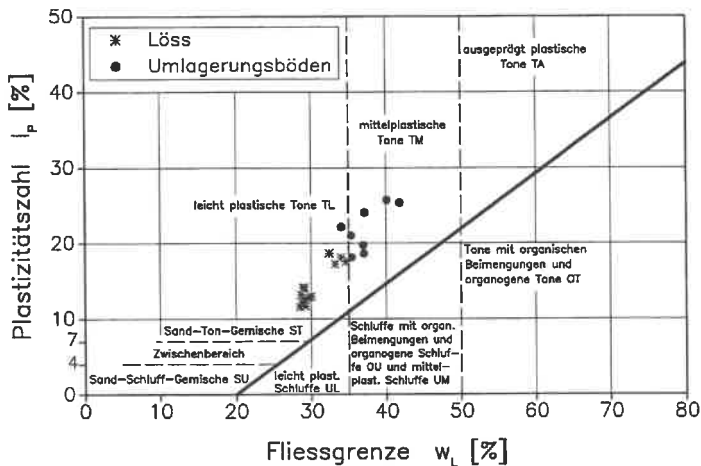


Bild A 6: Plastizitätsdiagramm Löss und Umlagerungsböden

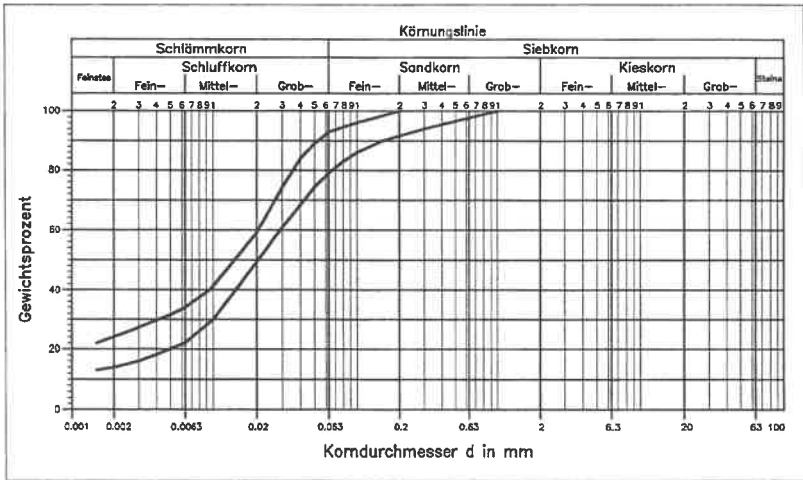


Bild A 7: Kornverteilungsbandbreite Löß

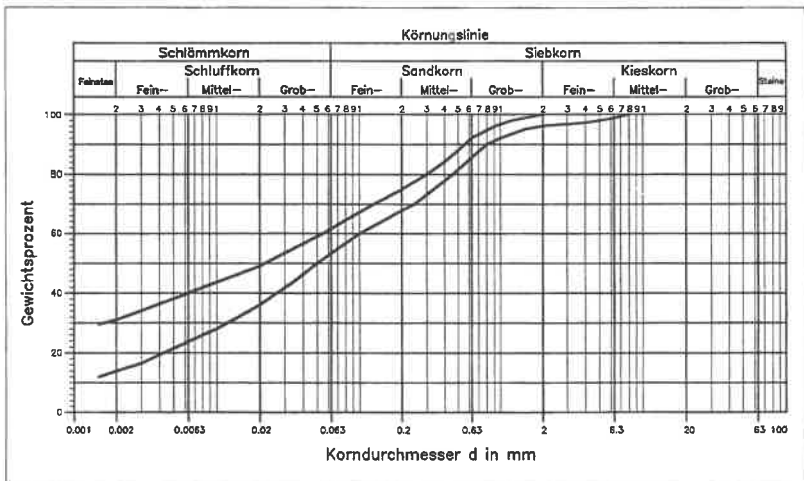


Bild A 8: Kornverteilungsbandbreite Umlagerungsböden

Anhang 3 VERDICHTUNGSKONTROLLEN WÄHREND DER SCHÜTTUNG

Entnahme- datum 1990	Ein- bau- Lage Nr.	Walzen- übergänge (statisch/ dynamisch)	Probe Nr. (Lage / Feld)	Wasser- gehalt w_n (%)	Feucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poren- anteil n (-)	Poren- zahl e (-)	Luft- poren- gehalt n_a (%)	Sätti- gungs- grad S_r (%)
06.02.	1	8 x dyn 2 x stat	1 / AH	18,5	2,03	1,72	0,36	0,56	4,0	88,8
			1 / AK	17,8	2,02	1,71	0,36	0,56	5,4	85,0
			1 / AM	19,7	2,01	1,68	0,37	0,59	4,0	89,1
			1 / BI	18,7	2,02	1,70	0,36	0,57	4,7	87,1
			1 / BL	17,3	2,06	1,75	0,34	0,52	4,1	88,2
07.02.	2	4 x dyn 1 x stat	2 / AI	16,6	2,05	1,76	0,34	0,52	4,9	85,6
			2 / AL	16,4	2,08	1,79	0,33	0,49	3,7	88,9
			2 / BH	17,3	2,03	1,73	0,35	0,55	5,3	85,0
			2 / BK	17,6	2,03	1,72	0,36	0,55	5,2	85,4
			2 / BM	17,8	2,03	1,72	0,36	0,55	5,0	86,1
04.05.	2a	2 x stat 5 x dyn 1 x stat	2a / AI	17,4	2,10	1,79	0,33	0,49	1,8	94,7
			2a / AL	16,9	2,08	1,78	0,33	0,50	3,4	89,8
			2a / BH	17,2	2,06	1,76	0,34	0,52	3,9	88,7
			2a / BK	17,4	2,09	1,78	0,33	0,50	2,4	92,8
07.05.	3	2 x stat 6 x dyn	3 / AH*	16,0	2,09	1,80	0,33	0,48	3,7	88,7
			3 / AK*	15,5	2,11	1,83	0,32	0,46	3,2	89,9
			3 / AK	15,3	2,09	1,81	0,32	0,47	4,4	86,4
			3 / AM	16,2	2,10	1,81	0,32	0,48	3,2	90,1
			3 / BI	15,2	2,07	1,80	0,33	0,49	5,3	83,8
			3 / BL	15,4	2,06	1,79	0,33	0,49	5,5	83,5
07.05.	4	2 x stat 6 x dyn	4 / AI	15,0	2,03	1,77	0,34	0,51	7,2	78,6
			4 / AL	17,6	1,93	1,64	0,39	0,63	9,7	74,9
			4 / BH	16,2	1,98	1,71	0,36	0,57	8,5	76,6
			4 / BK	15,2	2,12	1,84	0,31	0,45	3,3	89,4
			4 / BM	18,1	2,09	1,77	0,34	0,51	1,9	94,5
11.05.	5	2 x stat 6 x dyn	5 / AH	17,6	2,08	1,77	0,34	0,51	2,6	92,2
			5 / AK	17,1	2,07	1,77	0,34	0,51	3,4	89,8
			5 / AM	15,9	2,00	1,73	0,35	0,55	7,9	77,7
			5 / BI	16,1	2,02	1,74	0,35	0,54	7,1	79,8
			5 / BL	16,2	2,10	1,80	0,33	0,48	3,3	90,0
			5 / DI	16,5	2,04	1,75	0,34	0,52	5,4	84,2
			5 / DL	15,8	2,00	1,73	0,35	0,55	8,0	77,4
			5 / EK	16,9	2,02	1,73	0,35	0,54	6,0	83,0

Tabelle A 3: Ergebnisse der Verdichtungskontrollen

Tabelle A 3, Fortsetzung

Entnahme- datum 1990	Ein- bau- Lage Nr.	Walzen- übergänge (statisch/ dynamisch)	Probe Nr. (Lage / Feld)	Wasser- gehalt w_n (%)	Feucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poren- anteil n (-)	Poren- zahl e (-)	Luft- poren- gehalt n_a (%)	Sätti- gungs- grad S_s (%)
14.05.	6	2 x stat 6 x dyn	6 / AI	18,9	1,99	1,68	0,37	0,59	5,5	85,3
			6 / AL	18,6	2,04	1,72	0,36	0,55	3,5	90,2
			6 / BH	16,9	2,05	1,76	0,34	0,52	4,7	86,4
			6 / BK	17,1	2,07	1,76	0,34	0,51	3,8	88,7
			6 / CI	18,2	2,09	1,76	0,34	0,51	1,8	94,7
			6 / CL	16,9	2,07	1,77	0,34	0,51	3,9	88,6
			6 / DH	19,0	2,06	1,73	0,35	0,54	2,2	93,7
			6 / DK	18,6	2,05	1,73	0,35	0,55	3,2	90,1
			6 / DM	17,7	2,10	1,78	0,33	0,50	1,6	95,1
			6 / EI	18,0	2,04	1,73	0,35	0,55	4,4	87,7
			6 / EL	18,0	2,06	1,74	0,35	0,53	3,3	90,4
			6 / FH	18,1	2,07	1,76	0,34	0,52	2,5	92,7
			6 / FK	15,9	2,05	1,77	0,34	0,51	5,5	83,6
15.05.	7	2 x stat 6 x dyn	7 / AK	17,1	1,99	1,70	0,36	0,57	7,3	80,0
			7 / BI	18,2	2,03	1,72	0,36	0,55	4,3	87,9
			7 / BL	17,7	2,01	1,71	0,36	0,56	5,8	84,0
			7 / CH	17,6	2,02	1,72	0,36	0,55	5,2	85,3
			7 / CK	19,8	1,99	1,66	0,38	0,61	5,0	86,9
			7 / CM	19,3	2,02	1,69	0,37	0,58	4,0	89,1
			7 / DL	18,4	2,03	1,71	0,36	0,56	4,4	87,8
			7 / EH	17,6	2,05	1,74	0,35	0,53	4,2	88,0
			7 / EK	18,2	2,05	1,73	0,35	0,54	3,7	89,4
			7 / EM	17,4	2,09	1,78	0,33	0,50	2,3	93,2
			7 / FI	16,9	2,00	1,71	0,36	0,56	7,1	80,2
			7 / FL	18,5	2,05	1,73	0,35	0,55	3,4	90,3
			16.05.	8	2 x stat 6 x dyn	8 / BH	17,9	1,99	1,69	0,37
8 / BK	17,4	2,11				1,80	0,33	0,49	1,5	95,4
8 / BM	17,1	2,06				1,76	0,34	0,52	4,1	88,0
8 / DH	19,1	2,05				1,73	0,35	0,55	2,5	92,9
8 / DK	18,3	2,05				1,74	0,35	0,54	3,3	90,6
8 / DM	16,5	2,05				1,76	0,34	0,52	4,9	85,5
8 / EI	18,0	2,02				1,71	0,36	0,56	5,0	86,0
8 / FH	17,1	2,00				1,71	0,36	0,56	6,7	81,5
8 / FK	16,5	2,00				1,72	0,36	0,56	7,4	79,2
8 / FM	17,0	2,05				1,75	0,35	0,53	4,7	86,4

Tabelle A 3, Fortsetzung

Entnahme- datum 1990	Ein- bau- Lage Nr.	Walzen- übergänge (statisch/ dynamisch)	Probe Nr. (Lage / Feld)	Wasser- gehalt w_n (%)	Feucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poren- anteil n (-)	Poren- zahl e (-)	Luft- poren- gehalt n_a (%)	Sätti- gungs- grad S, (%)
17.05.	9	1 x stat 8 x dyn	9 / AH	17,6	2,00	1,70	0,36	0,57	6,3	82,7
			9 / AK	16,2	2,02	1,74	0,35	0,54	6,8	80,5
			9 / AM	17,7	2,06	1,75	0,34	0,52	3,4	90,2
			9 / BI	17,5	1,94	1,65	0,38	0,61	9,1	76,0
			9 / BL	16,7	2,05	1,75	0,34	0,52	5,0	85,3
			9 / CK	16,6	1,99	1,71	0,36	0,56	7,5	79,1
			9 / CM	16,4	2,00	1,72	0,36	0,55	7,4	79,2
			9 / DI	16,2	2,03	1,75	0,35	0,53	6,3	81,7
			9 / DL	17,1	1,99	1,70	0,36	0,57	7,2	80,1
			9 / EH	16,0	2,06	1,78	0,34	0,50	5,1	84,8
9 / EK	16,1	2,09	1,80	0,33	0,48	3,5	89,2			
9 / EM	17,1	2,00	1,70	0,36	0,57	7,1	80,4			
18.05.	10	1 x stat 8 x dyn	10 / AI	16,1	2,06	1,77	0,34	0,51	5,1	84,8
			10 / AL	16,0	2,05	1,76	0,34	0,51	5,6	83,4
			10 / CI	16,6	2,04	1,75	0,34	0,52	5,3	84,7
			10 / CL	16,5	2,01	1,73	0,35	0,55	6,9	80,5
			10 / DH	16,5	2,07	1,78	0,33	0,50	4,0	88,0
			10 / DK	16,8	2,01	1,72	0,36	0,55	6,5	81,7
			10 / DM	16,8	2,05	1,75	0,34	0,53	5,0	85,4
			10 / DN	16,8	2,01	1,72	0,36	0,55	6,7	81,1
			10 / FI	16,5	2,05	1,76	0,34	0,52	5,2	84,9
			10 / FL	17,2	2,07	1,77	0,34	0,51	3,6	89,4
21.05.	11	1 x stat 8 x dyn	11 / BH	16,4	2,03	1,74	0,35	0,53	6,2	82,1
			11 / BK	17,4	1,98	1,69	0,37	0,58	7,6	79,4
			11 / BM	17,3	2,06	1,76	0,34	0,52	3,8	89,0
			11 / EI	17,2	2,01	1,71	0,36	0,56	6,4	82,1
			11 / EL	17,1	1,97	1,68	0,37	0,59	8,2	77,9
			11 / EN	17,3	1,99	1,69	0,37	0,58	7,2	80,2
			11 / FK	16,7	2,00	1,71	0,36	0,56	7,4	79,5
			11 / FM	16,3	2,01	1,73	0,35	0,54	7,0	80,2
			11 / FN	16,6	2,02	1,73	0,35	0,54	6,5	81,4

Tabelle A 3, Fortsetzung

Entnahme- datum 1990	Ein- bau- Lage Nr.	Walzen- übergänge (statisch/ dynamisch)	Probe Nr. (Lage / Feld)	Wasser- gehalt w_n (%)	Feucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poren- anteil n (-)	Poren- zahl e (-)	Luft- poren- gehalt n_a (%)	Sätti- gungs- grad S_r (%)
22.05.	12	2 x stat 8 x dyn	12 / AH	16,5	2,09	1,80	0,33	0,49	3,2	90,2
			12 / AK	17,2	2,04	1,74	0,35	0,53	4,8	86,2
			12 / AM	16,8	2,07	1,77	0,34	0,51	3,7	89,0
			12 / CH	16,3	2,07	1,78	0,33	0,50	4,5	86,6
			12 / CK	17,9	2,09	1,77	0,34	0,51	1,8	94,5
			12 / CM	17,1	2,07	1,76	0,34	0,52	3,8	88,9
			12 / DI	18,4	2,06	1,74	0,35	0,53	2,8	91,9
			12 / DL	17,3	2,07	1,77	0,34	0,51	3,3	90,4
			12 / DN	18,3	2,02	1,71	0,36	0,56	4,8	86,8
			12 / EH	16,5	2,04	1,75	0,34	0,52	5,4	84,4
			12 / EK	17,4	2,07	1,76	0,34	0,51	3,2	90,6
			12 / EM	18,0	2,08	1,76	0,34	0,52	2,3	93,3
23.05.	13	1 x stat 8 x dyn	13 / AI	17,2	2,09	1,79	0,33	0,50	2,5	92,5
			13 / AL	17,5	2,03	1,73	0,35	0,54	4,9	86,0
			13 / BK	16,9	2,01	1,72	0,36	0,55	6,7	81,2
			13 / CI	17,3	2,04	1,74	0,35	0,53	4,6	86,8
			13 / CL	17,3	2,04	1,74	0,35	0,54	5,0	85,8
			13 / DH	17,4	2,04	1,73	0,35	0,54	4,9	86,0
			13 / DK	17,6	2,04	1,74	0,35	0,54	4,3	87,6
			13 / DM	17,5	2,02	1,72	0,36	0,55	5,6	84,3
			13 / FI	17,6	2,05	1,75	0,35	0,53	4,0	88,5
			13 / FL ⁺	17,5	1,96	1,67	0,38	0,60	8,4	77,7
			13 / FN ⁺	17,8	2,06	1,75	0,35	0,53	3,4	90,1
			25.05.	14	1 x stat 8 x dyn	14 / BI	16,3	2,10	1,80	0,33
14 / BL	17,9	2,05				1,74	0,35	0,54	3,8	89,0
14 / BM	16,3	2,08				1,79	0,33	0,49	3,7	88,7
14 / DI	16,9	1,97				1,69	0,37	0,58	8,4	77,3
14 / DL	16,9	2,06				1,76	0,34	0,52	4,4	87,0
14 / DN	17,7	2,04				1,73	0,35	0,54	4,5	87,3
14 / EI	16,6	2,02				1,74	0,35	0,54	6,2	82,4
14 / EL	16,5	2,05				1,76	0,34	0,52	5,2	84,9
14 / EN ⁺	17,1	2,07				1,77	0,34	0,51	3,4	89,8
14 / FH	16,5	2,04				1,75	0,35	0,53	5,7	83,5
14 / FK ⁺	17,0	1,92				1,64	0,38	0,62	10,6	72,5
14 / FM	17,5	2,05				1,75	0,35	0,53	4,2	88,0

Tabelle A 3, Fortsetzung

Entnahme- datum 1990	Ein- bau- Lage Nr.	Walzen- übergänge (statisch/ dynamisch)	Probe Nr. (Lage / Feld)	Wasser- gehalt w_n (%)	Feucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poren- anteil n (-)	Poren- zahl e (-)	Luft- poren- gehalt n_v (%)	Sätti- gungs- grad S_r (%)
28.05.	15	1 x stat 8 x dyn	15 / CH	16,4	2,04	1,75	0,34	0,52	5,5	84,1
			15 / CK	16,9	2,06	1,77	0,34	0,51	4,0	88,2
			15 / CM	17,3	2,10	1,79	0,33	0,49	2,0	94,0
			15 / DH	15,6	2,08	1,80	0,33	0,49	4,7	85,7
			15 / DK	15,9	2,07	1,78	0,33	0,50	4,9	85,2
			15 / DM	16,5	1,95	1,68	0,37	0,59	9,6	74,2
			15 / EH	17,0	2,11	1,81	0,32	0,48	1,6	94,9
			15 / EK*	15,4	1,98	1,71	0,36	0,56	9,4	73,7
			15 / EM	16,5	2,09	1,80	0,33	0,49	3,1	90,5
			15 / FI*	16,2	2,06	1,77	0,34	0,51	5,1	84,9
			15 / FL	16,4	2,09	1,79	0,33	0,49	3,4	89,5
			15 / FN	15,9	1,96	1,69	0,37	0,58	9,6	73,9

* Ausgewählte Proben für Triaxialversuche

Statistische Werte (146 Proben)	Wasser- gehalt w_n (%)	Feucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poren- anteil n (-)	Poren- zahl e (-)	Luft- poren- gehalt n_v (%)	Sätti- gungs- grad S_r (%)
Mittelwert	17,1	2,04	1,74	0,35	0,53	4,9	85,9
Standardabweichung	0,91	0,039	0,037	0,014	0,033	1,91	5,05
minimaler Wert	15,0	1,92	1,64	0,31	0,45	1,5	72,5
maximaler Wert	19,8	2,12	1,83	0,39	0,63	10,6	95,4

Tabelle A 4: Statistische Auswertung der Verdichtungskontrollen

Anhang 4 EINBAUDATEN UND ERGEBNIS DER TRIAXIALVERSUCHE

Anhang 4.1 Proben NVD

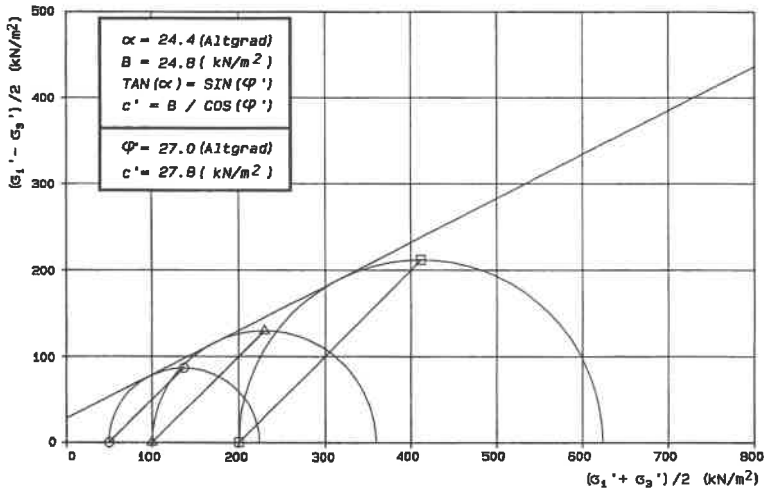


Bild A 9: CD-Versuch: Spannungswege mit Mohrschem Bruchkreis

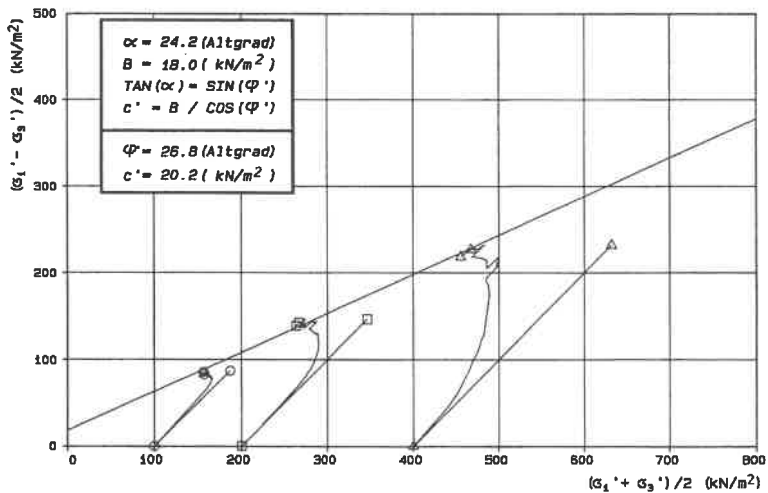


Bild A 10: CU-Versuch: Totale und effektive Spannungswege

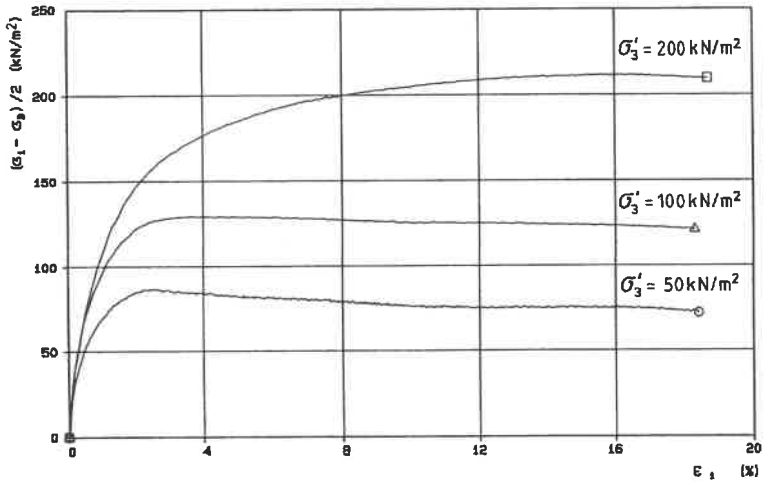


Bild A 11: CD-Versuch: Schwergwegdiagramm (Hauptspannungsdifferenz)

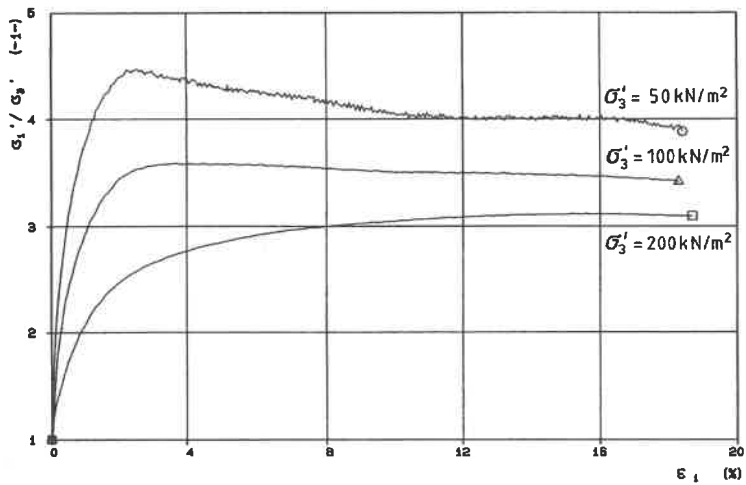


Bild A 12: CD-Versuch: Schwergwegdiagramm (Hauptspannungsverhältnis)

Probendaten		Einbaudaten				Ausbau	Versuchsdaten			Ergebnis				
Name der Probe	Richtung Horiz. bzw. Vertik.	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Fauchtdichte ρ (t/m ³)	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Porosität e (-)	Luftporengehalt n_a (%)	Sättigungsgrad S_r (%)	Wassergehalt w_n (%)	Verfahrensart	Sättigungsdruck U_0 (kN/m ²)	Konsoildationsdruck σ'_{cm} (kN/m ²)	eff. Seitendruck σ'_s (kN/m ²)	Sicherheitsparameter ϕ' bzw. c' (° bzw. kN/m ²)
NVD-V1N 20.07. 1980	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	19,4	1,96	1,64	0,63	6,6	82,8	21,2 20,0	CD	Einbau 300 Versuch 300	200 200	100 200	$\phi' = 25,9^\circ$ $c' = 24,8$
NVD-V3N 03.08. 1990	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	17,3	2,05	1,75	0,53	4,5	87,2			Einbau 300 Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 27,0^\circ$ $c' = 27,8$
NVD-VN32 25.08. 1990	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	15,3	2,00	1,73	0,54	8,5	75,6		CD	--	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 19,7^\circ$ $c' = 79,6$
NVD-17KV 05.04. 1991	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,8	1,88	1,61	0,66	12,7	68,0	19,5 18,4 17,8	CD	Einbau 500 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\phi' = 22,6^\circ$ $c' = 33,8$
NVD-21KH 12.04. 1991	H	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,7	1,90	1,63	0,64	11,8	69,7	19,0 17,6	CD	Einbau 500 Versuch 100	400 400	200 400	$\phi' = 25,2^\circ$ $c' = 26,4$
TN1-P6H 03.08. 1991	H	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	13,4	1,90	1,68	0,59	14,8	60,2	14,7 14,0 14,2	CD	--	50 50 50	50 100 200	$\phi' = 28,2^\circ$ $c' = 45,4$

Tabelle A 5: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben NVD)

Tabelle A 5, Fortsetzung

Probendaten		Einbaudaten						Ausbau		Versuchsdaten				Ergebnis
Name der Probe	Richtung bzw. Vertik.	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Feuchtdichte ρ (t/m ³)	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Porenzahl e (-)	Luftporengehalt n_a (%)	Sättigungsgrad S_r (%)	Wassergehalt w_n (%)	Versuchsart	Sättigungsdruck U_0 (kN/m ²)	Konsolidationsdruck σ'_{cm} (kN/m ²)	eff. Seitendruck σ'_s (kN/m ²)	Scherparameter ϕ' bzw. c' (° bzw. kN/m ²)
TN1-P1	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax.-probe 3,6/9,0	15,9 16,0 16,3 15,4	1,82 1,78 1,75 1,75	1,57 1,54 1,51 1,52	0,70 0,74 0,77 0,76	16,1 17,8 19,1 19,7	60,9 58,0 56,3 54,3	15,8 15,9 15,2	CD	--	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 23,8^\circ$ $c' = 47,7$
TN2-P1	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax.-probe 3,6/9,0	14,8 15,1 14,5 14,9	1,82 1,76 1,75 1,78	1,58 1,53 1,53 1,55	0,89 0,75 0,74 0,72	17,3 19,6 20,4 18,7	57,6 54,1 52,1 55,3	14,9 14,5 14,8	CD (ΔV)	--	400 400 400	100 200 400	$\phi' = 20,7^\circ$ $c' = 68,8$
TN2-P2	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax.-probe 3,6/9,0	14,7 14,6 14,8	1,81 1,78 1,73	1,57 1,55 1,51	0,70 0,72 0,77	17,9 19,3 21,1	56,4 54,0 51,5	13,2 13,4	CD (ΔV)	--	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 26,2^\circ$ $c' = 40,1$
TN3-P1	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax.-probe 3,6/9,0	13,4 13,3 13,3 13,6	1,90 1,88 1,87 1,88	1,67 1,66 1,65 1,65	0,80 0,61 0,62 0,62	14,9 16,0 16,5 15,7	60,0 57,9 57,1 58,8	19,7 19,6 19,1	Einbau 300 B-Test Versuch 100	Einbau 300 400 400	100 200 400	$\phi' = 26,8^\circ$ $c' = 20,2$	
TN3-P3	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax.-probe 3,6/9,0	13,7 13,7 13,8	1,87 1,86 1,87	1,64 1,63 1,64	0,63 0,64 0,63	16,0 16,4 16,1	58,3 57,6 58,3	20,8 20,3	CU (ΔV)	Einbau 300 B-Test Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 25,2^\circ$ $c' = 22,2$
25.03.1992									20,6					

Tabelle A 5, Fortsetzung

Probendaten		Einbaudaten				Ausbau		Versuchsdaten			Ergebnis		
Name der Probe	Rich- tung bzw. Vertik.	Ab- messung	Wasser- gehalt	Faucht- dichte	Trocken- dichte	Porren- zehl	Luft- porren- gehalt	Sätti- gungs- grad	Ver- suchs- art	Sätti- gungs- druck	Konsoli- dations- druck	eff. Seiten- druck	Scher- parameter ϕ' bzw. c'
Datum	Horiz. bzw. Vertik. (cm)	D/H	w_n (%)	ρ (t/m ³)	ρ_d (t/m ³)	e	n_a (%)	S_r (%)		U_0 (kN/m ²)	σ'_{cm} (kN/m ²)	σ'_s (kN/m ²)	ϕ' bzw. c' (° bzw. kN/m ²)
NVD-6H15		Triax	18,1	1,97	1,67	0,60	7,3	80,5			400	100	$\phi' = 21,6^\circ$ $c' = 78,9$
27.11.1989			17,3	1,99	1,70	0,57	7,1	80,6		--	400	200	
			16,8	1,93	1,65	0,62	10,3	72,9			400	400	
NVD-6V15		Triax	17,5	1,96	1,66	0,61	8,6	77,3			400	100	$\phi' = 25,5^\circ$ $c' = 42,7$
21.12.1989			17,5	1,99	1,70	0,58	8,8	81,3		--	400	200	
			17,7	1,96	1,66	0,60	8,2	78,2			400	400	
NVD-6H22		Triax	15,7	2,06	1,78	0,50	5,6	83,3			400	100	$\phi' = 20,7^\circ$ $c' = 55,4$
02.03.1990			19,5	1,90	1,59	0,68	9,5	76,5		--	400	200	
			18,6	1,94	1,64	0,63	8,4	78,4			400	400	
NVD-17GV		Triax	17,6	1,91	1,63	0,64	10,5	73,1			400	100	$\phi' = 24,2^\circ$ $c' = 30,6$
21.03.1991			17,1	1,90	1,62	0,65	11,7	70,4		Einbau	400	200	
			17,2	1,92	1,64	0,63	10,5	72,9		500 Versuch 100	400	400	
NVD-21GH		Triax	16,4	1,90	1,63	0,64	12,1	68,8		Einbau	400	100	$\phi' = 24,9^\circ$ $c' = 30,3$
05.04.1991			16,8	1,87	1,60	0,66	13,0	67,5		500 B-Test	400	200	
			16,5	1,86	1,60	0,67	13,9	65,4		Versuch 100	400	400	

Anhang 4.2 Proben FVD

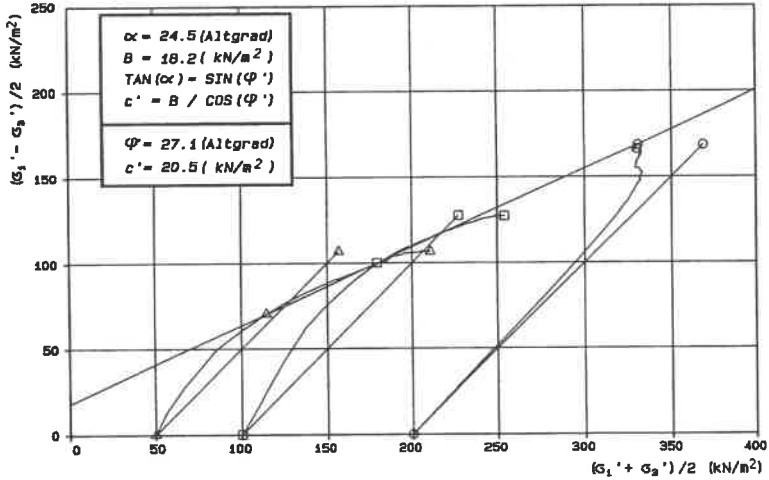


Bild A 13: CU-Versuch: Totale und effektive Spannungsweg

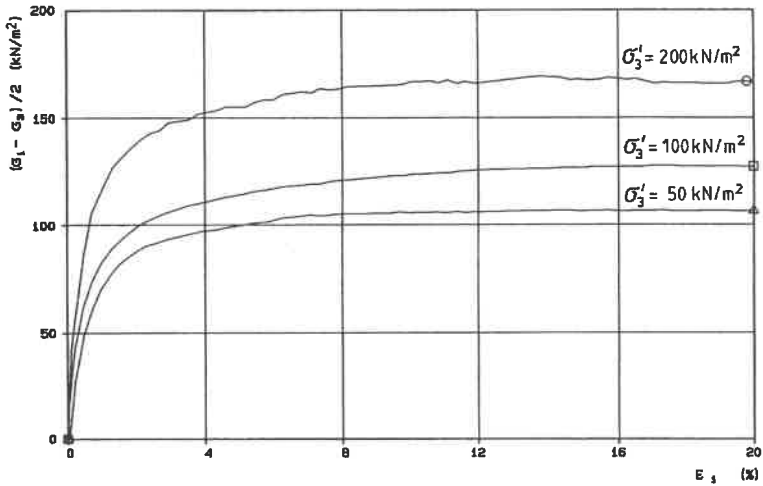


Bild A 14: CU-Versuch: Scherwegdiagramm (Hauptspannungsdifferenz)

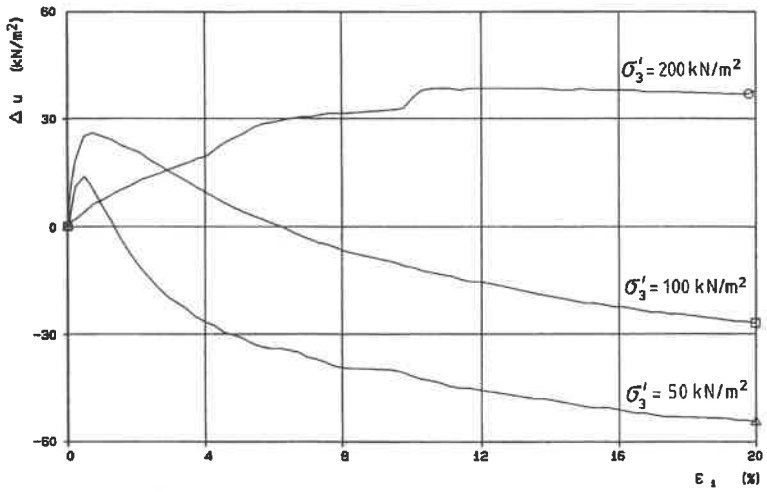


Bild A 15: CU-Versuch: Porenwasserdruckentwicklung

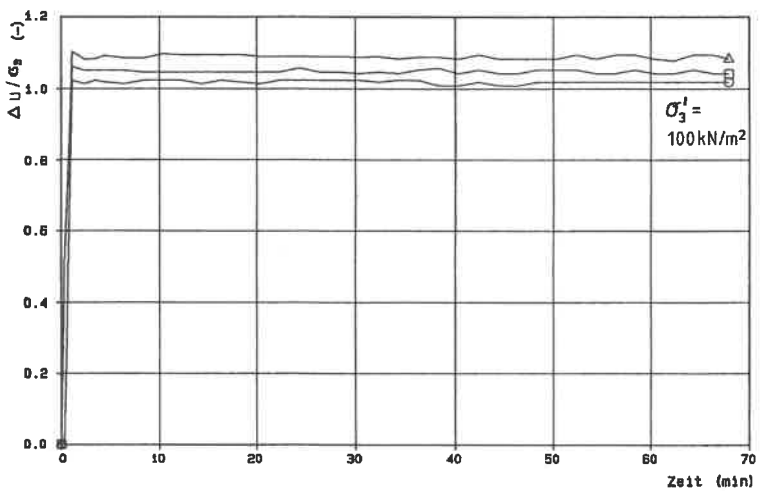


Bild A 16: CU-Versuch: Kontrolle der Probensättigung durch B-Test

Probendaten		Einbaudaten							Ausbau		Versuchsdaten			Ergebnis
Name der Probe	Abmessung	Wasser- gehalt	Faucht- dichte	Trocken- dichte	Poren- zahl	Luft- poren- gehalt	Sätti- gungs- grad	Wasser- gehalt	Ver- suchs- art	Sätti- gungs- druck	Konsoli- dations- druck	eff. Seiten- druck	φ' bzw c' (° bzw. kN/m ²)	
Datum	D/H bzw. Vertik.	w_h (%)	ρ (t/m ³)	ρ_d (t/m ³)	e (-)	n_s (%)	S_r (%)	w_n (%)	U_0 (kN/m ²)	σ'_{em} (kN/m ²)	σ'_3 (kN/m ²)			
FVD-3AH	Zylinder 9,6/12,0	16,0	2,09	1,80	0,48	3,7	88,7		Einbau	200	50		$\varphi' = 27,0^\circ$ $c' = 25,3$	
07.05.1990	Triax- probe 3,6/9,0	16,1	2,08	1,79	0,49	4,3	87,1	19,5	300	200	100			
		16,0	2,11	1,82	0,47	2,8	91,1	17,7	Versuch	200	200	200		
FVD-3AK	Zylinder 9,6/12,0	15,5	2,11	1,83	0,46	3,2	89,9		Einbau	200	50		$\varphi' = 25,5^\circ$ $c' = 42,3$	
07.05.1990	Triax- probe 3,6/9,0	15,2	2,13	1,85	0,45	2,9	90,7	18,4	300	200	100			
		15,9	2,10	1,81	0,47	3,3	89,7	19,0	Versuch	200	200	200		
FVD-13FN	Zylinder 9,6/12,0	17,8	2,06	1,75	0,53	3,4	90,1		Einbau	200	50		$\varphi' = 25,7^\circ$ $c' = 17,9$	
23.05.1990	Triax- probe 3,6/9,0	17,1	2,06	1,76	0,52	4,3	87,5	20,0	300	200	100			
		16,7	2,04	1,75	0,53	5,2	84,9	19,7	Versuch	200	200	200		
FVD-13FL	Zylinder 9,6/12,0	17,5	1,96	1,67	0,60	8,4	77,7		Einbau	200	50		$\varphi' = 26,1^\circ$ $c' = 10,6$	
23.05.1990	Triax- probe 3,6/9,0	18,2	1,97	1,67	0,60	7,5	79,8	20,2	300	200	100			
		17,8	1,89	1,61	0,66	11,3	71,7	19,1	Versuch	200	200	200		
FVD-14FK	Zylinder 9,6/12,0	17,0	1,92	1,64	0,62	10,6	72,5		Einbau	200	50		$\varphi' = 27,6^\circ$ $c' = 12,4$	
25.05.1990	Triax- probe 3,6/9,0	16,7	1,98	1,69	0,58	8,3	77,3	20,8	300	200	100			
		16,7	1,94	1,66	0,61	10,2	73,0	21,7	Versuch	200	200	200		
FVD-14EN	Zylinder 9,6/12,0	17,1	2,07	1,77	0,51	3,4	89,8		Einbau	200	50		$\varphi' = 27,1^\circ$ $c' = 20,5$	
25.05.1990	Triax- probe 3,6/9,0	15,3	2,01	1,74	0,53	8,1	76,8	19,5	300	200	100			
		15,9	2,02	1,74	0,53	7,0	79,8	18,8	Versuch	200	200	200		

Tabelle A 6: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben FVD)

Tabelle A 6, Fortsetzung

Probanddaten		Einbaudaten					Ausbau		Versuchsdaten			Ergebnis		
Name der Probe	Richtung bzw. Vertik.	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Feuchtdichte ρ (t/m ³)	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Porenzahl e (-)	Luftporengehalt n_s (%)	Sättigungsgrad S_r (%)	Wassergehalt w_n (%)	Verfahrensart	Sättigungsdruck U_0 (kN/m ²)	Konsoildationsdruck σ_{em} (kN/m ²)	eff. Seitendruck σ'_3 (kN/m ²)	Scherparameter ϕ' bzw c' ($^\circ$ bzw. kN/m ²)
FVD-15EK	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	15,4	1,98	1,71	0,56	9,4	73,7	17,0	CD	--	200	50	$\phi' = 17,4^\circ$ $c' = 14,1$
28.05. 1990			14,0	1,93	1,69	0,58	13,0	64,6	14,7			200	100	
			13,8	1,93	1,70	0,58	13,2	63,8	14,8			200	200	
FVD-15FI	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,2	2,06	1,77	0,51	5,1	84,9	20,9	CD	Einbau 300	200	50	$\phi' = 23,5^\circ$ $c' = 24,1$
28.05. 1990			15,8	2,02	1,75	0,53	7,3	78,8	20,2		Versuch 300	200	100	
			15,7	2,02	1,75	0,53	7,0	79,7	19,4			200	200	
FVD-V4K	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,3	2,07	1,78	0,50	4,5	86,5	20,3	CD	Einbau 300	200	50	$\phi' = 25,3^\circ$ $c' = 38,9$
17.07. 1990			15,6	2,05	1,77	0,51	6,1	81,9	17,6		Versuch 300	200	100	
			15,2	2,04	1,78	0,51	6,6	80,4	17,5			200	200	
			15,4	2,02	1,75	0,53	7,6	78,1	17,6			200	200	
FVD-V5K	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	18,2	2,11	1,78	0,50	0,7	97,9	21,3	CD	Einbau 300	200	50	$\phi' = 27,6^\circ$ $c' = 34,1$
19.07. 1990			15,9	2,08	1,79	0,49	4,5	86,4	19,6		Versuch 300	200	100	
			16,0	2,08	1,80	0,49	4,1	87,6	19,4			200	200	
			15,7	2,09	1,80	0,48	4,2	87,0	17,8			200	200	
FVD-V6KA	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	15,8	2,05	1,77	0,51	5,7	83,1	21,1	CD	Einbau 300	200	50	$\phi' = 27,2^\circ$ $c' = 23,7$
21.07. 1990			16,1	2,03	1,74	0,53	6,6	81,0	21,7		Versuch 300	200	100	
			16,1	2,01	1,73	0,54	7,2	79,5	17,8			200	200	
			15,8	2,01	1,73	0,54	7,6	78,2	20,2			200	200	
FVD-V6KI	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,7	2,10	1,80	0,49	2,8	91,5	20,0	CD	Einbau 300	200	50	$\phi' = 24,9^\circ$ $c' = 32,9$
21.07. 1990			16,0	2,06	1,77	0,51	5,4	84,0	20,2		Versuch 300	200	100	
			16,6	2,06	1,77	0,51	4,5	86,6	18,5			200	200	
			16,1	2,05	1,76	0,51	5,6	83,6				200	200	

Tabelle A 6, Fortsetzung

Probendaten			Einbaudaten						Ausbau		Versuchsdaten				Ergebnis
Name der Probe	Richtung bzw. Vertik.	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Feuchtdichte ρ (t/m ³)	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Porenzahl e (-)	Luft-poren-gehalt n_o (%)	Sättigungs-grad S_r (%)	Wasser-gehalt w_n (%)	Ver-suche-art	Sätti-gungs-druck u_0 (kN/m ²)	Konsoli-dations-druck σ'_{em} (kN/m ²)	eff. Seiten-druck σ'_3 (kN/m ²)	Scher-parameter φ' bzw c' (° bzw. kN/m ²)	
FVD-P1K	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe	16,9	2,06	1,76	0,52	4,3	87,5	18,8	CD	Einbau 500 Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\varphi' = 26,6^\circ$ $c' = 33,2$	
18.12.1990			16,9	2,04	1,74	0,53	5,2	85,0	18,6						
			16,9	2,04	1,75	0,53	4,9	85,7	17,3						
			16,9	2,04	1,74	0,53	5,2	84,9							
FVD-P5K	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe	16,6	2,01	1,73	0,55	6,6	81,2	18,8	CD	Einbau 500 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\varphi' = 25,9^\circ$ $c' = 22,6$	
09.01.1991			16,8	1,95	1,67	0,80	9,7	74,3	18,0						
			16,8	1,99	1,70	0,57	7,5	79,2	15,9						
			16,1	2,02	1,74	0,53	6,8	80,5							
FVD-P9KH	H	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe	16,9	1,90	1,63	0,64	11,6	70,4	18,8	CD	Einbau 500 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\varphi' = 25,8^\circ$ $c' = 16,9$	
21.01.1991			16,8	1,83	1,56	0,71	15,1	63,5	17,3						
			16,9	1,87	1,60	0,67	13,3	67,0	16,1						
			17,0	1,99	1,61	0,66	12,3	69,1							
FVD-P13K	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe	15,1	2,02	1,76	0,52	7,6	77,8	18,2	CD	Einbau 500 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\varphi' = 26,2^\circ$ $c' = 21,4$	
05.02.1991			15,3	1,98	1,72	0,55	9,3	73,9	17,6						
			14,9	1,99	1,73	0,55	9,6	72,9	15,8						
			15,2	1,96	1,70	0,57	10,3	71,6							
TK1-P1	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe	17,8	2,05	1,74	0,54	4,0	88,6	16,8	CD	Einbau 300 Versuch 100	200 200 200	50 100 200	$\varphi' = 18,8^\circ$ $c' = 77,3$	
09.12.1991			18,0	2,03	1,72	0,55	4,6	87,0	19,1						
			17,9	2,02	1,71	0,56	5,3	85,2	17,6						
			17,6	2,02	1,72	0,56	5,5	84,6	18,4						
TK2-P3	V	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe	17,9	2,03	1,72	0,55	4,6	87,1	19,1	CD	Einbau 300 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\varphi' = 24,1^\circ$ $c' = 35,3$	
21.11.1991			17,9	1,98	1,68	0,59	6,9	81,3	17,6						
			17,9	1,98	1,68	0,59	7,0	81,0	18,4						
			18,0	1,99	1,69	0,58	6,5	82,5							

Tabelle A 6, Fortsetzung

Probendaten		Einbaudaten					Ausbau	Versuchsdaten			Ergebnisse			
Name der Probe	Richtung bzw. Verik.	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Faucht-dichte ρ (t/m ³)	Trockerdichte ρ_d (t/m ³)	Porosität e (-)	Luftporengehalt n_a (%)	Sättigungsgrad S_r (%)	Wassergehalt w_n (%)	Versuchsart	Sättigungsdruck U_0 (kN/m ²)	Konsolidationsdruck σ'_{cm} (kN/m ²)	eff. Seitendruck σ'_s (kN/m ²)	Scherparameter φ' bzw. c' (° bzw. kN/m ²)
TK4-P1	V	Zylinder 9,8/12,0 Triaxprobe 3,6/9,0	17,1	2,05	1,75	0,52	4,5	87,1		CU (ΔV)	Einbau 300 B-Test Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\varphi' = 22,8^\circ$ $c' = 44,2$
TK4-P3	V	Zylinder 9,8/12,0 Triaxprobe 3,6/9,0	15,6	2,06	1,78	0,50	5,6	83,2		CU	Einbau 300 B-Test Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\varphi' = 28,2^\circ$ $c' = 15,3$
TK5-P2	V	Zylinder 9,8/12,0 Triaxprobe 3,6/9,0	16,8	2,11	1,80	0,48	2,1	93,6		CD	Einbau 300 B-Test Versuch 0	200 200 200	50 100 200	$\varphi' = 24,4^\circ$ $c' = 36,6$
FVD-93P1	V	Zylinder 9,6/12,0 Triaxprobe 3,6/9,0	19,8	2,02	1,68	0,59	3,6	90,4		CD	Einbau 300 B-Test Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\varphi' = 24,1^\circ$ $c' = 19,3$
23.03.1993			19,4 20,1 20,1	2,05 1,98 2,00	1,72 1,65 1,66	0,58 0,62 0,60	2,5 5,2 4,2	93,0 86,5 88,8	18,5 18,7 17,9					

Tabelle A 6, Fortsetzung

Probanddaten		Einbaudaten					Ausbau		Versuchedaten			Ergebnis	
Name der Probe	Richtung bzw. Vertik.	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Feuchtdichte ρ (t/m^3)	Trockendichte ρ_d (t/m^3)	Porosität e (-)	Luftporengehalt n_a (%)	Sättigungsgrad S_r (%)	Ver- suchs- art	Sätti- gungs- druck U_0 (kN/m^2)	Konsoli- dations- druck σ'_{em} (kN/m^2)	eff. Seiten- druck σ'_3 (kN/m^2)	Soher- parameter ϕ' bzw c' ($^\circ$ bzw. kN/m^2)
FVD- P1G 18.12. 1990	V	Triax 10,0/18,4	18,9	2,05	1,73	0,55	2,8	92,2	CD Mehr- stufen ver- such	Einbau 500 200 Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 30,1^\circ$ $c' = 20,4$
FVD- P2G 18.12. 1990	V	Triax 10,0/19,2	17,4	2,03	1,73	0,55	5,2	85,2	CD Mehr- stufen ver- such	Einbau 500 200 Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 26,1^\circ$ $c' = 13,6$
FVD- P3G 18.12. 1990	V	Triax 10,0/19,5	18,3	2,03	1,71	0,56	4,5	87,5	CD Mehr- stufen ver- such	Einbau 500 200 Versuch 300	200 200 200	50 100 200	$\phi' = 27,0^\circ$ $c' = 14,3$
FVD- P5G 09.01. 1991	V	Triax 10,0/19,9 10,0/19,9 10,0/19,9	15,8 17,3 16,1	1,91 1,92 2,02	1,65 1,64 1,74	0,62 0,63 0,53	12,0 10,4 6,7	68,5 73,2 80,6	CD	Einbau 500 200 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\phi' = 23,4^\circ$ $c' = 33,7$
FVD- P9GH 21.01. 1991	H	Triax 10,0/19,9 10,0/19,9 10,0/19,9	16,5 16,1 16,3	1,96 1,95 1,98	1,69 1,68 1,70	0,58 0,59 0,57	9,1 10,3 8,5	75,4 72,4 76,6	CD	Einbau 500 200 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\phi' = 24,0^\circ$ $c' = 34,1$
FVD- P13G 05.02. 1991	V	Triax 10,0/19,9 10,0/19,9 10,0/19,9	15,9 15,4 15,7	1,91 1,98 1,96	1,65 1,72 1,70	0,62 0,56 0,58	11,9 9,3 9,9	68,8 74,1 72,9	CD	Einbau 500 200 Versuch 100	400 400 400	100 200 400	$\phi' = 22,7^\circ$ $c' = 39,9$

Anhang 4.3 Proben LVD

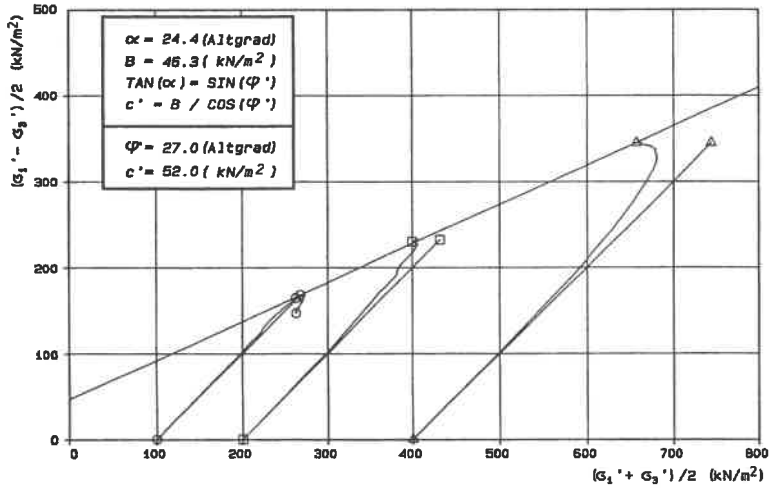


Bild A 17: CU-Versuch: Totale und effektive Spannungswege

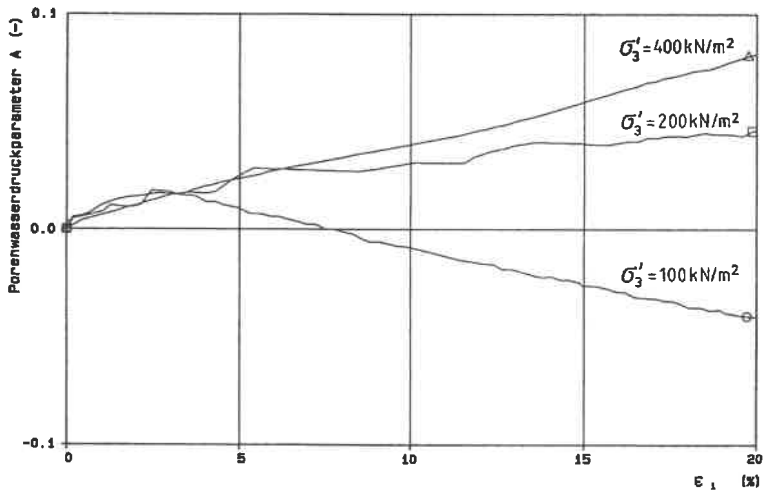


Bild A 18: CU-Versuch: Entwicklung des Porenwasserdruckparameters

Probendaten		Einbaudaten						Ausbau		Versuchsdaten				Ergebnis
Name Probe	Var- dicht- ungs- grad (%)	Ab- messung D/H (cm)	Wasser- gehalt w_n (%)	Faucht- dichte ρ (t/m ³)	Trocken- dichte ρ_d (t/m ³)	Poros- zahl e (-)	Luft- poros- gehalt n_a (%)	Sätti- gungs- grad S_r (%)	Wasser- gehalt w_n (%)	Ver- suchs- art	Sätti- gungs- druck u_0 (kN/m ²)	Konsoli- dations- druck σ_{em} (kN/m ²)	eff. Seiten- druck σ'_3 (kN/m ²)	Scher- parameter φ' bzw c' (° bzw. kN/m ²)
LVD- E92	100,6	Triax 10,0/20,0 10,0/20,0 10,0/20,0	16,7	2,07	1,77	0,51	3,9	88,3	17,7	CD	Einbau 400	400	100	$\varphi' = 22,4^\circ$ $c' = 53,7$
	Opt.		16,8	2,07	1,77	0,51	3,9	88,4	17,2		B-Test 400	400	200	
			16,9	2,06	1,76	0,51	4,1	87,9	16,2		Versuch 0	400	400	
LVD- E112	101,3	Triax 10,0/20,0 10,0/20,0 10,0/20,0	16,0	2,07	1,79	0,49	4,5	86,5	16,9	CD	Einbau 400	400	100	$\varphi' = 24,1^\circ$ $c' = 58,5$
	Opt.		16,2	2,07	1,78	0,50	4,7	86,1	16,4		B-Test 400	400	200	
			16,1	2,07	1,78	0,50	4,5	86,6	15,6		Versuch 0	400	400	
LVD- E132	101,1	Triax 10,0/20,0 10,0/20,0 10,0/20,0	16,7	2,07	1,78	0,50	3,8	88,6	17,7	CD	Einbau 400	400	100	$\varphi' = 23,7^\circ$ $c' = 60,6$
	Opt.		16,6	2,08	1,78	0,50	3,8	88,7	17,3		B-Test 400	400	200	
			16,7	2,08	1,78	0,50	3,6	89,2	16,4		Versuch 0	400	400	
LVD- E9A	101,5	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,8	2,10	1,79	0,49	2,6	91,9		CD	Einbau 500	400	100	$\varphi' = 21,3^\circ$ $c' = 69,8$
	Opt.		16,5	2,08	1,79	0,49	3,5	89,4	18,0		B-Test 400	400	200	
			16,4	2,07	1,78	0,50	4,1	87,6	17,9		Versuch 100	400	400	
LVD- E9B	100,6	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	16,8	2,08	1,78	0,50	3,3	90,2		CU	Einbau 300	400	100	$\varphi' = 27,0^\circ$ $c' = 52,0$
	Opt.		16,7	2,05	1,76	0,52	4,8	88,0	18,6		B-Test 400	400	200	
			16,5	2,06	1,77	0,51	4,4	87,0	18,3		Versuch 100	400	400	
LVD- E9C	96,9	Zylinder 9,6/12,0 Triax- probe 3,6/9,0	18,8	2,05	1,72	0,55	3,0	91,5		CD	Einbau 300	400	100	$\varphi' = 24,0^\circ$ $c' = 43,4$
	nahe Seite		18,5	2,02	1,71	0,57	4,6	87,2	19,0		B-Test 400	400	200	
			18,6	2,01	1,69	0,58	5,1	86,0	18,2		Versuch 100	400	400	

Tabelle A 7: Zusammenstellung der Triaxialversuche (Proben LVD)

Tabelle A 7, Fortsetzung

Probendaten		Einbaudaten						Ausbau		Versuchsdaten			Ergebnis		
Name der Probe	Verdichtungsgrad (%)	Abmessung D/H (cm)	Wassergehalt w_n (%)	Feuchtdichte ρ (t/m ³)	Trockendichte ρ_d (t/m ³)	Porenzahl e (-)	Luftporengehalt n_a (%)	Sättigungsgrad S_r (%)	Wassergehalt w_n (%)	Verbaueart	Sättigungsdruck U_0 (kN/m ²)	Konsolidationsdruck σ'_{cm} (kN/m ²)	eff. Seitendruck σ'_s (kN/m ²)	Soherparameter φ' bzw c' ($^\circ$ bzw. kN/m ²)	
LVD-E9D	93,0 nasse Seite	Zylinder 9,6/12,0	22,0	1,99	1,63	0,64	2,9	92,5	19,4	CD	Einbau 300	400	100	$\varphi' = 24,9^\circ$ $c' = 26,4$	
			21,6	1,99	1,63	0,64	3,6	90,9							200
			21,8	2,00	1,64	0,63	3,0	92,4							400
LVD-E9E	98,2 trock. Seite	Zylinder 9,6/12,0	20,8	1,99	1,64	0,63	4,3	88,8	17,4	CD	Versuch 0	400	400	$\varphi' = 23,8^\circ$ $c' = 33,7$	
			13,9	1,95	1,72	0,56	11,9	86,6							100
			13,0	1,95	1,73	0,55	12,8	83,6							200
LVD-E9F	93,6 trock. Seite	Zylinder 9,6/12,0	13,2	1,95	1,72	0,55	12,8	84,0	18,6	CD	Einbau 300	400	100	$\varphi' = 24,4^\circ$ $c' = 18,5$	
			13,1	1,98	1,75	0,53	11,7	86,1							200
			12,0	1,82	1,63	0,64	19,5	50,1							400
LVD-E11A	94,9 Opt.	Zylinder 9,6/12,0	11,7	1,82	1,63	0,64	20,0	48,8	18,9	CD	B-Test 300	400	100	$\varphi' = 23,8^\circ$ $c' = 27,5$	
			11,7	1,86	1,67	0,60	18,0	52,0							200
			11,7	1,86	1,67	0,60	18,2	51,7							400
LVD-E11B	103,3 Opt.	Zylinder 9,6/12,0	16,5	1,90	1,63	0,64	11,9	69,5	19,2	CD	Einbau 300	400	100	$\varphi' = 21,3^\circ$ $c' = 72,4$	
			16,6	1,95	1,67	0,60	9,5	74,5							200
			16,5	1,96	1,68	0,59	9,3	74,9							400
LVD-E11C	100,9 trock. Seite	Zylinder 9,6/12,0	16,5	1,98	1,70	0,58	8,5	76,7	17,8	CD	Versuch 100	400	400	$\varphi' = 22,2^\circ$ $c' = 45,6$	
			16,5	2,11	1,81	0,48	2,3	92,7							100
			16,3	2,12	1,82	0,47	2,2	93,1							200
LVD-E11C	100,9 trock. Seite	Zylinder 9,6/12,0	16,3	2,12	1,82	0,46	2,0	93,7	18,5	CD	B-Test 300	400	100	$\varphi' = 22,2^\circ$ $c' = 45,6$	
			16,3	2,12	1,82	0,47	2,2	93,0							200
			14,1	2,00	1,75	0,53	9,9	71,4							400
LVD-E11C	100,9 trock. Seite	Zylinder 9,6/12,0	13,4	2,02	1,79	0,50	9,2	72,1	19,7	CD	Einbau 300	400	100	$\varphi' = 22,2^\circ$ $c' = 45,6$	
			14,1	2,05	1,79	0,49	7,5	77,1							200
			13,4	2,02	1,78	0,50	9,7	71,1							400

Anhang 5 ERGEBNIS DER TRAGLASTVERSUCHE

Anhang 5.1 Grundbruchversuche in der Schüttung FVD

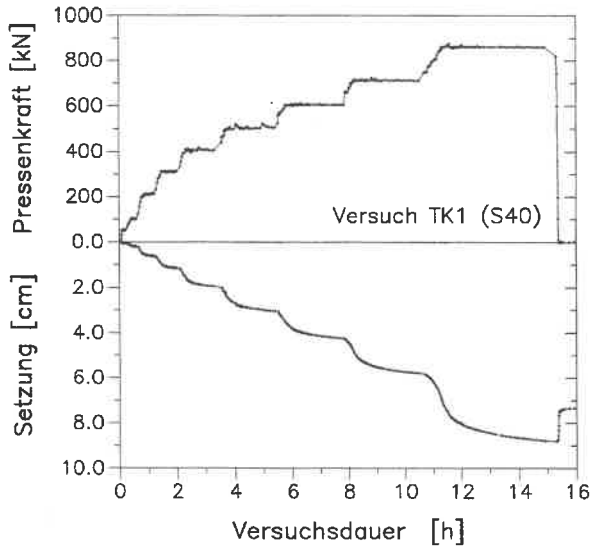


Bild A 19: VERSUCH TK1: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

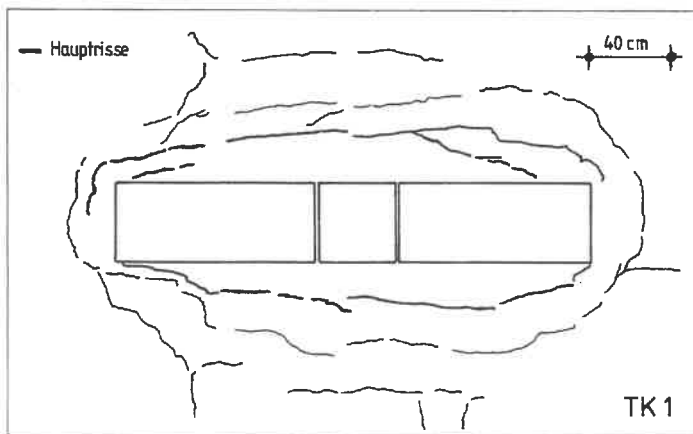


Bild A 20: VERSUCH TK1: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

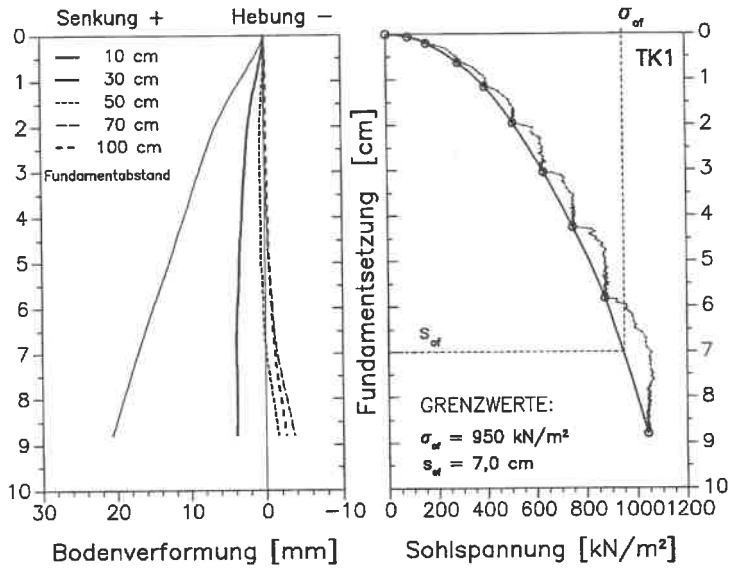


Bild A 21: VERSUCH TK1: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte gemäß Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

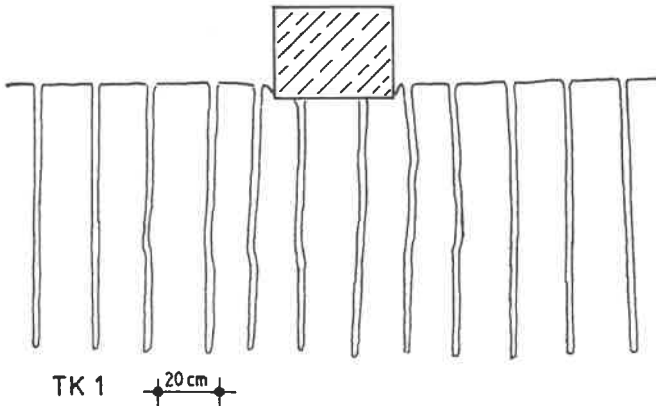


Bild A 22: VERSUCH TK1: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

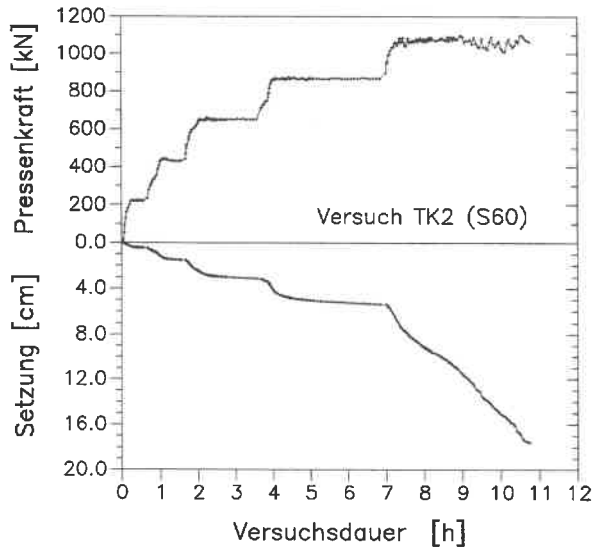


Bild A 23: VERSUCH TK2: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

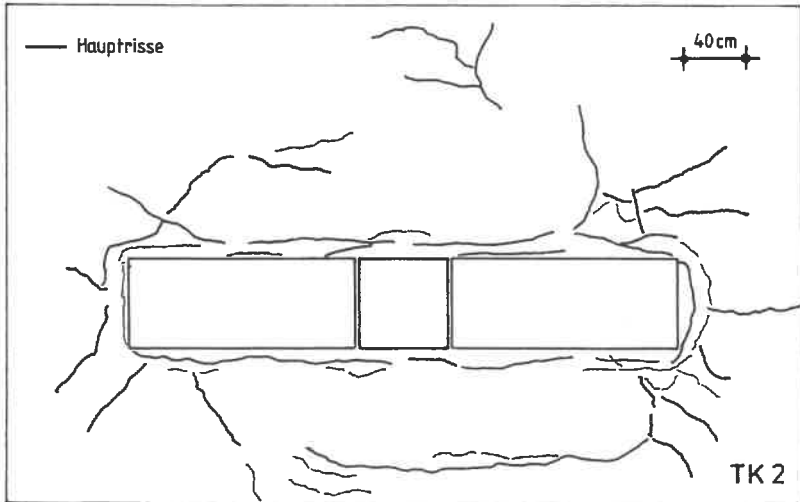


Bild A 24: VERSUCH TK2: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

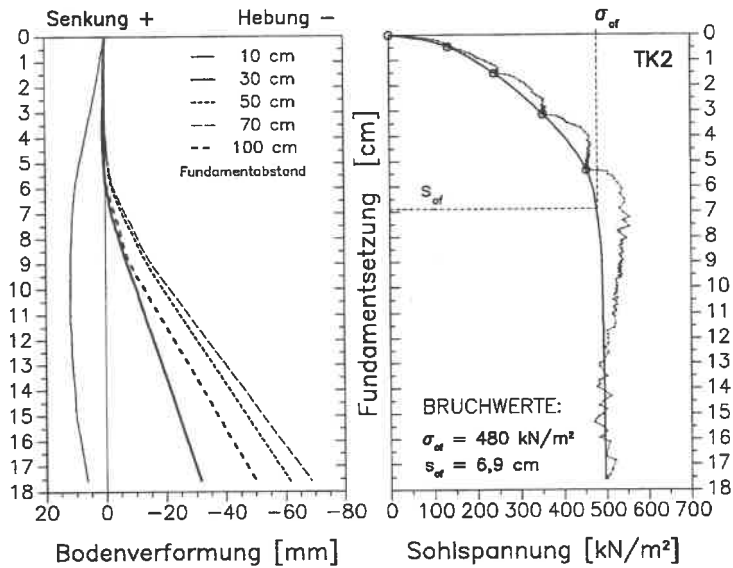


Bild A 25: VERSUCH TK2: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Bruchwerte gemäß Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

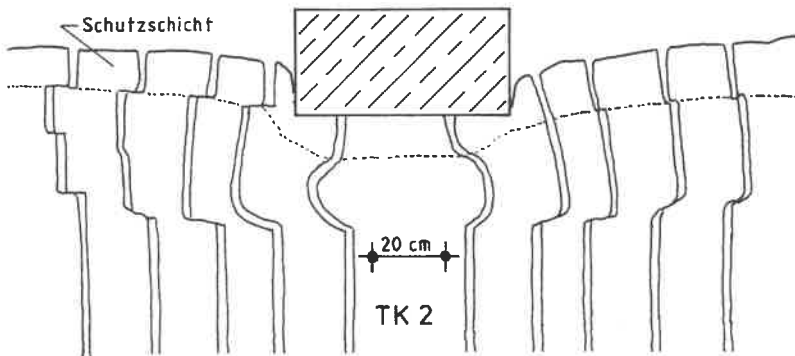


Bild A 26: VERSUCH TK2: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

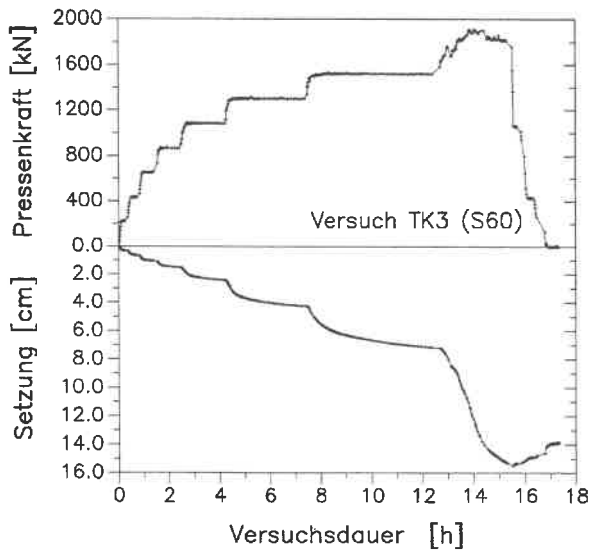


Bild A 27: VERSUCH TK3: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

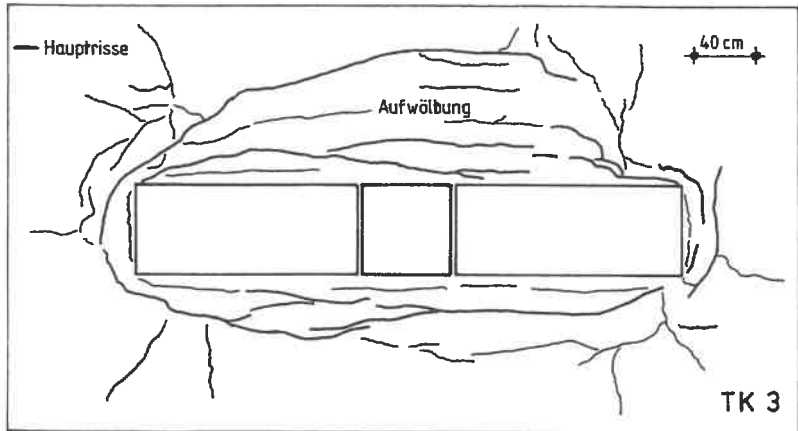


Bild A 28: VERSUCH TK3: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

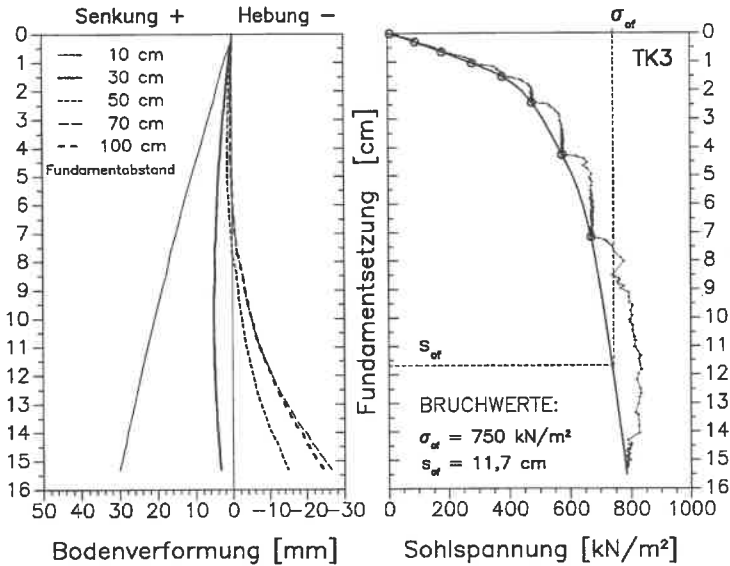


Bild A 29: VERSUCH TK3: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Bruchwerte gemäß Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

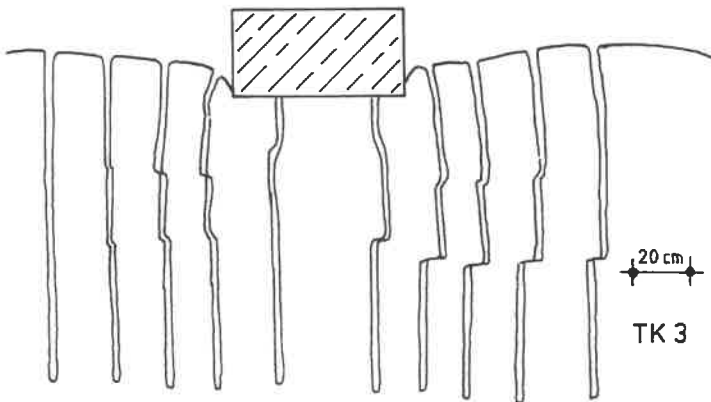


Bild A 30: VERSUCH TK3: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

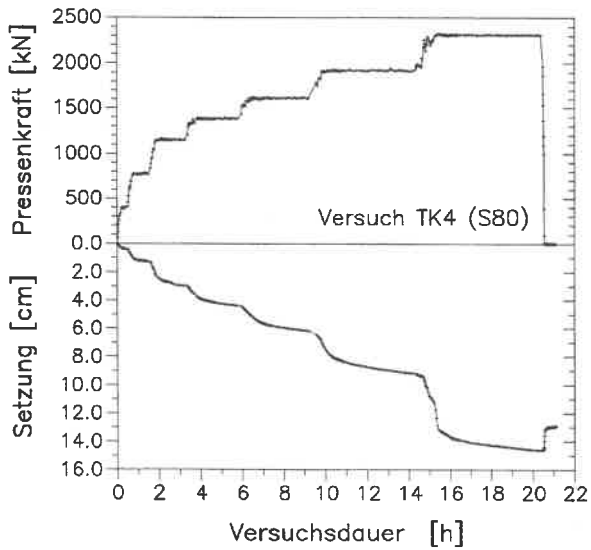


Bild A 31: VERSUCH TK4: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

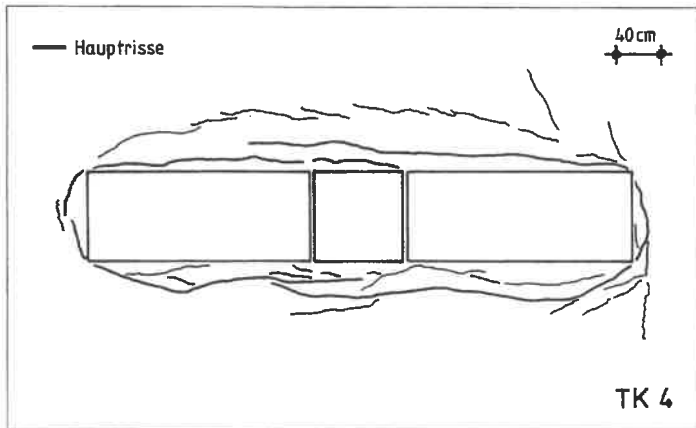


Bild A 32: VERSUCH TK4: Ribbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

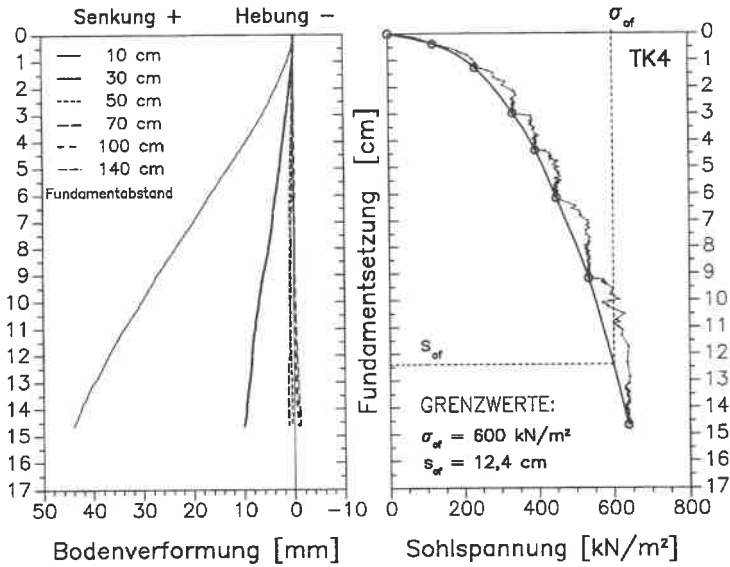


Bild A 33: VERSUCH TK4: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte gemäß Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

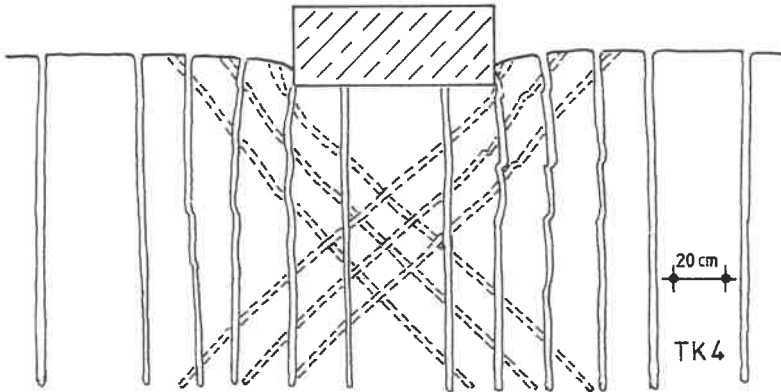


Bild A 34: VERSUCH TK4: Verformung der senkrechten und unter 45° geneigten Schlitzsondierungen

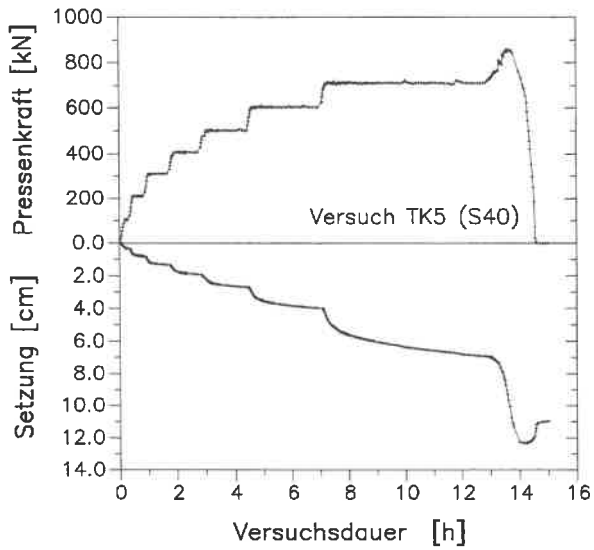


Bild A 35: VERSUCH TK5: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

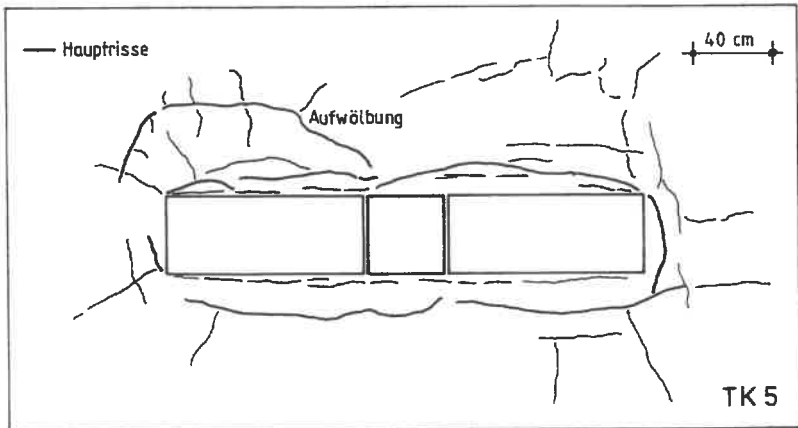


Bild A 36: VERSUCH TK5: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

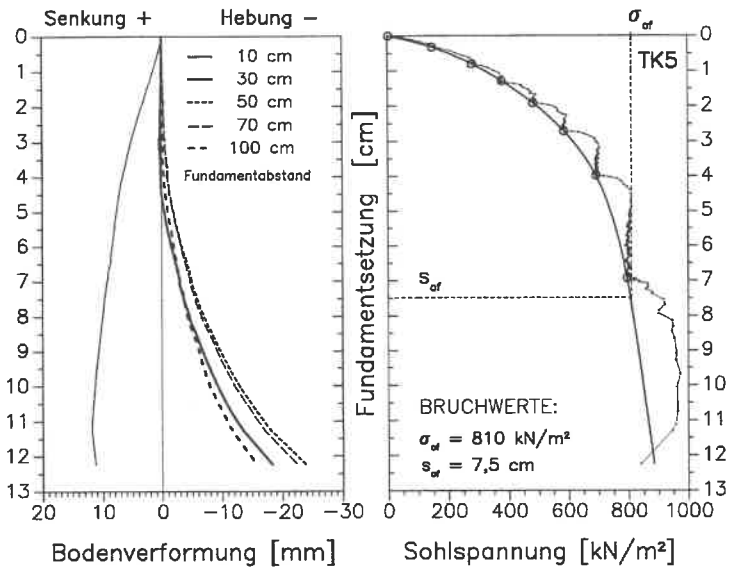


Bild A 37: VERSUCH TK5: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Bruchwerte nach Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

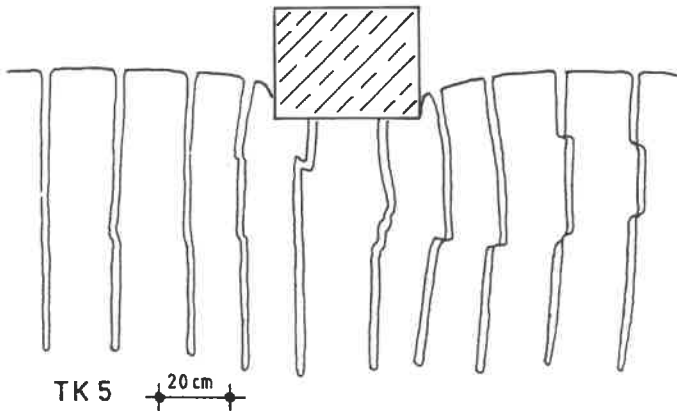


Bild A 38: VERSUCH TK5: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

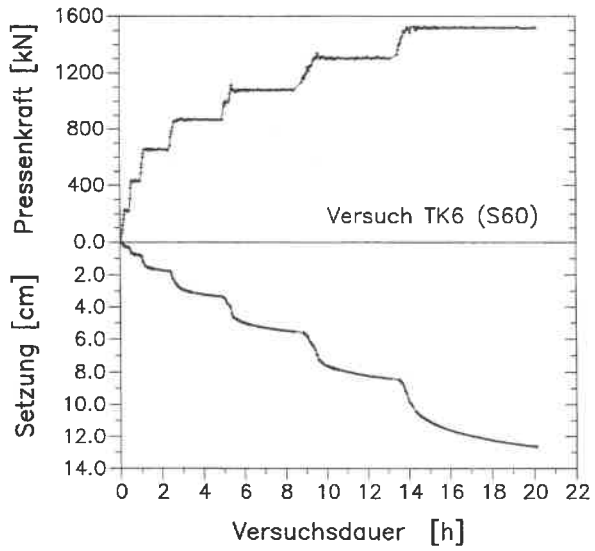


Bild A 39: VERSUCH TK6: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

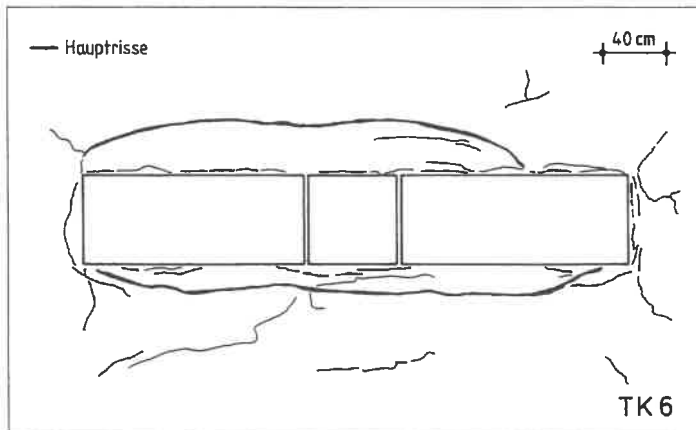


Bild A 40: VERSUCH TK6: Reißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

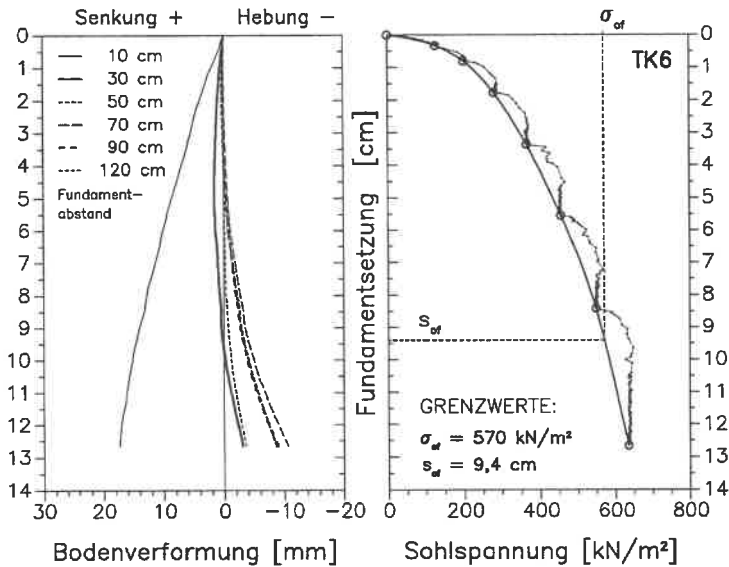


Bild A 41: VERSUCH TK6: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte nach Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

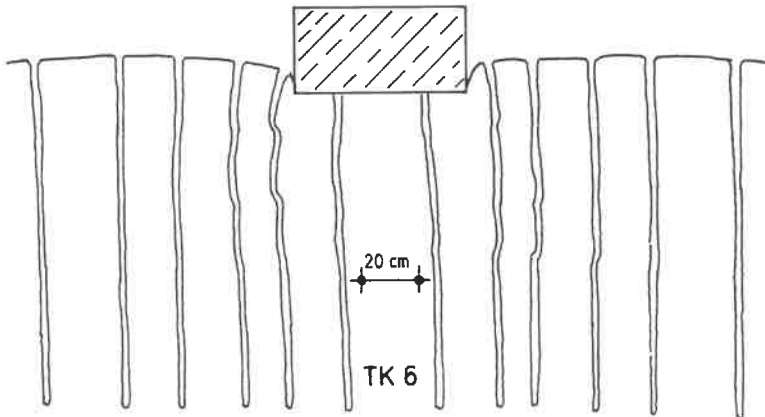


Bild A 42: VERSUCH TK6: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

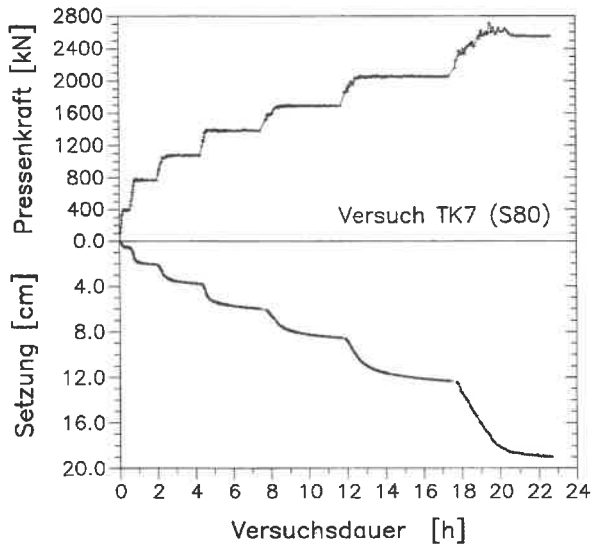


Bild A 43: VERSUCH TK7: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

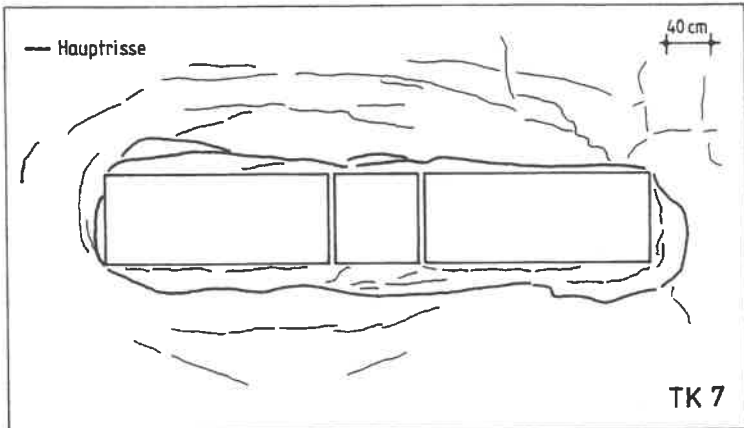


Bild A 44: VERSUCH TK7: Reißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

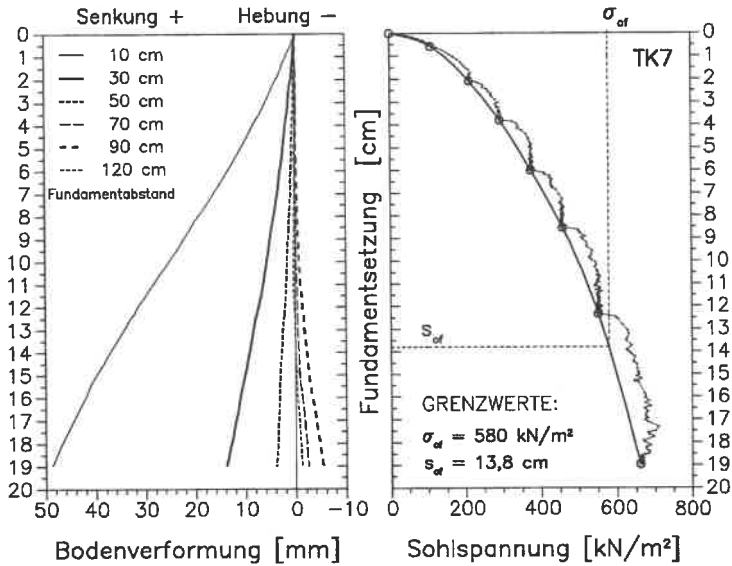


Bild A 45: VERSUCH TK7: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte nach Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

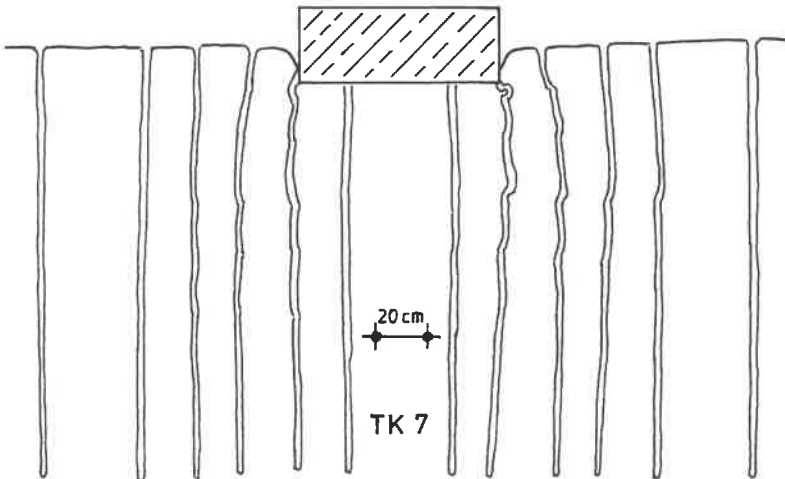


Bild A 46: VERSUCH TK7: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

Anhang 5.2 Grundbruchversuche im Lößlehm NVD

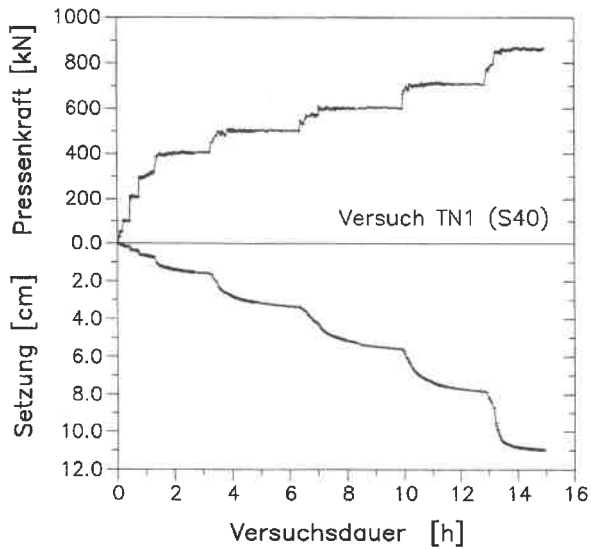


Bild A 47: VERSUCH TN1: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

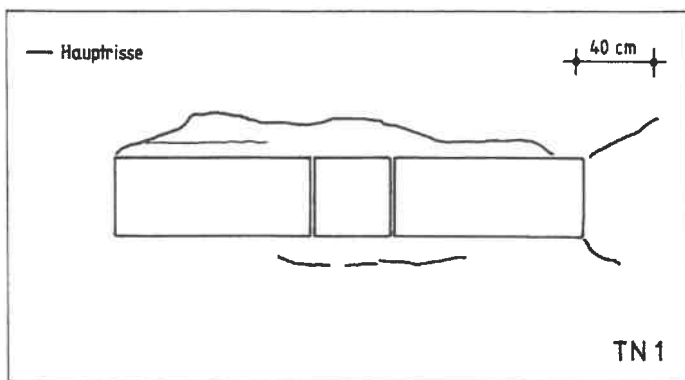


Bild A 48: VERSUCH TN1: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

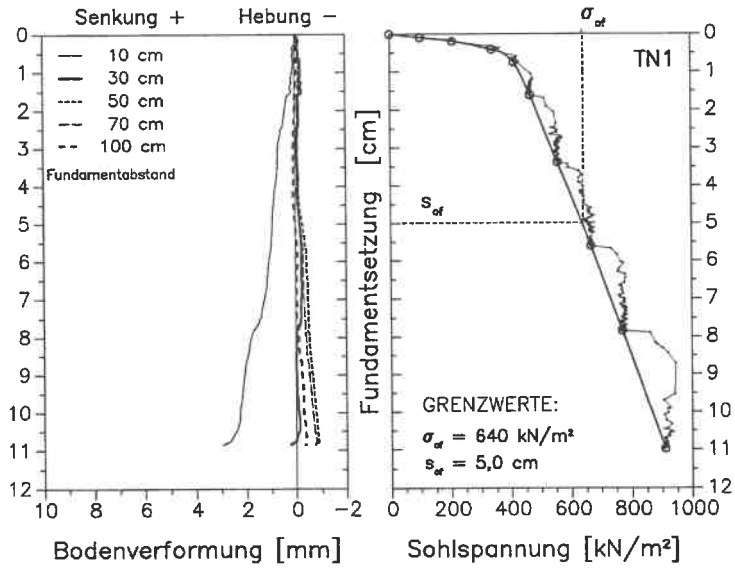


Bild A 49: VERSUCH TN1: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte nach Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

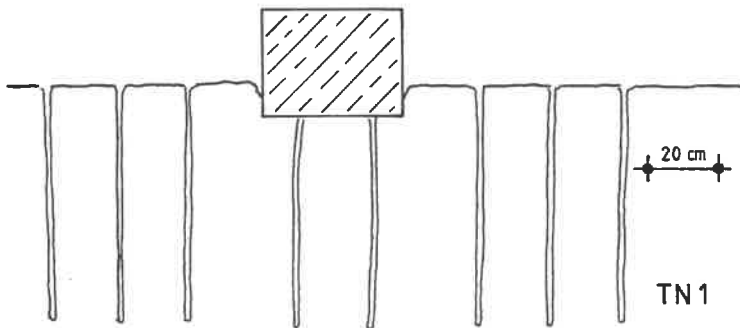


Bild A 50: VERSUCH TN1: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

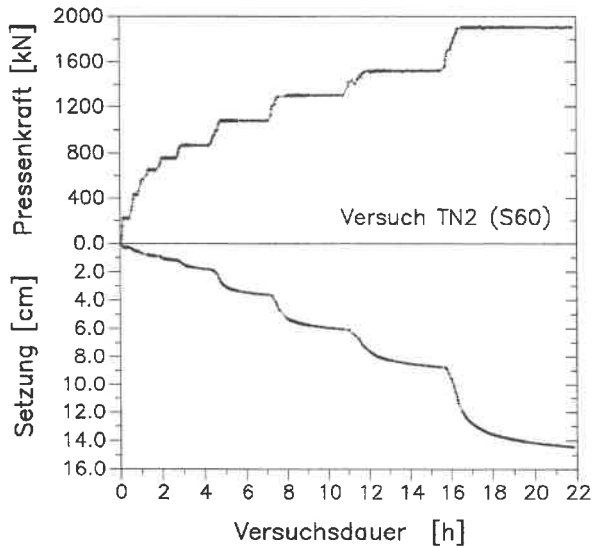


Bild A 51: VERSUCH TN2: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

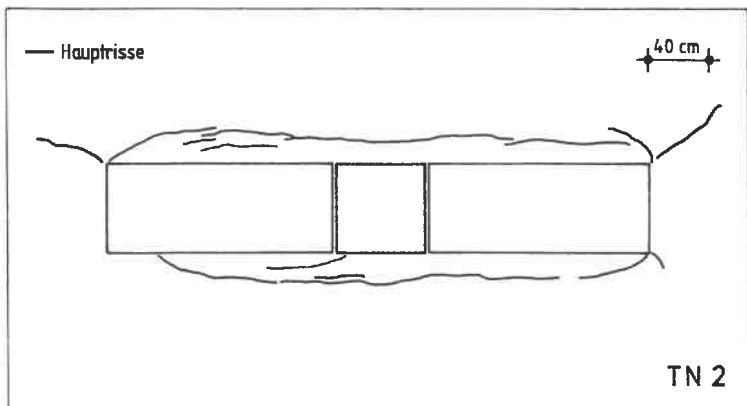


Bild A 52: VERSUCH TN2: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

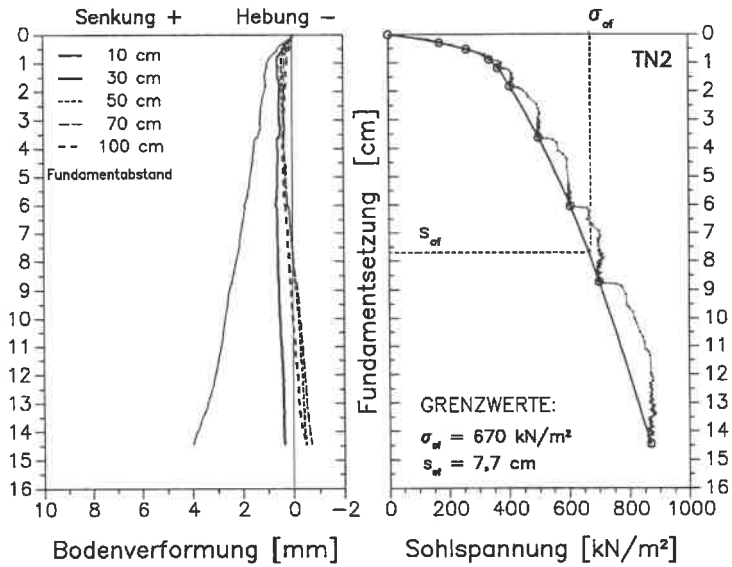


Bild A 53: VERSUCH TN2: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte nach Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

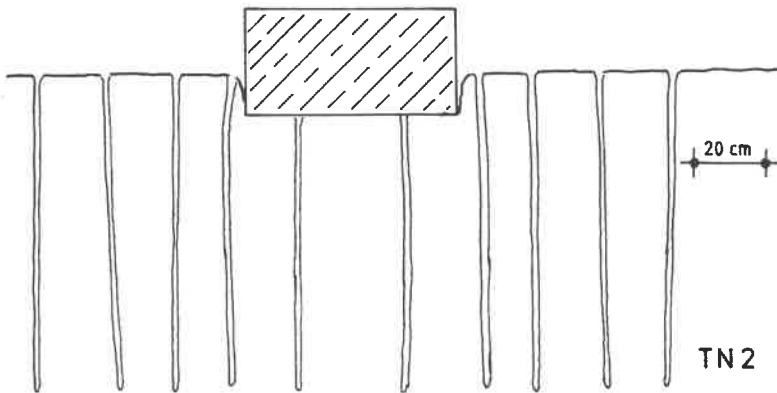


Bild A 54: VERSUCH TN2: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

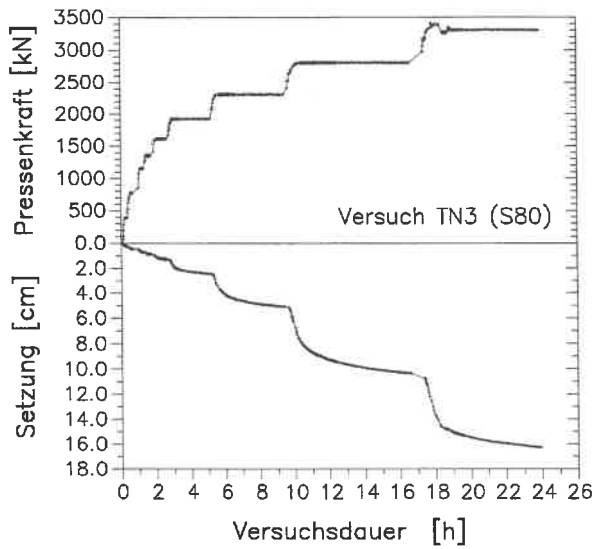


Bild A 55: VERSUCH TN3: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

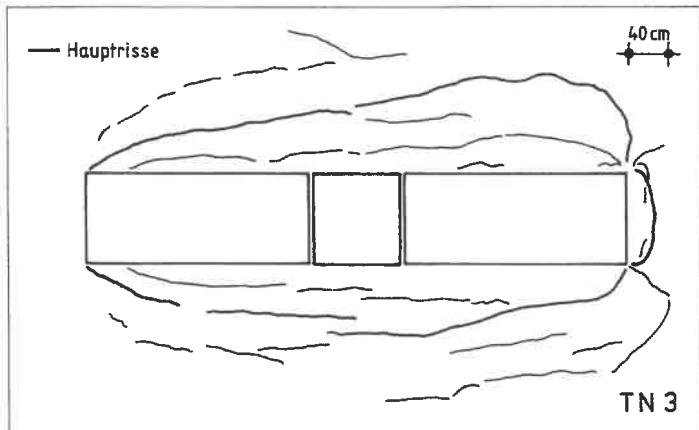


Bild A 56: VERSUCH TN3: Reißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende

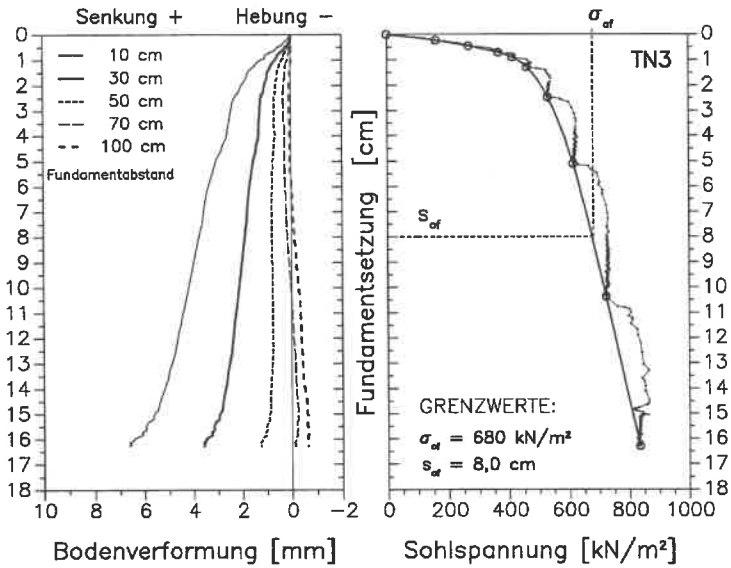


Bild A 57: VERSUCH TN3: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Grenzwerte nach Kapitel 4.4.3 und Verlauf der Oberflächenverformungen

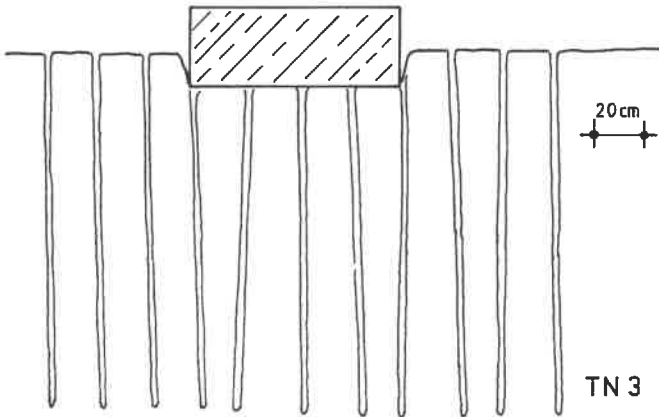


Bild A 58: VERSUCH TN3: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen

Anhang 5.3 Böschungsversuche in der Schüttung FVD

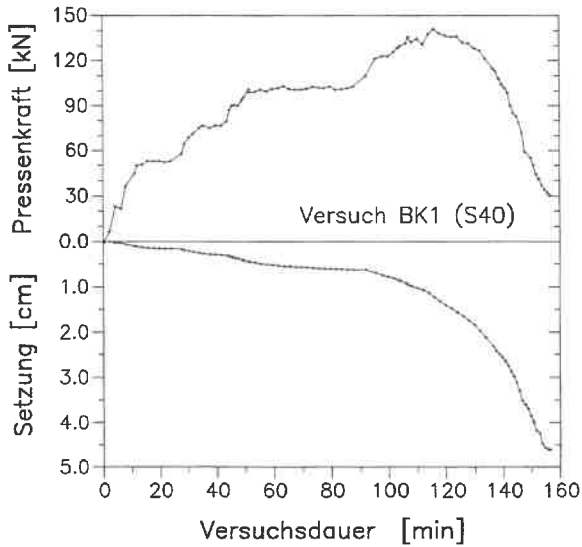


Bild A 59: VERSUCH BK1: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

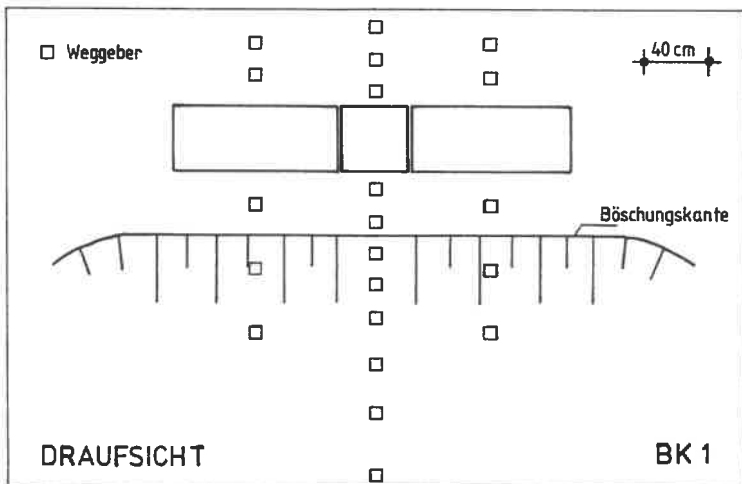


Bild A 60: VERSUCH BK1: Anordnung der Weggeber in der Draufsicht

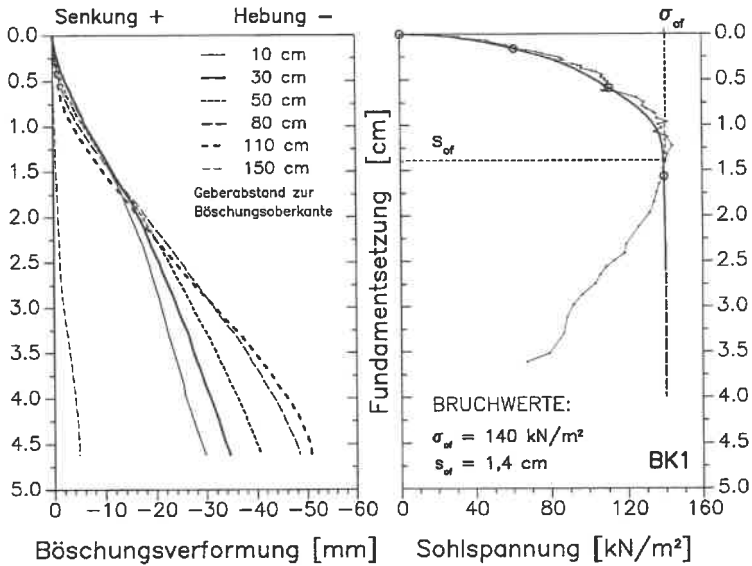


Bild A 61: VERSUCH BK1: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Bruchwerte nach Kapitel 4.4.4 und Verlauf der Böschungsverformungen

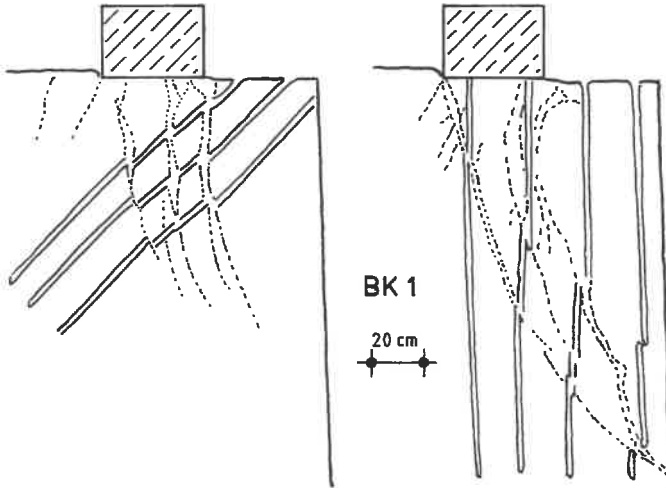


Bild A 62: VERSUCH BK1: Verformung der Schlitzsondierungen mit Bruchkörper

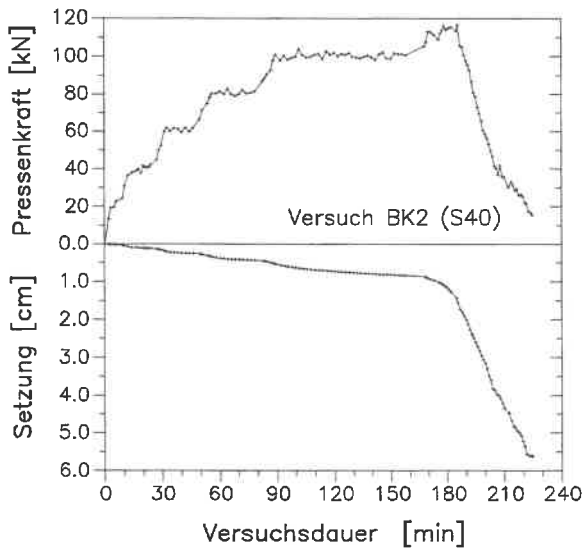


Bild A 63: VERSUCH BK2: Last-Setzungsverlauf über die Versuchsdauer

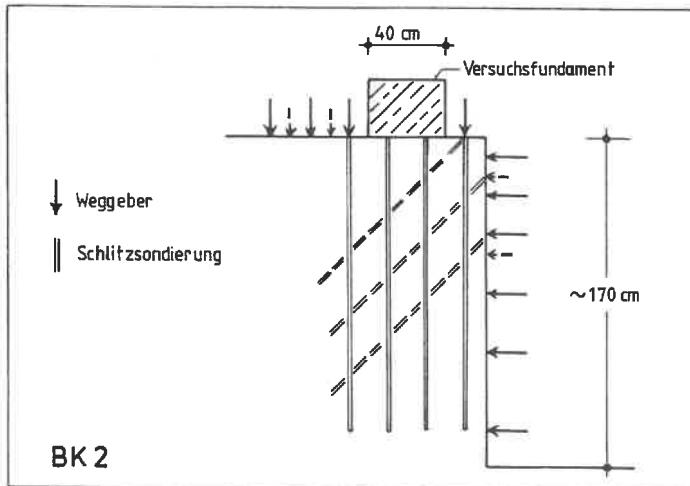


Bild A 64: VERSUCH BK2: Anordnung der Weggeber und Schlitzsondierungen

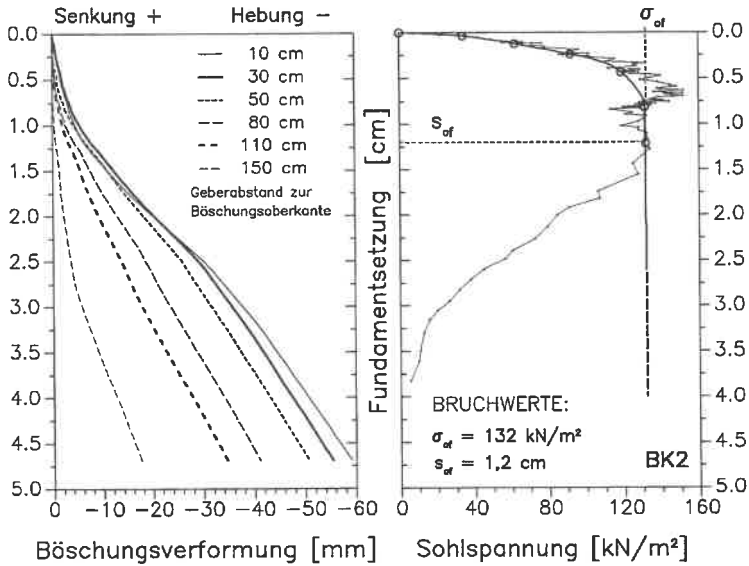


Bild A 65: VERSUCH BK2: Spannungs-Setzungs-Verhalten einschl. Bruchwerte nach Kapitel 4.4.4 und Verlauf der Böschungsverformungen

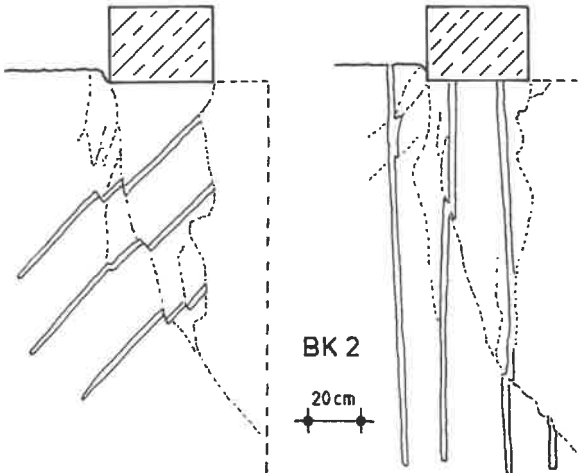


Bild A 66: VERSUCH BK2: Verformung der Schlitzsondierungen mit Bruchkörper

Anhang 6

Auszug aus den FE-Berechnungen

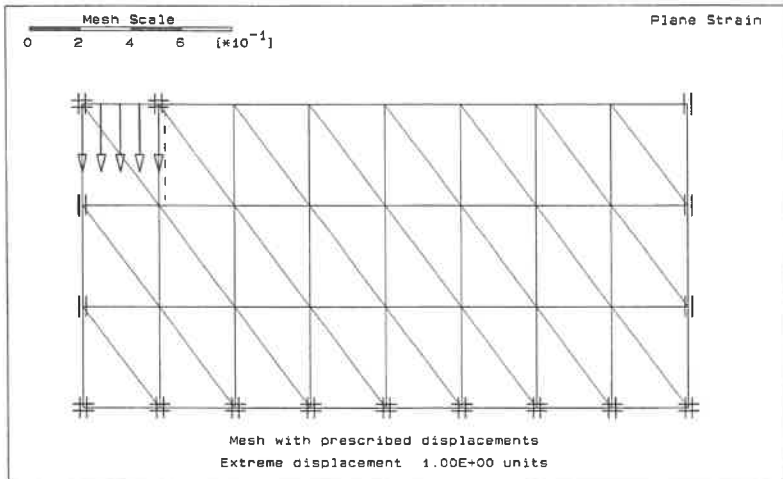


Bild A 67: Elementnetz mit vorgegebenen Randverschiebungen

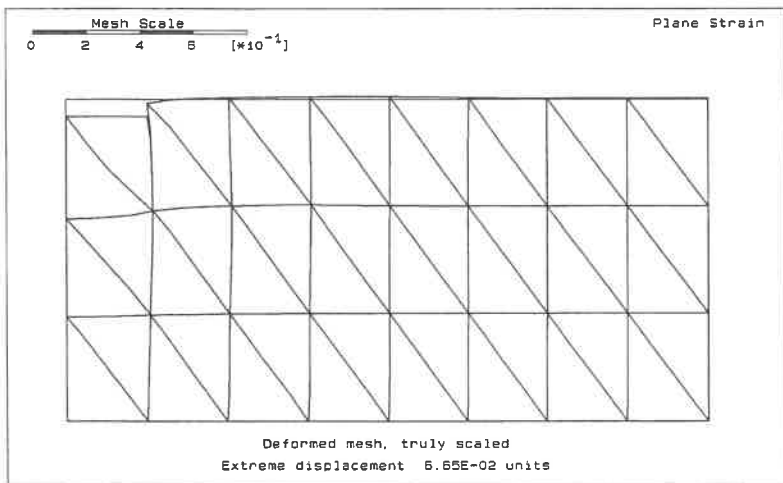
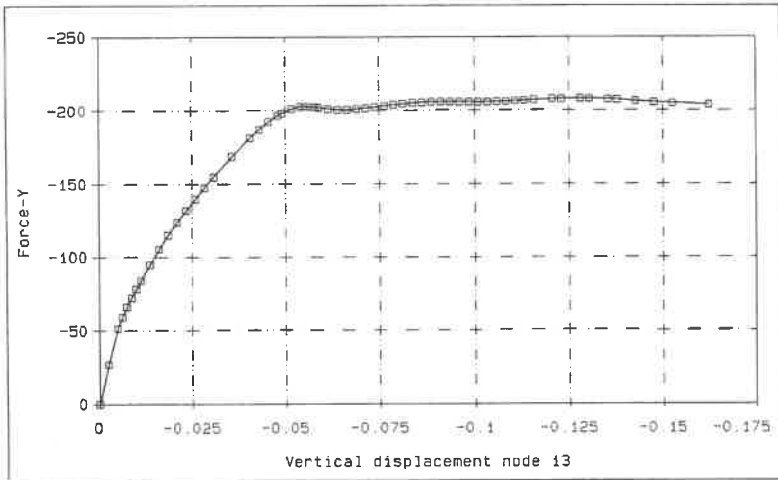
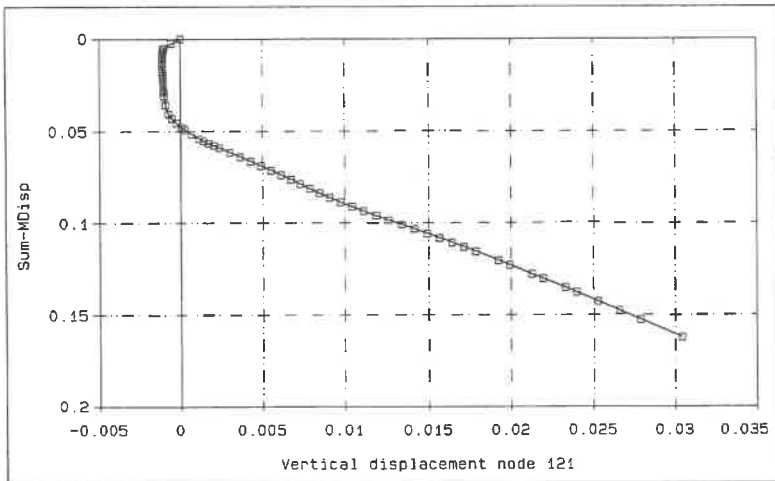


Bild A 68: Verformtes Elementnetz

**Bild A 69: Last-Setzungskurve****Bild A 70: Typische Oberflächenverformung infolge Fundamentsetzung**

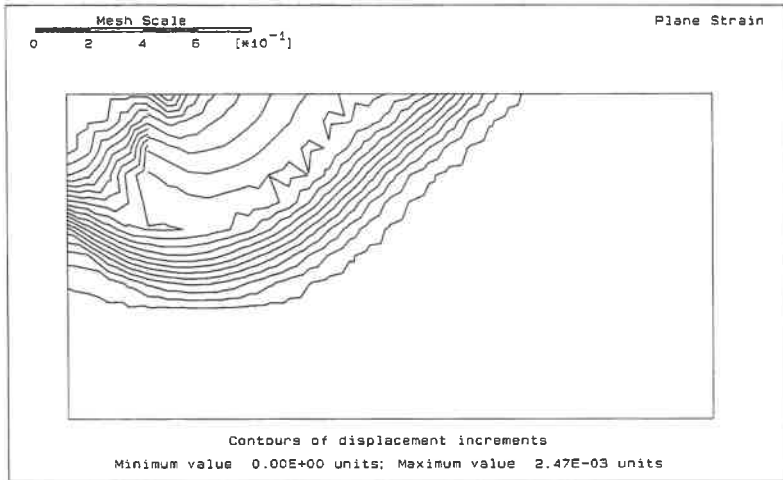


Bild A 71: Isolinien der Verschiebungsinkremente beim Bruch

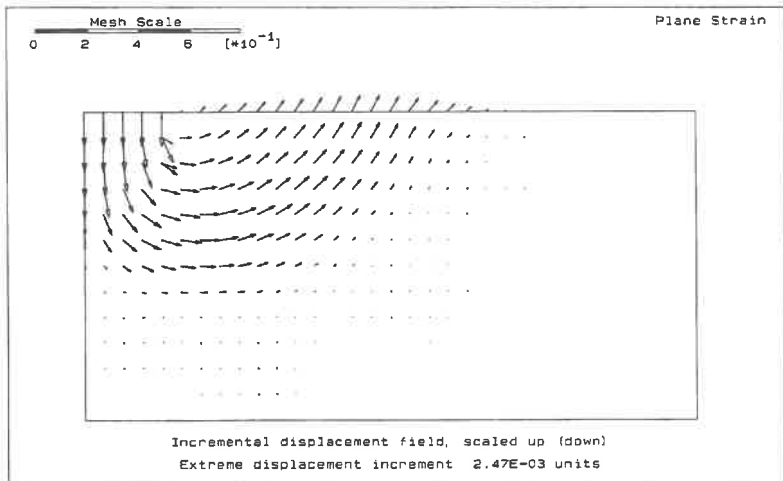


Bild A 72: Inkrementelle Verschiebungsvektoren beim Bruch

Anhang 7

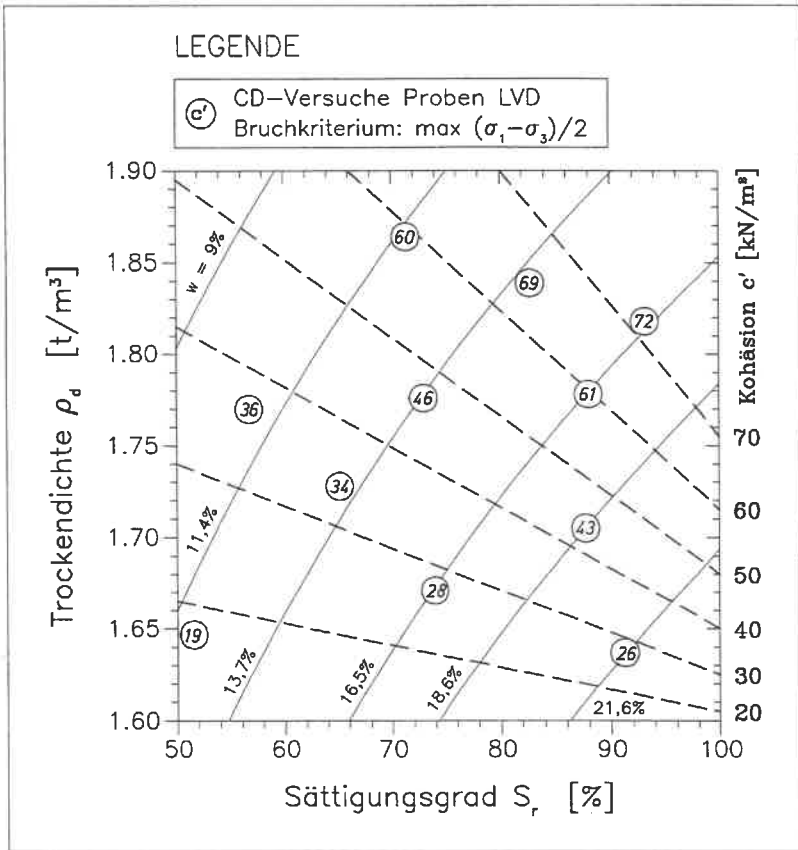
GRAPHISCHE ERMITTLUNG VON LINIEN
GLEICHER EFFEKTIVER KOHÄSION

Bild A 73: Linien gleicher Kohäsion aus Proben LVD

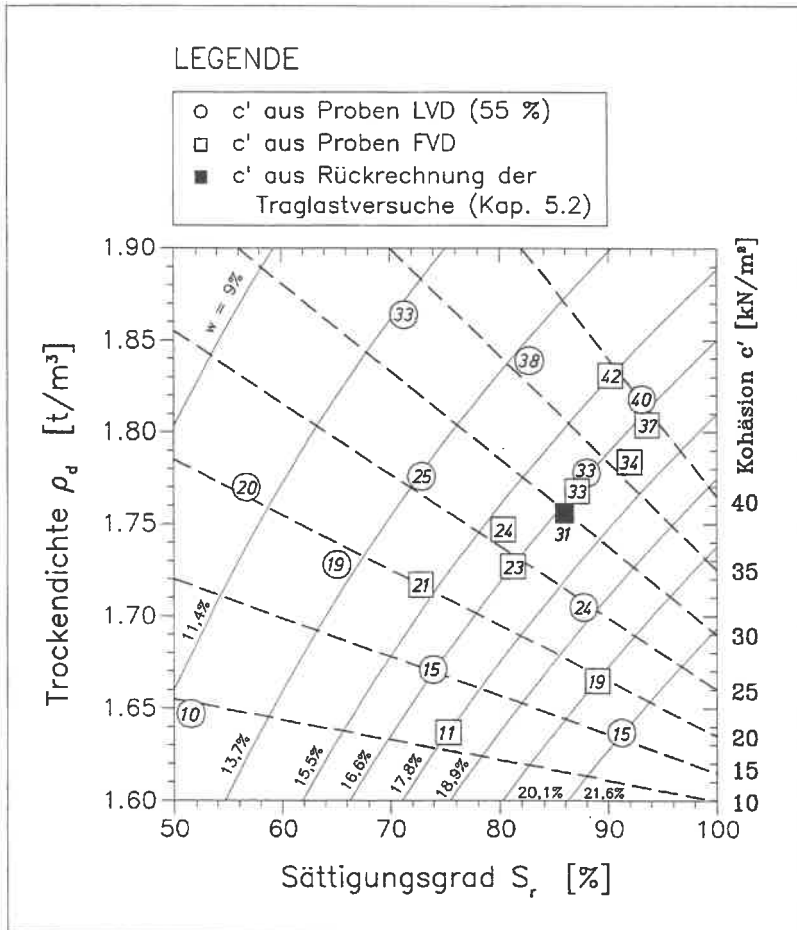


Bild A 74: Linien charakteristischer Kohäsion von künstlich verdichtetem Lößlehm

Anhang 8 FOTODOKUMENTATION

Anhang 8.1 Herstellung der Schüttung



Bild A 75: Aushub und Herstellen des Schüttplanums



Bild A 76: Locker eingebaute Schüttlage aus Lößlehm

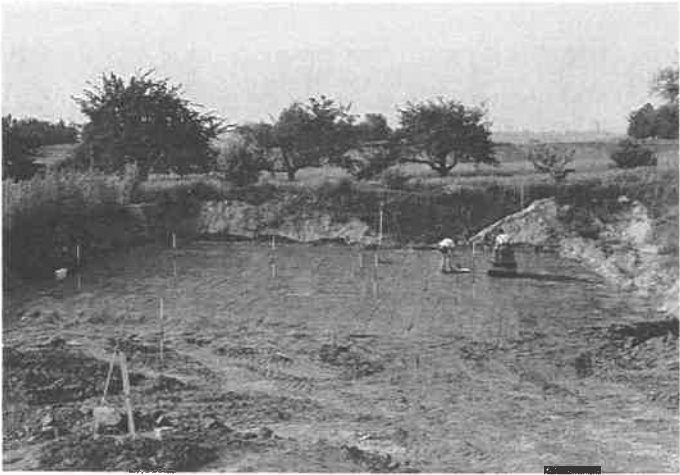


Bild A 77: Verdichten einer Schüttlage und Probenentnahme



Bild A 78: Fertiggestellte Schüttung

Anhang 8.2 Traglastversuche



Bild A 79: Versuchseinrichtung Grundbruchversuche



Bild A 80: Versuchseinrichtung Böschungsversuche



Bild A 81: Anordnung der Fundamenteile



Bild A 82: Anordnung der Weggeber und Kraftmeßdosen im Detail

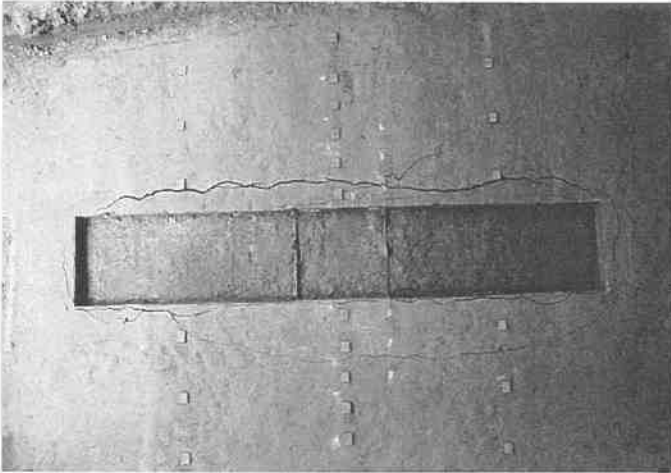


Bild A 83: Rißbild der Bodenoberfläche nach Versuchsende



Bild A 84: Oberflächenverformung infolge Bruchkörperausbildung



Bild A 85: Verformung der senkrechten Schlitzsondierungen



Bild A 86: Abgeschnittene Schlitzsondierungen im Detail

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 Think, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen:
Programm-Dokumentation | vergriffen |
| Nr. 5 | Smolczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UdSSR.
Schleusenorm 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	Smolczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe (1990)	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.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben	
	Smolczyk, U./ Schad, H./ Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung	DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente	DM 20,--

- | | | | | |
|--------|---|--------|---|----------|
| Nr. 26 | Steinmann, B. | (1985) | Zum Verhalten bindiger Böden bei
monotoner einaxialer Beanspruchung | DM 25,-- |
| Nr. 27 | Lee, S.D. | (1987) | Untersuchungen zur Standsicherheit
von Schlitzten im Sand neben Einzel-
fundamenten | DM 25,-- |
| Nr. 28 | Kolb, H. | (1988) | Ermittlung der Sohlreibung von
Gründungskörpern unter horizon-
talem kinematischen Zwang | DM 25,-- |
| Nr. 29 | Ochmann, H. | (1988) | Ebene Grenzzustände von Erd-
böschungen im stochastischen
Sicherheitskonzept | DM 25,-- |
| Nr. 30 | Breinlinger, F. | (1989) | Bodenmechanische Stoffgleichungen
bei großen Deformationen sowie Be-
und Entlastungsvorgängen | DM 30,-- |
| Nr. 31 | Smolczyk, U./
Breinlinger, F./
Schad, H./
Wittlinger, M. | (1989) | Beitrag zur Bemessung von Tunneln
in offener Bauweise | DM 25,-- |
| Nr. 32 | Gußmann, P./
Schanz, T./
Smolczyk, U./
Willand, E. | (1990) | Beiträge zur Anwendung der KEM
(Erddruck, Grundbruch, Stand-
sicherheit 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 | |

in Vorbereitung

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 Bodenkenn- werte in situ aus der Systemantwort des Erregers	DM 30,--
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen	DM 30,--
Nr. 39	Smolczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik	vergriffen
Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm	DM 35,--

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Smolczyk, U. (1971) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau".
s.a. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik
Stuttgart (überarbeitete Ausgaben 1983, 1988)
- [2] Smolczyk, U. (1972) Über die kritische Höhe elastisch gebetteter
Türme.
Der Bauingenieur 47, S. 59-60.
- [3] Smolczyk, U. (1972) Bodenmechanik zwischen Naturwissenschaft
und Technik.
Der Bauingenieur 47, S. 73-80.
- [4] Smolczyk, U. (1972) Der Zugwiderstand von Pfählen.
Der Bauingenieur 47, S. 144-145.
- [5] Smolczyk, U. (1972) Keupermechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 407-419.
- [6] Smolczyk, U./
Gußmann, P. (1972) Zum Stellenwert der theoretischen
Bodenmechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 551-579.
- [7] Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler
Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung
unter besonderer Berücksichtigung der Kon-
solidation einseitig drainierter Tonschichten.
Die Bautechnik 50, S. 20-25.
- [8] Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-
State"-Konzept.
Der Bauingenieur 48, S. 311-314.
- [9] Gußmann, P./
Spotka, H. (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschich-
tiger Tonböden.
Die Bautechnik 50, S. 265-272.
- [10] Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur
Berechnung von Spannungen in wassergesät-
tigten Böden.
Der Bauingenieur 48, S. 370-374.

- [11] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 61-73.
- [12] Gußmann, P./Schad, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 74-90.
- [13] Gußmann, P./Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 91-102.
- [14] Gußmann, P./Thamm, B.R. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 103-117.
- [15] Schad, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 118-121.
- [16] Smolczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 122-129.
- [17] Smolczyk, U./Diem, P./Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 130-136.
- [18] Smolczyk, U./Ljöterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 137-141.

Die Nummern 11 bis 18 enthält das o.g. Heft Geotechnik Nr. 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preis von DM 20.- verkauft wird.

- [19] Smolczyk, U. et al. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.

- [20] Gußmann, P./
Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer
Versuchsproben.
Der Bauingenieur 49, S. 293-298.
- [21] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasser-
druckansätze auf die Standsicherheit von
durchströmten Böschungen.
Der Bauingenieur 49, S. 298-301.
- [22] Smolczyk, U./
Gußmann, P./
Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und
Berechnungsbeispiele.
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [23] Laumans, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente
auf Flächengründungen.
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [24] Smolczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill.
Proc. 1st Baltic Conf. SMFE, Gdansk,
Vol. III, S. 213-222.
- [25] Smolczyk, U./
Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitte-
rungsböden.
Fortschritts-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25,
70 S.
- [26] Smolczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren.
in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S. 203-218.
- [27] Smolczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen?
Der Architekt 2, S. 94-103.
- [28] Smolczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten
Tonstein.
Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Univer-
sität Karlsruhe 63, S. 21-50.
- [29] Smolczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes.
Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, Wien,
Vol. 1.2, S. 561-566.
- [30] Smolczyk, U./
Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände.
Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 245-265.
- [31] Smolczyk, U. (1976) Bau eines Großdocks; Baugrundverbesserung
in tiefem Wasser.
Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 575-592.

- [32] Laumans, Q./
Schad, H. (1976) Calculation of Raft Foundations on Clayey Silts.
Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol. 1, S. 475-488.
- [33] Smolczyk, U./
Hilmer, K./
Franke, E./
Schuppener, B. (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature Change.
Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 225-233.
- [34] Smolczyk, U./
Seeger, H. (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes.
Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, S.443-447.
- [35] Smolczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund.
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift 8/9, S. 12-16.
- [36] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben.
Votr. Baugrundtagung, Berlin, S. 141-161.
- [37] Schulz, H./
Smolczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen.
Votr. Baugrundtagung, Berlin, S. 275-296.
- [38] Smolczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik. Geotechnik 1, S. 29-42.
- [39] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften.
Geotechnik 1, S. 68-74.
- [40] Hilmer, K./
Vogt, N. (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden.
Geotechnik 1, S. 75-84.
- [41] Schmidt, H.H. (1978) Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers.
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.

- [42] Schmidt, H.H. (1978) Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr.
- [43] Gußmann, P. (1979) Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeitsetzungsversuchen. Geotechnik 2, S. 148-154.
- [44] Smolczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium, München 1977, S. 77-80.
- [45] Schmidt, H.H. (1979) Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forsch.ber. FA 5.042 G 77 H, B. f. Verkehr.
- [46] Smolczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüflingenieure Baustatik, Arbeitstagung 4, S. 23-51.
- [47] Smolczyk, U./ Vogt, N./ Hilmer, K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 2, S. 131-140.
- [48] Smolczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, S. 1503-1512.
- [49] Smolczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Fellbach, S. 113-119.
- [50] Smolczyk, U./ Gartung, E. (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S. 639-644.
- [51] Smolczyk, U./ Schmidt, H.H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsges. f. d. Straßenwesen, Koblenz.

- [52] Smolczyk, U. (1980) Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole. Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [53] Gußmann, P./Schad, H. (1980) Numerische Verfahren in der Bodenmechanik. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.7, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [54] Smolczyk, U./Gußmann, P. (1980) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.10, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [55] Smolczyk, U. (1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen. VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau".
- [56] Smolczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 22-28.
- [57] Smolczyk, U. (1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 58-61.
- [58] Buchmaier, R./Smolczyk, U./Schad, H. (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand. Proc. 6th Donaueurop. CSMFE, Varna, Vol. 1a, S. 65-74.
- [59] Malcharek, K. (1981) Unterwasser-Sprengverdichtung - Polnische Praxis. Geotechnik 3, S. 190-192.
- [60] Smolczyk, U./Malcharek, K. (1981) Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S. 396-400.
- [61] Smolczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings. State-of-the-art Report, 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, S. 441-465.

- [62] Gußmann, P./ Lutz, W. (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser. Geotechnik 4, S. 70-81.
- [63] Kunz, B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG). Schlußbericht S-SMO/103 des Instituts für Geotechnik Stuttgart, CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- [64] Salden, D. (1981) Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Geotechnik 4, S. 137-144.
- [65] Melzer, K.-J./ Smolczyk, U. (1982) Dynamic penetration testing. State-of-the-art Report, Proc. 2nd ESOPT, Amsterdam, Vol. 1, S. 191-202.
- [66] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1982) Living Sheets on Steep Slopes. Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, Vol. 1, S. 253-257.
- [67] Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 280-285.
- [68] Smolczyk, U. (1982) Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 535-548.
- [69] Vogt, N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall. Proc. IUTAM Conf. Deformation Failure Granular Materials, Delft, S. 643-652.
- [70] Smolczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. Proc. 10. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 408-415.
- [71] Smolczyk, U./ Netzel, D. (1982) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.

- [72] Smolczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [73] Smolczyk, U./ Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.5, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [74] Schenck, W./ Smolczyk, U./ Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.12, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [75] Schenck, W./ Smolczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [76] Gußmann, P. (1982) Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Conf. Num. Meth. Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. 1, S. 47-52.
- [77] Gußmann, P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. Proc. IUTAM Symp. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, S. 545-550.
- [78] Smolczyk, U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE, Helsinki, Vol. 3, S. 1105-1116.
- [79] Smolczyk, U. (1983) Axiale Pfahl-Probebelastung: Empfehlungen für die Durchführung. Geotechnik 6, S. 174-195.
- [80] Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten. Proc. 7th Donaueurop. CSMFE, Kishinev, UdSSR, Vol. III, S. 55-60.
- [81] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1984) Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. Geotechnik 7, S. 117-129.
- [82] Smolczyk, U. (1984) Wie sicher müssen Altbauten sein? Geotechnik 7, S. 174-181.
- [83] Smolczyk, U. (1984) Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. Geotechnik 7, S. 214.

- [84] Smolczyk, U. (1984) Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. Proc. 23. Int. Chemiefasertagung, Dornbirn, S. 551-569.
- [85] Gußmann, P./ Ochmann, H. (1985) Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 825-829.
- [86] Smolczyk, U./ Salden, D./ Majchrzyk, K. (1985) Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 1055-1059.
- [87] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1985) Slope protection by membrane structures. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2, S. 323-336.
- [88] Smolczyk, U. (1985) Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading. Geotechnical Testing Journal, Vol. 8, S. 79-90.
- [89] Schad, H. (1985) Computing Costs for FEM Analysis of Foundation Engineering Problems and Possible Ways of Increasing Efficiency. Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, S. 261-275.
- [90] Smolczyk, U. (1985) Neue Erfahrungen mit der Seitendrucksonde. Geotechnik 8, S. 109-114.
- [91] Smolczyk, U. (1985) Vor 100 Jahren: Reynolds beschreibt die Dilatanz. Geotechnik 8, S. 208-209.
- [92] Gußmann, P. (1986) Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics. Proc. ECONMIG 86, Stuttgart, Vol. 2.
- [93] Smolczyk, U./ Schad, H. (1986) Steigerung der Arbeitssicherheit und Umweltfreundlichkeit bei der Böschungssicherung. Die Bautechnik 63, S. 289-294.
- [94] Smolczyk, U. (1986) Zur Bewehrung des Bodens mit Geotextilien und Drahtgeweben. Proc. 14. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 118-125.

- [95] Baumann, J./ Ochmann, H. (1986) Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erd-dämmen an Speicherbecken. Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 261-273.
- [96] Breinlinger, F. (1987) The finite element method as design aid for tunnels built in open cuts. Review 1st Young Geotechn. Engrs. Conf. YGEC '87, Copenhagen, Denmark, S. 1-9.
- [97] Gußmann, P. (1987) Kinematical Element Method in Soil Mechanics. Proc. NUMEG 87, Vysoke Tatry, CSSR, Vol. 1, S. 116-128.
- [98] Gußmann, P. (1987) Böschungsgleichgewicht im Lockergestein. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.2, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [99] Smoltczyk, U. (1987) Stützmauern. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [100] Smoltczyk, U. (1987) Underpinning, Part 54 in: Ground Engineers Reference Book. Butterworths, London.
- [101] Smoltczyk, U. (1987) Zum Einfluß der Einbindtiefe auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit von Einzelfundamenten. Geotechnik 10, S. 153-155.
- [102] Schad, H./ Breinlinger, F. (1988) Experiences with the analysis of geotechnical problems solved by the FEM using different equation solvers on several computers. Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Vol. 1, S. 183-187.
- [103] Gußmann, P. (1988) KEM in Geomechanics. Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Vol. 2, S. 823-828.
- [104] Smoltczyk, U. (1988) 10 Jahre 'Geotechnik'. Sadgorski, W. Geotechnik 11, S. 124-132.
- [105] Smoltczyk, U. (1988) Quo vadis, DIN 1054 ? Geotechnik 11, S. 215-221.

- [106] Gußmann, P. (1989) Praktische Berechnungen mit KEM.
in: Berichte zum Schlußkolloquium des
DFG-Schwerpunktprogramms "Nichtlineare
Berechnungen im Konstruktiven Ingenieurbau".
Springer-Verlag, S. 605-626.
- [107] Gußmann, P. (1989) Application of the KEM to different limit
load problems.
European Mechanics Colloquium/248:
"Non Linear Soil-Structure Interaction".
Grenoble, S. 86-89.
- [108] Henne, J. (1989) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezug-
festigkeit von bindigen Böden.
Geotechnik 12, S. 96-99.
- [109] Salden, D. (1989) Bestimmung der Scherfestigkeit künstlich
verdichteter Schüttungen aus Ton- und
Schluffsteinen.
7. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie,
Bensheim, S. 99-106.
- [110] Smolczyk, U./
Kolb, H. (1989) Analysis of ground friction mobilized by
raft prestressing.
Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro,
Vol. 1, S. 723-726.
- [111] Gußmann, P./
Schanz, T. (1989) KEM-Nachweise im Grundbau.
Geotechnik 12, S. 127-133, sowie
Mitteilungen des IGS, Heft 32, Teil 2.
- [112] Smolczyk, U. (1989) Einfluß des Bauverfahrens auf den
Erkundungsumfang bei Tiefgründungen.
Proc. 17. Geotechn. Konferenz, Brünn,
CSSR, S. 8-13.
- [113] Gußmann, P. (1989) Vergleich von Böschungsbruch und Grund-
bruch unter Einbeziehung der KEM.
Vortrag Ohde-Kolloquium, TU Dresden,
S. 41-64.
- [114] Smolczyk, U./
Schad, H. (1990) Zur Diskussion der Teilsicherheitsbeiwerte
für den Grundbruchnachweis.
Geotechnik 13, S. 41-43.
- [115] Smolczyk, U. (1990) European Geotechnics in the Nineties.
ISSMFE News, Vol. 17, No. 2, March 1990.

- [116] Smolczyk, U. (1990) Internationale Vereinbarungen; Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [117] Gußmann, P. (1990) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.9, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [118] Gußmann, P./Schad, H. (1990) Numerische Verfahren. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.11, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [119] Smolczyk, U. (1990) Die DGEG in den neunziger Jahren. Geotechnik 13, S. 121-122.
- [120] Breinlinger, F./Schad, H. (1990) Extension of an elastoplastic double hardening model to viscoplasticity within the frame of finite strains. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 71-82.
- [121] Gußmann, P./Lee, S.D. (1990) 3D - Bearing capacity of pad foundations next to slurry trenches. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 599-609.
- [122] Smolczyk, U. (1990) Geotechnics - Research and Reality Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 31-37.
- [123] Henne, J. (1990) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 489-494.
- [124] Smolczyk, U./Henne, J. (1990) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit und Grenzdehnung von bindigen Böden. 3. Intern. KfK/TNO Kongress über Altlasten, Karlsruhe, Band II, S. 1383-1384.
- [125] Schad, H./Breinlinger, F. (1991) Numerical analysis of visco-elastoplastic soil behaviour considering large deformations. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 1, S. 255-260.

- [126] Smoltczyk, U./ Henne, J. (1991) Criteria for evaluating geotextile-reinforced clay liners supporting wastes on compressible foundations - Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 563-567.
- [127] Smoltczyk, U./ Wittlinger, M. (1991) Passive earth pressure of cohesive soils (mobilisation): Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 749-752.
- [128] Smoltczyk, U./ Hilmer, K. (1991) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [129] Smoltczyk, U. (1991) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [130] Smoltczyk, U. (1991) Probleme der Harmonisierung der europäischen Baugrundnormen. Ohde-Kolloquium Berlin, Vorträge, S. 1-13.
- [131] Smoltczyk, U./ Schad, H./ Willand, E. (1991) Borehole-jack investigations in frozen ground of high strength. Proc. 7th Int. Congress on Rock Mechanics, Aachen, S. 615-618.
- [132] Smoltczyk, U. (1991) Einsatzmöglichkeiten der FEM in der Grundbaupraxis. Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis, S. 35-45, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [133] Smoltczyk, U. (1992) Sicherung und Sicherheit von Hängen und Böschungen. Wechselwirkungen: Jahrbuch 1991 der Universität Stuttgart.
- [134] Smoltczyk, U. (1992) Chances and Limits of FEM. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [135] Gußmann, P. (1992) Safety analysis and computation of safety factors. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [136] Gußmann, P./ Brinkgreve, R.B.J. (1992) Slope stability problems. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.

- [137] Smolczyk, U./ Henne, J. (1992) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Abschlußbericht zu Projekt Wasser-Abfall-Boden, PD87.057, Kernforschungszentrum Karlsruhe, PWAB-Bericht 11, März 1992, 123 Seiten.
- [138] Stolle, D.F./ Schad, H. (1992) An update reference configuration formulation for large-deformation problems. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 16, S. 295-306.
- [139] Smolczyk, U./ Netzel, D. (1992) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [140] Lächler, W./ Mangold, K./ Schad, H. (1992) Deformation and seepage analysis in a waste deposit by FEM. 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [141] Schad, H. (1992) Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt-Clay. Invited lecture for 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [142] Smolczyk, U./ Ma, J./ Thaier, M. (1992) Untersuchung von Böschungs-Stützscheiben durch Zentrifugen-Modellversuche. Vortr. Baugrundtagung, Dresden, S. 407-416.
- [143] Gußmann, P. (1992) Die Methode der Kinematischen Elemente und adaptive Optimierung. Bauingenieur 67, S. 409-417, Springer-Verlag.
- [144] Weber, K./ Gußmann, P. (1992) Vergleichende Untersuchungen zu Bruchzuständen in Böden nach den Verfahren der FEM und KEM. Bautechnik 69, Heft 11, S. 625-631, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.
- [145] Smolczyk, U. (1993) A FEM Case Study With Elasto-Plastic Soil Behaviour. Proc. IV. Russian Conference "Non-Linear Soil Mechanics", St. Petersburg, Vol. 3, S. 3-6.
- [146] Brinkmann, C. (1993) Großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Übergangskonstruktionen im Dammbau unter Berücksichtigung von Verformungen. Vortr. Ohde-Kolloquium, Dresden.

- [147] Smolczyk, U. (1993) Bautechnik und Umweltschutz.
Bautechnik 70, Heft 5, S. 251.
- [148] Rilling, B./ Smolczyk, U. (1994) Ultimate Bearing Capacity Tests of Shallow Foundations on Compacted Cohesive Soils.
Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, India, Vol. 2, S. 563-566.
- [149] Gußmann, P. (1994) Numerische Nachweisverfahren.
Seminar "Nachweis der Grenzzustände in der Geotechnik", Technische Akademie Esslingen.
- [150] Smolczyk, U. (1994) Experten und/oder (?) Expertensysteme in der Geotechnik.
Bautechnik 71, Heft 3, S. 133.