

ERDWIDERSTANDSERMITTLUNG
BEI MONOTONEN UND WIEDERHOLTEN
WANDBEWEGUNGEN IN SAND

Von der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

NORBERT VOGT
geboren in Wesel/Rees

Hauptberichter	: Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk
Mitberichter	: Prof. Dr.-Ing. G. Gudehus
Tag der Einreichung	: 03. Oktober 1983
Tag der mündlichen Prüfung	: 20. Dezember 1983

Vorwort des Herausgebers

Seit über zehn Jahren befaßt sich das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart mit Sonderfragen des Erddrucks und Erdwiderstands, und zwar insbesondere mit Wechselwirkungen zwischen hohen Stützwänden und nichtbindigem Hinterfüllungsboden. Nach vorhergehenden Arbeiten von HILMER (1976), LAUMANS (1977), SPOTKA (1977) und SCHMIDT (1981) wird in der vorliegenden Dissertation von Herrn VOGT noch einmal die Frage nach dem stationären oder instationärem Verhalten des Bodens aufgegriffen, wenn dieser einer vielfachen Zu- und Abnahme des aufzunehmenden Wanddrucks unterworfen ist.

Ein großer Vorteil war dabei der Umstand, daß mehrjährige Beobachtungsdaten von zwei großen Wasserbauwerken zur Verfügung standen. Der Autor kann überzeugend nachweisen, daß bei der heute gängigen Bemessung der hohen Stützwände z.B. bei Schachtschleusen keine versteckten Risiken eingegangen werden.

Vorteilhaft war auch die Möglichkeit, dank der Förderung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft, großmaßstäbliche Erdwiderstandsversuche mit hin- und hergehender Zwangsbewegung der Wand sowie auch problemorientierte und in dieser Form neuartige, dreidimensionale Scherversuche an dem "True Triaxial"-Gerät in der Universität Karlsruhe ausführen zu können.

Die von VOGT hier vorgeschlagene, überraschend einfache Mobilisierungsfunktion für sowohl das lokale wie auch das globale Erdwiderstandsverhalten ist also mehrfach abgesichert und kann der Praxis für schwachbindige Bodenarten zur Anwendung empfohlen werden.

Allen an dieser Untersuchung beteiligten Institutionen, vor allem der Deutschen Forschungsgemeinschaft, danke für ihre kooperative und unbürokratische Förderung.

Smoltczyk

Vorbemerkung des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Mein persönlicher Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk für die Förderung dieser Arbeit, seine vielfältigen Anregungen und für die Übernahme des Hauptberichtes. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Gudehus für die Übernahme des Mitberichtes und für sein konstruktives Interesse an dieser Arbeit von Anfang an.

Besonders danke ich Herrn Helmut Sooss für seine Hilfe, seine Ideen und seinen Einsatz beim Aufbau und bei der Durchführung der großmaßstäblichen Modellversuche. Mein Dank gilt auch den Diplomanden C. Lenz und J. Rommeswinkel, die mit der Durchführung von Dreiachsisversuchen und Modelluntersuchungen zu dieser Arbeit beigetragen haben.

Norbert Vogt, Stuttgart, im Januar 1984

Summary

(Zusammenfassung in deutscher Sprache siehe Seite 97)

Based on laboratory tests, in situ measurements and model tests, this thesis contributes to analyse partly-mobilised passive earth pressure as a function of wall displacements. A main aspect was to clarify the influence of repeated loadings.

The similarity of shear mobilisation in soil element tests to earth pressure mobilisation behind walls could be pointed out for active as well as for passive loadings.

All accomplished laboratory tests showed contractancy at every change of stress path direction. The contractancy thus lead to a densification under drained conditions and repeated loadings. Under small and medium stresses (in reference to failure criteria) cyclic loadings lead to a cyclic behaviour of the soil material.

The influence of repeated loadings on the analysed earth pressure problems was so small that it could not significantly be recognized during in situ measurement. During test programmes cyclic movements as well as cyclic loadings of walls were induced. The amplitudes, however, were rather small compared to failure states.

A function describing the mobilisation of passive earth pressure was derived mainly from the results of model tests. It made it possible to recalculate the measurements at only small expense and to predict satisfactorily the distribution and magnitude of earth pressure behind displaced walls. Using the proposed function, earth pressure stresses can be analysed at every point behind a wall due to the local displacement and the local depth under the surface of the back-fill.

A Finite-Element analysis, which was additionally performed to check the above-mentioned simplified function, yielded results of similar quality (compared to the measurements) but at much greater expense. The Finite Element analysis was based on a simple incremental Hooke's law as constitutive model.

Inhalt

	Seite
Bezeichnungen	6
1. Ziel der Untersuchung	8
2. Laborversuche an Bodenproben	11
2.1 Oedometerversuche	12
2.2 Dreiachsalversuche	13
2.3 Quaderverformungsversuche	18
2.4 Scherkastenversuche	34
2.5 Unterschied zwischen drainierten und undrainierten Versuchen	43
3. Bauwerksmessungen	45
3.1 Messungen an der Schleuse Eibach	45
3.2 Messungen an der Schleuse Iffezheim	53
4. Modellversuche	58
4.1 großmaßstäbliche Modellversuche an einer mit Sand hinterfüllten Wand	59
4.2 Versuche an einer kleinen, mit Kohlestäbchen hinterfüllten Wand	70
5. Theoretische und numerische Untersuchungen	78
5.1 Vorschlag einer Mobilisierungsfunktion	78
5.2 Erddruckberechnung mit Hilfe der Mobilisierungsfunktion	82
5.3 Erddruckberechnung mit Finiten Elementen	85
6. Zusammenfassung	91
Literaturverzeichnis	92
Anlage 1: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für linear-elastisches Material im ebenen Verzerrungszustand	97
Anlage 2: Berechnung einer mittleren Probenspannung aus Randkräften	98
Anlage 3: Berechnungsbeispiel mit der Mobilisierungsfunktion	100

Bezeichnungen

a, b, c, d	[1]	Konstante für Ausgleichsfunktionen
C, D	[1]	Parameter für Stoffgesetz
C_c	[1]	Kompressionsbeiwert
d_{10}, d_{60}, d_{90}	[mm]	Korndurchmesser aus Kornverteilungskurve
D	[1]	Lagerungsdichte
D_a	[1]	Parameter für kinematische Grenzbedingung
e, e_{min}, e_{max}, e_o	[1]	Porenzahl
E	[MN/m ²]	Elastizitätsmodul
E_s	[MN/m ²]	Steifemodul
G	[MN/m ²]	Schubmodul
K	[MN/m ²]	Kompressionsmodul
K_h, K_o, K_{ah}, K_{ph}	[1]	Erdruckbeiwerte
$l, \Delta l$	[m]	Länge, Längenänderung
l_v	[1]	Längenmaßstab
n	[1]	Parameter für Stoffgesetz
p_{atm}	[kN/m ²]	atmosphärischer Druck
P_v	[1]	Kräftemaßstab
S	[1]	Scherzahl
$T, \Delta T$	[°C]	Temperatur, Temperaturänderung
T_j	[kN/m]	Probenrandkraft
Δu	[kN/m ²]	Porenwasserüberdruck
v, v_o	[mm]	Verschiebungen
$V, \Delta V$	[cm ³]	Volumen, Volumenänderung
w_n	[1]	natürlicher Wassergehalt
x, y, z	[m]	kartesische Koordinaten, y-Achse normal zur Scherebene, z-Achse vertikal
α_T	[1/°C]	Temperaturdehnungskoeffizient
$\gamma, \gamma_s, \gamma_d, \gamma_f$	[kN/m ³]	Wichten
γ_v	[1]	Maßstab der Wichten

δ	[Grad]	Winkel der Erddruckneigung
$\epsilon, \Delta\epsilon, \dot{\epsilon}$	[1]	Dehnung, Dehnungsinkrement
ϵ_v	[1]	Dehnungsmaßstab
ν	[1]	Querdehnzahl
$\bar{\nu}$	[Grad]	Dilatanzwinkel
$\sigma, \Delta\sigma$	[kN/m ²]	Spannung, Spannungsinkrement
σ_v	[1]	Spannungsmaßstab
$\varphi, \varphi_f, \varphi_{mob}, \varphi_{cal}$	[Grad]	Scherwinkel

Fußzeiger

ah	aktiv, horizontal
cal	als Rechenansatzwert
el	elastisch
f	1. zur Grenzbedingung gehörig (failure) 2. feucht (bei der Wichte)
h	horizontal
i, j	durch x,y,z oder 1,2,3 oder 1,2,3, ..., n zu ersetzen
min, max	minimal, maximal
mob	mobilisiert
n	natürlich
o	1. zum Ausgangszustand gehörig 2. oben (bei der Wandverschiebung)
ph	passiv, horizontal
pl	plastisch
t	tangential
v	1. volumetrisch 2. Vergleich (bei Maßstäben)
x,y,z	Indizierung von Komponenten bezüglich kartesischer Koordinaten
1,2,3	Indizierung der Hauptkomponenten

Weitere Bezeichnungen sind im Text erläutert

1. Ziel der Untersuchung

Schleusenkammerwände werden aufgrund ihrer Belastung durch wechselnde Wasserstände und Temperaturbeanspruchung wiederholt gegen ihre Hinterfüllung bewegt. Auch Brückenwiderlager, die horizontal kraftschlüssig mit dem Brückenüberbau verbunden sind, haben infolge von Verkehrslasten (Bremsen) und Temperaturzwängungen wiederholt große horizontale Lasten über Erdwiderstand abzutragen. In der Grundbaupraxis lassen sich weitere Beispiele finden, bei denen der Erdwiderstand planmäßig oder als stille Reserve zur Abtragung horizontaler Kräfte herangezogen wird oder bei denen Erdwiderstand durch Zwängungsbeanspruchungen teilweise mobilisiert wird. Häufig handelt es sich dabei um regelmäßig oder wiederholt auftretende Belastungen (horizontal belastete Großbohrpfähle, Verankerungen, Bettung dünnwandiger Tunnelschalen etc.).

Hilmer (1976) hat in erster Linie qualitativ das Problem des Erddruckes auf Schleusenkammerwände behandelt. Beim Abschluß seiner Arbeit lagen von ihm veranlaßte Bauwerksmessungen jedoch nicht genügend langfristig vor, um die Frage zu klären, ob die ständig sich umkehrenden Bewegungen Erddruckänderungen bewirken.

Franke & Schuppener in Smoltczyk et al. (1977) hatten beim Schiffshebewerk Lüneburg eine Erddruckzunahme während eines Beobachtungszeitraumes von 5 Jahren gemessen. Diese Erddruckzunahme wird durch einen Bewegungsvorgang erklärt, der durch Sommer - Winter - Zyklen hervorgerufen wird und die Kammern immer weiter gegen die Hinterfüllung drückt. Es handelt sich hierbei also um eine Erddruckzunahme infolge zunehmender Verschiebungen; eine Erddruckzunahme infolge zyklischer Bewegungen wurde aus den Messungen nicht abgeleitet, aber auch nicht ausgeschlossen.

Bei Messungen an sowjetischen Schleusen, über die Carew & Feldmann (1965) berichteten, wurden im Laufe der Jahre regelmäßig ein starker Erddruckzuwachs in den Sommern und nur geringe Erddruckabnahme in den Wintern, insgesamt also ein ständig wachsender Erddruck festgestellt. Leider wird nicht über zugehörige Verformungsmessungen berichtet, auch werden die Meßergebnisse nicht interpretiert. Solche Erddruckzunahmen könnten allein durch zyklische Beanspruchungen erklärt werden (Sperrklinkeneffekt, Kornumlagerungen), sind jedoch m.W. bisher nirgends nachgewiesen worden.

Wir sahen daher eine Aufgabe darin, den Einfluß zyklischer Bewegungen auf den Erddruck zu untersuchen. Dazu waren Versuche an Bodenproben und an einem groß-

maßstäblichen Modell sowie die Auswertung verschiedener Bauwerksmessungen vorgesehen. Über ein Stoffgesetz, welches in der Lage ist, Umkehrvorgänge zu beschreiben (eingebracht in Finite-Element-Berechnungen), sollten die abgeleiteten Erkenntnisse auf andere Randwertprobleme übertragbar gemacht werden.

So wurden bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft zwei Forschungsbeihilfen zur Ermöglichung dieser Untersuchungen beantragt und bewilligt. Über die großmaßstäblichen Modellversuche liegt ein Forschungsbericht (Smoltczyk & Vogt (1982)) vor.

Während der Bearbeitung des Themas stellte sich immer stärker heraus, daß eine befriedigende analytische und numerische Lösung der Beschreibung von Umkehrvorgängen nicht sinnvoll oder überhaupt unmöglich ist, solange nicht einmal die Beschreibung monotoner Belastungen hinreichend gelöst ist.

Es gibt zwar genügend Stoffgesetze, die nach der Wahl der entsprechenden Materialparameter in der Lage sind, alle möglichen Versuche im nachhinein beliebig genau wiederzugeben. Zuletzt beim Workshop in Grenoble (Gudehus et al. (1984)) zeigte sich jedoch, daß keines der vielen von namhaften Forschern in aller Welt entwickelten Stoffgesetze in der Lage war, mit einem Parametersatz, der aus einigen ("Input")-Versuchen zu bestimmen war, das Materialverhalten des gleichen Bodens in allen anderen ("Output")-Versuchen vorherzusagen. Das soll und darf nicht heißen, daß die Arbeit an und mit Stoffgesetzen unnötig und zwecklos ist; für die Lösung dieser Aufgabe wurde jedoch bewußt auch nach anderen Wegen gesucht, die Ergebnisse aus Element- und Modellversuchen auf praktische Randwertprobleme zu übertragen.

Bei den meisten Grundbauproblemen, bei denen der Erdwiderstand eine Rolle spielt, wird der passive Erddruck nicht in seiner vollen Größe, sondern nur zu einem Teil mobilisiert. Der Grad der Mobilisierung hängt von der Bewegungsart (Kopfpunktdrehung, Fußpunktdrehung, Parallelverschiebung, Verbiegung einer Wand) und von der Größe der Bewegung in nichtlinearer Form ab, wie bereits Terzaghi in seinem zusammenfassenden Bericht (1934) erkannte.

Es gibt wenige Ansätze zur Erfassung der Erdwiderstandsmobilisierung. In der Regel (s. Beiblatt zu DIN 4085, (1982)) wird dabei nur die Mobilisierung der Gesamtkraft beschrieben; über die Erddruckverteilung werden nur wenige Angaben gemacht. Die Ansätze beschränken sich auf starre Stützwände und Widerlager.

Smoltczyk (1964) ging für die Berechnung einer eingespannten Turmgründung davon aus, daß die Mobilisierung des Erdwiderstandes durch ein idealisiertes Scherweg-

diagramm, welches er durch eine quadratische Parabel annäherte, beschrieben werden kann, und fand damit lokale Erdwiderstandsbeiwerte in Abhängigkeit von lokalen Verschiebungen. Seine Mobilisierungsfunktion hat jedoch nur für die spezielle Kinematik Bedeutung und ist nicht allgemein übertragbar; sie versagt vor allem bei der Annäherung an den Grenzzustand.

James & Bransby (1970) zeigten auf, daß der Erdwiderstand nicht gleichartig und gleichmäßig auf der ganzen Wandhöhe mobilisiert wird und daß lokale Einflüsse (Tiefe unter GOK des betrachteten Spannungspunktes; lokale Verschiebung, bezogen auf die Gesamthöhe der Wand) zu berücksichtigen sind.

Laumans (1977) deutete seine Modellversuche mit einer von der Tiefe, der Wandverschiebung und der Lage des Drehpunktes abhängigen lokalen Erddruckmobilisierung.

Da vor allem die großmaßstäblichen Modellversuche, über die auch in dieser Arbeit näher berichtet wird, mit den aus der o.g. Literatur bekannten Mobilisierungsansätzen nicht angemessen zu beschreiben waren, ergab sich (neben der Untersuchung der zyklischen Einflüsse) für die gesamte Arbeit die wesentliche Aufgabe, einen Ansatz zu finden, der die Mobilisierung des Erdwiderstandes für möglichst viele Randwertaufgaben beschreibt und der einfach handhabbar ist.

Für sehr komplizierte Randwertaufgaben bleibt auf lange Sicht immer noch die Möglichkeit bestehen, über Stoffgesetze und numerische Integrationsmethoden Lösungen zu finden.

Nachdem sich tatsächlich ein einfacher Mobilisierungsansatz aus ersten Versuchen ableiten ließ, wurden zusätzliche Kontrollversuche zur Variation einiger Parameter durchgeführt.

Alle Untersuchungen beziehen sich auf nichtbindiges Material, wie es für die Hinterfüllung horizontal beanspruchter Bauwerke in der Regel auch verwendet wird. Bei der Auswahl der untersuchten Lagerungsdichten wurde berücksichtigt, daß Hinterfüllungen üblicherweise in mitteldichter Lagerung hergestellt werden.

2. Laborversuche an Bodenproben.

Nachfolgend wird anhand verschiedener Versuche das Verhalten von Sand unter zyklischer Belastung aufgezeigt und analysiert. Bei allen diesen Laborversuchen gehen wir davon aus, daß die Bodenproben sich homogen verhalten, d.h. wie sogenannte Elemente angesehen werden können. Daß Inhomogenitäten und die Probenabmessungen gleichwohl wesentlichen Einfluß auf die Versuchsergebnisse haben können, zeigten u.a. Lade (1982) und Vardoulakis & Graf (1982).

Als Versuchsmaterial wurde trockener Rheinsand, wie auch von Schmidt (1981) verwendet und dort näher beschrieben, genommen. Es handelt sich um einen eng gestuften Quarzsand mit $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$, $e_{\min} = 0,48$ und $e_{\max} = 0,76$. Die Körnungskurve kann mit $d_{10} = 0,2$ $d_{60} = 0,5$ und $d_{90} = 1,4 \text{ mm}$ beschrieben werden.

Bild 1 zeigt die Modellvorstellung, die die Grundlage für die Planung und Durchführung der Elementversuche bildet. Die Trennung in zyklische Normalbeanspruchung und Scherbeanspruchung stammt mehr aus versuchstechnischen Überlegungen als aus einer physikalischen Notwendigkeit. Auch bei den zyklischen Normalbeanspruchungen treten schließlich Scherspannungen in geeigneten Schnittebenen auf. Ein wesentlicher versuchstechnischer Unterschied besteht jedoch darin, daß im ersten Fall keine Drehungen der Spannungshauptachsen auftreten und aufge-

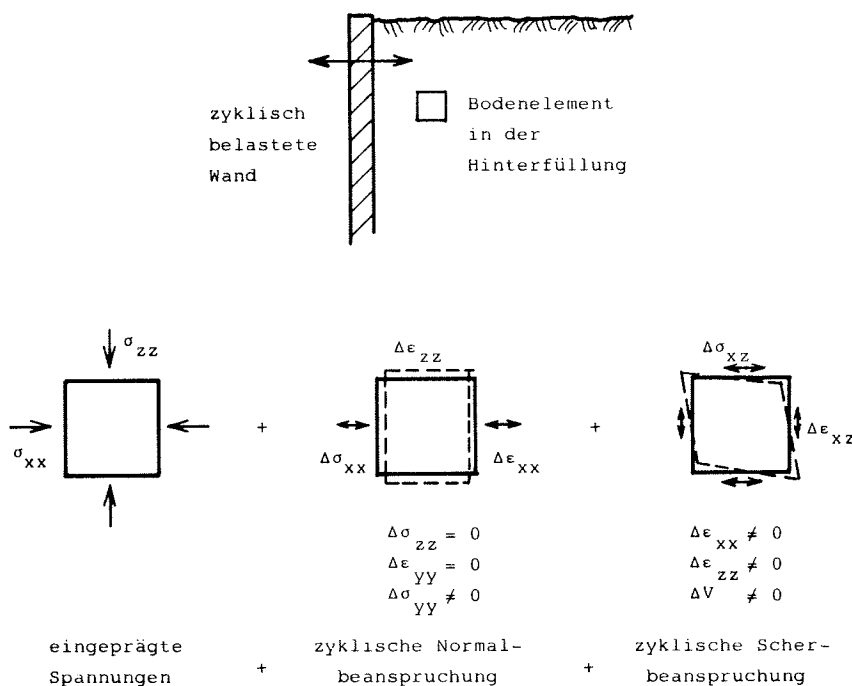


Bild 1:

Modellvorstellung der Beanspruchung eines Bodenteilchens hinter einer zyklisch bewegten Stützwand

bracht werden können. Solche Beanspruchung ohne Drehung der Hauptspannungsrichtung wurden in Oedometer-, Dreiaxial- und vor allem in Quaderverformungsversuchen untersucht. Die Auswirkungen von Beanspruchungen mit Hauptachsendrehtungen wurden in Kastenscherversuchen und im Einfachschergerät beobachtet.

Die Dehnungen, und auch die Spannungen, wie sie sich tatsächlich hinter einer passiv bewegten Wand ergeben, haben übrigens James & Bransby (1970) mit Röntgenuntersuchungen experimentell und mit Hilfe des Sokolovski - Verfahrens analytisch für einen speziellen Fall untersucht.

2.1 Oedometerversuche

Aus drei Oedometerversuchen ($d=70$ mm, $h=14$ mm, Kopfplatte nicht geführt, polierter Stahlring) mit verschiedenen Ausgangsdichten ($e = 0,56$; $0,61$ und $0,71$), bei denen je 14 Spannungszyklen zwischen $12,5$ und 400 kN/m² durchfahren wurden, konnten wir die folgenden Erkenntnisse gewinnen:

- In jedem Spannungszyklus nimmt die Dichte des Materials zu, der Dichtezuwachs wird mit wachsender Zyklenzahl jedoch geringer.

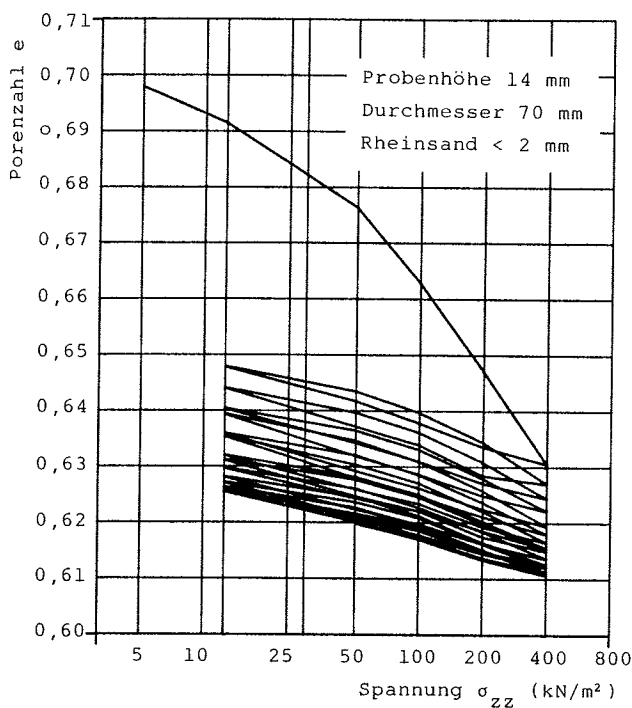


Bild 2: Dichteänderung eines Sandes unter zyklischer Belastung bei einem Oedometerversuch

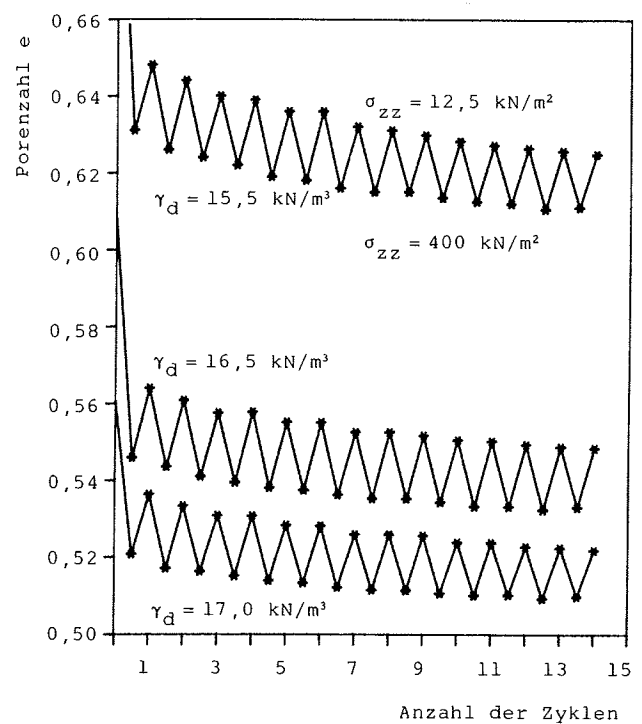


Bild 3: Entwicklung der Porenzahl bei drei zyklischen Oedometerversuchen mit verschiedener Ausgangswichte

- Der Steifemodul, ermittelt aus den Entlastungsphasen ebenso wie aus den Wiederbelastungsphasen, nimmt auch nach mehreren Zyklen noch leicht zu. Dies kann mit der wachsenden Dichte und mit der Verspannung im Oedometerring erklärt werden.
- Bei gleicher Dichte (z.B. $e = 0,56$ in Bild 3) ist die Steifigkeit des Sandes bei einer Wiederbelastung deutlich größer als bei einer Erstbelastung. Sie ist neben der Dichte also von der Spannungsgeschichte abhängig.
- Das Verformungsverhalten während Ent- und Wiederbelastung ist nichtlinear. Es ist zu beachten, daß die Spannungen in Bild 2 logarithmisch aufgetragen sind.

Die Bilder 2 und 3 zeigen die Versuchsergebnisse.

2.2 Dreiaxialversuche

In den letzten 10 Jahren sind von vielen Fachleuten zyklische Dreiaxialversuche und zyklische Scherkastenversuche durchgeführt worden zur Untersuchung von Sandverflüssigung und sogenannter zyklischer Mobilität. (Finn et al. (1971), Seed & Peacock (1971), Tatsuoka & Ishihara (1974) u.a.m.). Für die Untersuchung von Liquefaction-Problemen werden jedoch undrainierte und wassergesättigte Proben herangezogen, während bei meiner Aufgabe drainierte Verhältnisse vorliegen. In Abschnitt 2.5 soll kurz auf die versuchstechnischen und physikalischen Unterschiede und auf wesentliche Begriffsdefinitionen eingegangen werden.

Auch für die Untersuchung der Ermüdung von Straßenbaustoffen sind Dreiaxialversuche mit sehr großer Zyklenzahl und unter drainierten Bedingungen durchgeführt worden (Henke & Keppler (1966), Gaskin et al (1979), Lentz & Baladi (1980)). Übereinstimmend wird dabei festgestellt, daß es jeweils eine Grenzspannung gibt - etwa 50% der statischen Grenzspannung -, welche, falls sie in zyklischen Versuchen sehr oft (Zyklenzahl $> 10^5 - 10^6$) überschritten werden, zu immer stärker zunehmenden Verformungen führt. Bleiben die zyklischen Spannungen unterhalb dieser Grenzspannung (threshold stress), so bleiben die Verformungen begrenzt; es stellt sich asymptotisch ein zyklisches Verhalten ein.

Unter zyklischem Verhalten ist dabei zu verstehen, daß zyklisch vorgegebene Spannungen auch zu zyklischen Dehnungen führen oder umgekehrt. Dieses Verhalten setzt keine Elastizität voraus; in jedem Zyklus können die Arbeitslinien Hystereseschleifen sein. Der Übergang zu diesem Verhalten wird von einigen Forschern als "shake - down" bezeichnet (Gudehus 1979), während das nicht-zyklische Ver-

halten mit fortgesetzt zunehmenden Verformungen (linear mit der Zyklenzahl) "schrittweises Versagen" oder nicht ganz zutreffend "incremental collapse" genannt wird (Goldscheider & Gudehus (1976)).

Wir führten in unserem Labor einige Dreiaxialversuche mit trockenem Sand unter drainierten Bedingungen mit typischerweise 10 Spannungszyklen durch (Probenhöhe 140 mm, Durchmesser 70 mm, Endflächen nicht geschmiert und nicht geführt). Das erlaubt keine Aussage darüber, ob "schrittweises Versagen" oder "shake-down" eintritt, andererseits konnten die Arbeitslinien hinreichend genau erfaßt und mehr als nur wenige Daten bei Ober- und Unterlasten aufgezeichnet werden. Ich danke Herrn cand. ing. Lenz für die sorgfältige Durchführung der Versuche, die er im Rahmen seiner Diplomarbeit (1980) machte. Bei den Versuchen wurden systematisch die Einflüsse der Belastungsrichtung und der Amplitudengröße der zyklischen Spannungsanteile untersucht. Die Dichte wurde mit $\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$ i.e. $e = 0,61$ mitteldicht gewählt, es gibt jedoch einige Kontrollversuche mit höherer Ausgangsdichte. In Bild 4 sind die aufgetragenen Spannungswege dargestellt. Aus

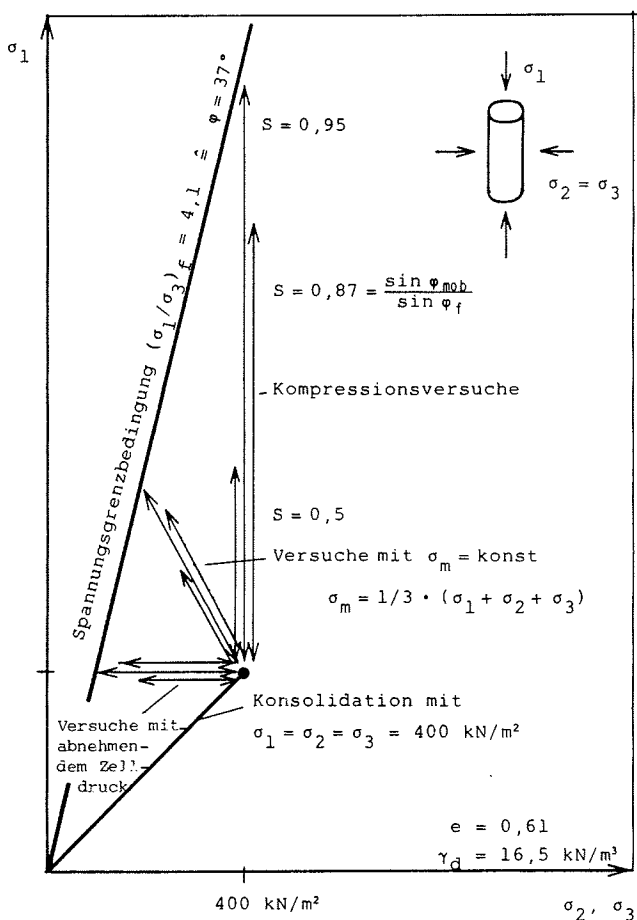


Bild 4: Untersuchte Spannungs-pfade (jeweils ~ 10 Zyklen) im Triaxialversuch

versuchstechnischen Gründen wurde eine recht hohe isotrope Ausgangsspannung von 400 kN/m^2 vorgegeben. Sie wurde nicht variiert.

Bild 5 zeigt das Spannungs-Verformungsverhalten von zwei monotonen und einem zyklischen Kompressionsversuch. Die axiale Stauchung nimmt mit wachsender Zyklenzahl zu, die von den Hystereseschleifen umschlossene Fläche nimmt jedoch ab, das Material wird also elastischer. Interessant ist der Gewinn an Scherfestigkeit, wenn anschließend an die zyklischen Beanspruchungen die Probe abgesichert wird, der sich vermutlich aus der Dichteerhöhung während des zyklischen Versuchsteiles ergibt.

Den Vorgang der Verdichtung infolge der zyklischen Spannungswege zeigt Bild 6. In Bild 6a ist ein Kompressionsversuch mit einer kleinen, in

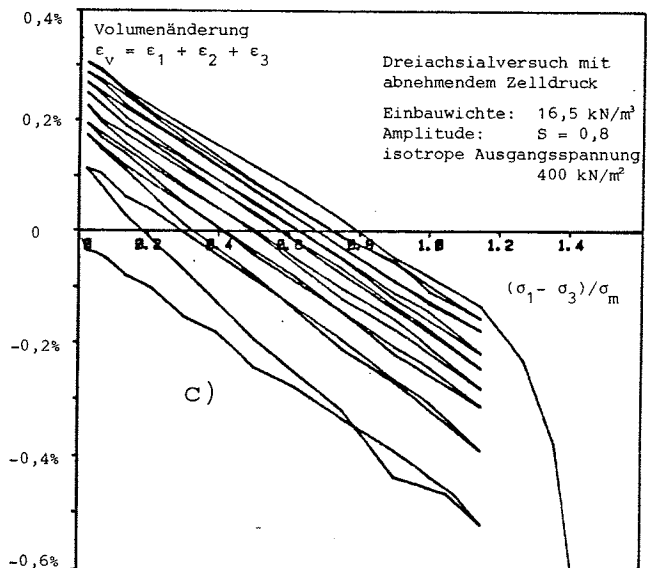
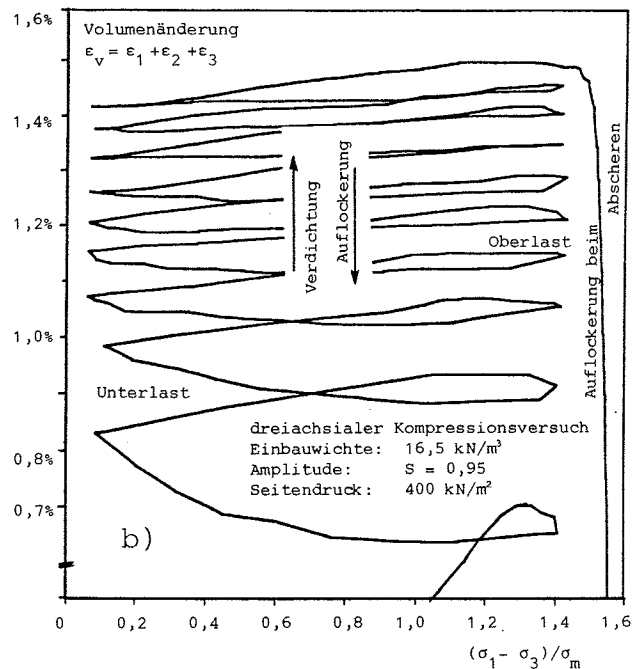
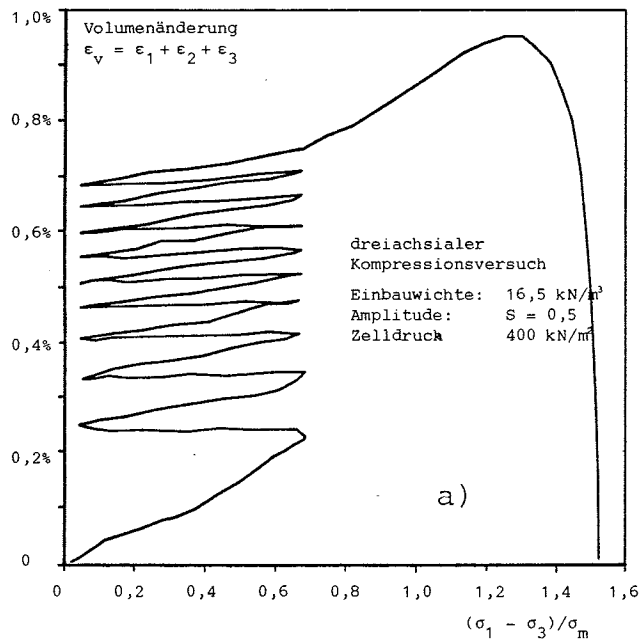
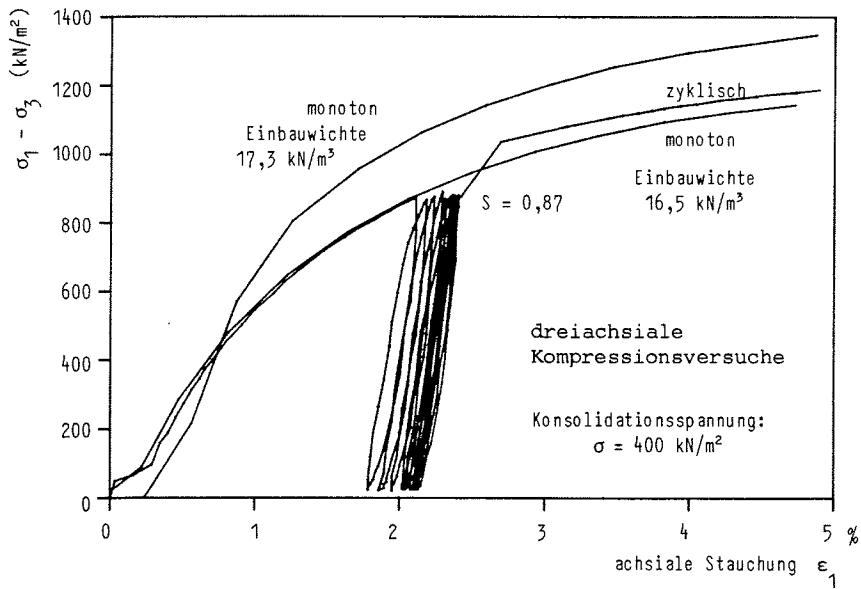


Bild 6:

Volumenänderungen bei verschiedenen
zyklischen Dreiaxialversuchen

- a) kleinere, b) größere Spannungs-
amplitude bei Kompressionsversuchen,
c) Versuch mit zyklischem Zelldruck

6b mit einer großen Amplitude der Spannungszyklen wiedergegeben. In beiden Fällen wird die Probe von Zyklus zu Zyklus dichter. Im Fall der großen Spannungsamplituden mit einer Oberspannung von 95% der Fließspannung kommt es zwar in jedem Zyklus zu kleinen Auflockerungen (Dilatanz); nach der Spannungswegumkehr wird durch Kontraktanz diese Auflockerung jedoch jedesmal mehr als kompensiert.

Auch bei den Versuchen mit zyklischem Zelldruck überwiegt die Kontraktanz, wie Bild 6c zeigt, obwohl die mittlere Hauptspannung während des gesamten Versuches nie größer wird als bei Versuchsbeginn. In den Versuchen mit $\sigma_m = \text{const}$ zeigt sich, ohne daß der hydrostatische Spannungsanteil sich überhaupt ändert, ein deutlich überwiegendes kontraktantes Verhalten. In allen Versuchen lockert sich der anfangs mitteldicht gelagerte Sand während der an die zyklischen Belastungen angeschlossenen Abschervvorgänge auf.

Ein Versuch von Tatsuoka & Ishihara (1974) an lockerem Sand, dessen zyklischer Spannungsweg sowohl Extension als auch Kompression umschloß, zeigte ein sehr ähnliches kontraktantes Verhalten.

In Bild 7 ist für 2 verschiedene Spannungspfadrichtungen und für 2 verschiedene Amplituden der zyklischen Spannungen die Entwicklung der Porenzahl bei Ober- und Unterlast dargestellt. Die größere Amplitude der Porenzahl beim Versuch mit zyklischem Zelldruck kann mit der größeren Amplitude des hydrostatischen Spannungsanteils erklärt werden.

Den Einfluß der Amplitude der Lastwechsel zeigt Bild 8. Je größer die Amplituden werden, desto größer wird die Zunahme der bleibenden Dehnung je Zyklus. Die wäh-

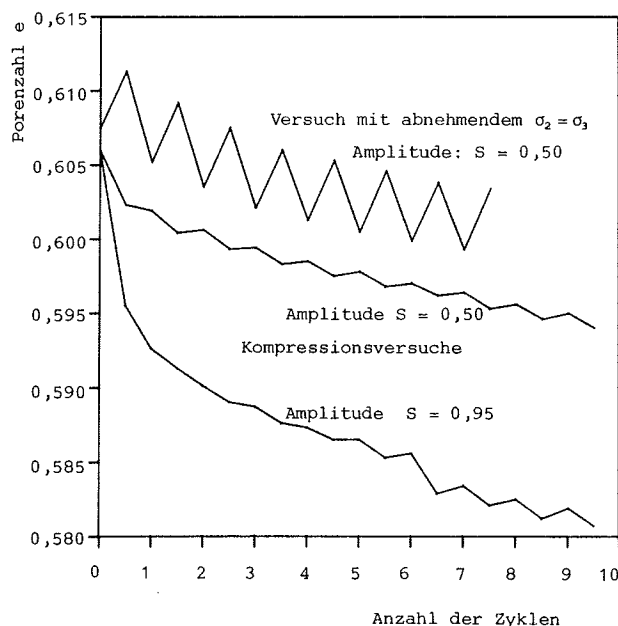


Bild 7:

Entwicklung der Porenzahl bei verschiedenen zyklischen Dreiaxialversuchen

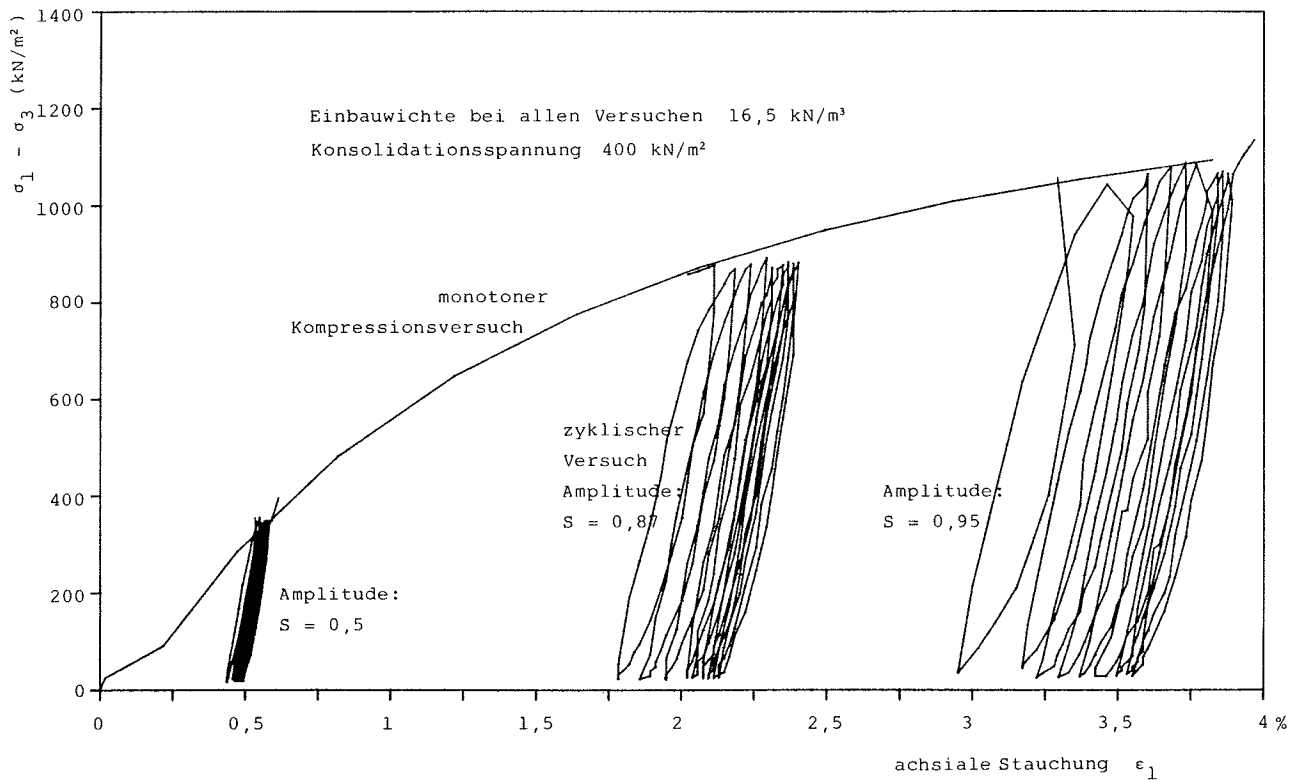


Bild 8: Einfluß der Lastamplitude bei dreiachsialen Kompressionsversuchen

rend eines Zyklus umschlossene Hysterese fläche nimmt bei großen Amplituden mit wachsender Zyklenzahl offensichtlich ab, bei kleinen Amplituden ist sie von vornherein sehr klein und bleibt im Rahmen der Meßgenauigkeit konstant.

Das wesentlichste Ergebnis der zyklischen Dreiachsialversuche ist die Erkenntnis, daß bei allen untersuchten Spannungspfadarten der Sand nach Spannungswegumkehr kontraktantes Verhalten zeigte, wie es auch schon Goldscheider (1975) nachwies. Außerdem kann man davon ausgehen, siehe hierzu auch Smoltczyk (1960), daß bei kleinen Spannungsamplituden die Dehnungen auch nach vielen Zyklen begrenzt bleiben.

2.3 Quaderverformungsversuche

Im Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe erhielten wir die Möglichkeit, Quaderverformungsversuche nach unseren Vorstellungen durchzuführen. Hierfür danken wir Herrn Prof. Gudehus und Herrn Dr. Goldscheider. Auf diese Versuche soll hier näher eingegangen werden, da solch hochwertige Versuche nicht sehr oft durchgeführt werden können.

Das in Karlsruhe entwickelte Gerät ist bei Goldscheider & Gudehus (1973) beschrieben. Mit dem Apparat können quaderförmige Proben in allen drei Quaderflächennormalenrichtungen unabhängig voneinander beansprucht werden.

Bei den bisher in Karlsruhe durchgeführten Versuchen wurden zur Versuchssteuerung nur Verhältnisse von Dehnungsgeschwindigkeiten vorgegeben; während des Versuchs waren Spannungs- und Dehnungsgrößen nicht bekannt. In unseren Versuchen waren jedoch gemischte Randbedingungen geplant, die eine Änderung der Dehnungsgeschwindigkeiten während des Versuches erforderlich machten. Dafür war ein neues Konzept der Versuchssteuerung erforderlich.

2.3.1 Versuchsprogramm

Wir stellen uns die zu untersuchenden Proben als Teilchen einer Wandhinterfüllung vor, die entsprechend dem Thema der Arbeit zyklisch beansprucht wird. Dabei handelt es sich um ebene Verformungszustände: Die Dehnungen in einer Richtung (Wandlängsrichtung) bleiben identisch Null ($\epsilon_{yy} \equiv 0$). Entsprechend der Überschüttungshöhe h bleibt, wenn wir in erster Näherung den Einfluß der Wandreibung nicht beachten, die vertikale Spannung im Boden $\sigma_{zz} = \gamma \cdot h$ konstant. In der Richtung normal zur Wand ist die Spannung σ_{xx} bzw. die Dehnung ϵ_{xx} die unabhängige Variable des Problems.

Für die Vorzeichen der Spannungen und Dehnungen gilt, wie in der Bodenmechanik üblich, daß Druckspannungen und Stauchungen positive Vorzeichen haben.

Wir verwenden die Indices xx , yy und zz , welche die drei orthogonalen Richtungen des zu verformenden Quaders bezeichnen. Die drei Richtungen sind beliebig vertauschbar. Die drei bezeichneten Richtungen sind im Quaderverformungsversuch immer Hauptspannungs- und Hauptdehnungsrichtungen.

Entsprechend sollten in den Quaderverformungsversuchen die folgenden Randbedingungen erzielt werden:

$$\begin{aligned}\epsilon_{yy} &\equiv 0 \\ \sigma_{zz} &= \text{const} \\ \epsilon_{xx} \text{ und } \sigma_{xx} &: \text{im Versuch veränderte Größen}\end{aligned}$$

Variiert werden sollten die Dichte des Sandes, der Bereich von σ_{xx} , der zyklisch durchlaufen wird, und das Spannungsniveau σ_{zz} . Bei der beschränkten Anzahl der uns möglichen Versuche, wobei wegen der neu eingeführten Versuchssteuerungstechnik und der schwierig einzuhaltenden Randbedingungen auch noch Wiederholungsversuche erforderlich waren, konnte allerdings eine befriedigend umfassende Variation der genannten Größen nicht erfolgen.

2.3.2 Versuchsablauf und -steuerung

Die unterschiedlichen Dichten des Versuchssandes wurden durch Verwendung unterschiedlicher Düsen beim Einrieseln des Sandes erzeugt. Die Probenabmessung bei Versuchsbeginn ist bekannt. Die Masse des Sandes wird beim Ausbau der Probe bestimmt.

Nach dem Einbau des Sandes wird die Probe isotrop auf etwa $\sigma = 500 \text{ kN/m}^2$ zusammengedrückt und wieder entlastet. Dadurch wird ein gleichmäßiger Kontakt des Probenmaterials mit den Belastungsflächen erreicht und das Fett zwischen den polierten Stahlflächen und dem die Probe umgebenden Gummisack verteilt. Danach beginnt der eigentliche Versuch.

Zur Bestimmung eines Spannungs- und Dehnungszustandes in der Probe sowie zur Beurteilung und weitgehenden Elimination der Fehler, die durch Reibung, Exzentrizitäten, Geräteverformungen etc. entstehen, werden etwa 50 Meßgrößen erfaßt. Dies geschieht vollautomatisch mit einem Datenlogger; die Meßdaten werden auf Lochstreifen aufgezeichnet und jeweils kurz (1 sec) digital angezeigt. Ein vollständiger Meßzyklus dauert etwa 100 sec, alle 2 min läuft ein neuer Meßzyklus an. Während des Messens laufen die Motoren, die die Belastungsflächen verschieben, stetig weiter.

Von der Digitalanzeige wurden jeweils 6 Zahlen abgelesen und in einen nebenstehenden Kleincomputer eingegeben, woraus bis auf kleine Fehler der Spannungs- und Dehnungszustand in der Probe sofort errechnet werden konnte. Mit der Kenntnis dieses Zustandes wurden die Geschwindigkeiten der Vortriebsmotoren dann so geregelt, daß die gewünschten Randbedingungen weiter eingehalten bzw. bei Abweichungen wieder erreicht werden. Es ist nicht einfach, einen stetigen nichtlinearen Prozeß zu steuern, wenn man nur alle 2 Minuten eine Momentaufnahme des Ist-Zu-

standes erhält und wenn man 3 Größen (Motorgeschwindigkeiten) unabhängig voneinander regeln muß, deren Auswirkungen miteinander gekoppelt sind.

Selbst die Bedingung $\epsilon_{yy} \equiv 0$ einzuhalten, ist nicht durch ein Abschalten des zugehörigen Motors zu erreichen, da der spannungsabhängigen Kompression des die Probe umgebenden Gummis und der von den Kräften in den 3 Richtungen abhängigen Verformung des Geräteraumens gegengesteuert werden muß.

Auch das Verhältnis der Dehnungsgeschwindigkeiten ist sehr variabel. Bei geringer Scherbeanspruchung liegt das Verhältnis $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx}$ in der Größenordnung von -0,3 (bei elastischem Material und gleichen Randbedingungen gilt $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx} = -\nu/(1-\nu)$ s.a. Anlage 1). Bei großer Scherbeanspruchung und spürbarer Dilatanz fällt es auf $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx} < -1$. Nach jeder Spannungswegumkehr zeigte das Material kontraktantes Verhalten, welches sich schon bei der Versuchssteuerung durch Verhältnisse $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx} > -0,2$ äußerte.

Trotz der gezeigten Schwierigkeiten bei der Versuchssteuerung konnten die gewünschten Randbedingungen mit vertretbaren Toleranzen eingehalten werden.

Zum Erreichen eines Ausgangsspannungszustandes, der im Boden einem Ruhedruckzustand entsprechen sollte, wurde das Gerät so gesteuert, daß $\epsilon_{xx} = \epsilon_{yy} \equiv 0$ und $\sigma_{zz} = 0 \dots 200$ oder 400 kN/m^2 erreicht wurden. Dieser Ausgangsspannungszustand für den weiteren Spannungs-Dehnungszustand ist entspr. Gudehus (1980) ein sogenannter SOM-Zustand, ein Zustand mit ausgelöschter Erinnerung. Unter Beibehaltung der Spannung σ_{zz} wurde anschließend ϵ_{xx} so gesteuert, daß in den verschiedenen Versuchen folgende Spannungspfade durchlaufen wurden:

Versuch Nr.	Wichte kN/m ³	σ_{zz} kN/m ²	σ_{xx} (zyklischer Teil) kN/m ²	Versuchs- ende
408	17,28	400	4 x 100 - 700	aktiv
407	17,27	400	5 x 200 - 700	-
406	17,25	400	3,5 x 200 - 700	passiv
402	17,27	400	2,5 x 200 - 1000	passiv *)
411	17,25	200	4,5 x 100 - 400	passiv
401	17,61	400	5 x 100 - 400	aktiv *)
404	17,71	400	1,5 x 200 - 800	passiv
405	17,54	400	4 x 200 - 800	aktiv
403	17,51	400	4 x 190 - 900	aktiv
409	17,69	200	2 x 100 - 200	-
			2 x 100 - 400	
			2,5 x 100 - 600	

*) Grenzzustand nicht erreicht
Versuch vorher abgebrochen

Die Spannungen σ_{xx} waren zyklisch vorgegeben mit den angegebenen Grenzwerten. Dabei sollten verschiedene Intervalle zyklisch mobilisierter Scherbeanspruchungen untersucht werden. Die zugehörigen Dehnungen sind dann i.a. nicht zyklisch. Zum Abschluß des Versuches wurde dann σ_{xx} unter Beibehaltung von σ_{zz} entweder möglichst weit verringert (aktiv) oder möglichst weit erhöht (passiv), mit dem Ziel, möglichst weit an den Spannungsgrenzzustand heranzukommen. Der Versuch wurde nach einer maximalen Anzahl von etwa 250 Steuerschritten oder dann beendet, wenn die Spannungen σ_{xx} nicht mehr weiter verringert oder erhöht werden konnten.

Bild 9 zeigt beispielhaft mit dem Versuch 405, in welchen Grenzen die Randbedingung $\sigma_{zz} = \text{const}$ eingehalten wurde.

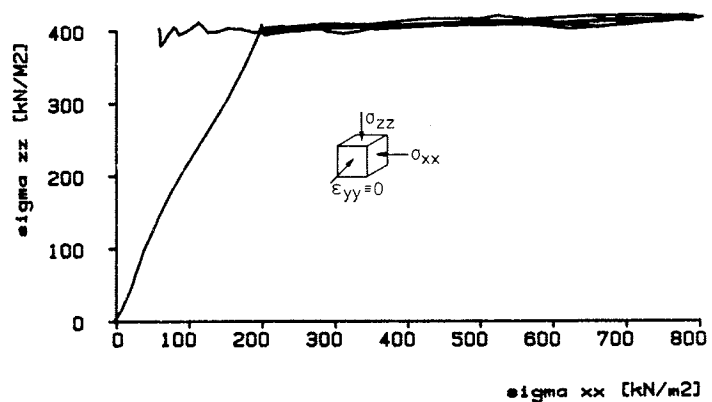


Bild 9:

Versuchsspur von Spannungen bei
Quaderverformungsversuch Nr. 405

2.3.3 Ausgangsspannungszustand, Erdruchedruck.

In allen Versuchen wurde als Ausgangszustand ein dem Ruhedruck vergleichbarer Spannungszustand aufgebracht; in den Richtungen senkrecht zur Lastrichtung sind die Dehnungen behindert. Anders als im Oedometerversuch sind hier die Spannungen senkrecht zur Hauptspannungsrichtung meßbar und gemessen worden.

Die untersuchten Proben sind als dicht einzustufen ($\gamma_d = 17,26 \hat{=} D = 0,79 \hat{=} e = 0,54$; $\gamma_d = 17,61 \hat{=} D = 0,91 \hat{=} e = 0,50$). Die beim Einbau verwendeten Düsen hätten entsprechend von Vorversuchen eigentlich geringere Lagerungsdichten erzielen sollen, geplant war $D = 0,5$ und $D = 0,8$.

Für die angegebenen Dichten können nach Spotka (1977) Reibungswinkel von $\varphi = 41^\circ$ bzw. 43° angesetzt werden. Mit der Beziehung $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ergeben sich daraus Ruhedruckbeiwerte von $K_0 = 0,34$ bzw. $0,32$, welche jedoch, wie Bild 10 zeigt, in allen Versuchen deutlich überschritten wurden. In diesem Bild sind die

Spannungspfade des Versuchsbeginns aller durchgeführten Versuche eingetragen. Die Spannungsverhältnisse liegen im Bereich

$$0,4 \leq \sigma_{xx}/\sigma_{zz} = \sigma_{yy}/\sigma_{zz} \leq 0,55.$$

Streuungen sind unvermeidlich, da sich die Randbedingungen $\epsilon_{yy} = \epsilon_{xx} \equiv 0$ nicht exakt einhalten ließen. Im Versuch V 409, bei dem die Randbedingungen während des gesamten Spannungsweges optimal erfüllt waren, ergab sich $\sigma_{xx}/\sigma_{zz} = 0,40$.

Es zeigt sich, daß die Jaky (1944) zugeschriebene empirische Formel für den Erdruchdruckbeiwert hier nicht zutrifft. Auch Andrawes & El Sobhy (1973) haben gezeigt, daß der Erdruchdruckbeiwert K_0 nicht nur vom Reibungswinkel abhängig ist, sondern z.B. auch von Form und E-Modul der Sandkörner. Als hier zutreffend stellt sich ein von Pruska (1978) verwendeter Ansatz für den Ruhedruckbeiwert heraus.

Bestätigt werden in diesem Teil des Versuches hingegen die Beobachtungen von Goldscheider (1975) und Laumans (1977), s.a. Gudehus (1980), daß bei einem proportionalen Dehnungsweg ($\epsilon_{xx}/\epsilon_{zz} = \epsilon_{yy}/\epsilon_{zz} = \text{const}$, hier = 0) sich ein proportionaler Spannungsweg ($\sigma_{xx}/\sigma_{zz} = \text{const}$) einstellt.

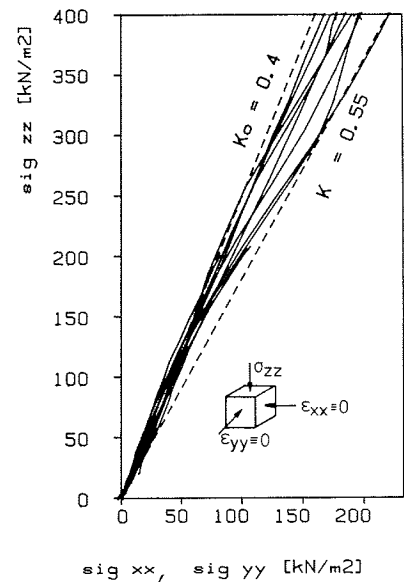
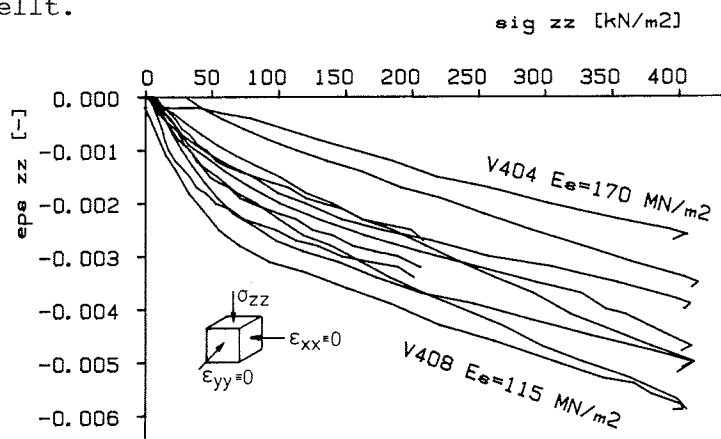


Bild 10:

Spannungswege aller Quaderverformungsversuche bei Versuchsbeginn

Bild 11:

Kompressionskurven aus Quaderverformungsversuchen (Versuchsbeginn): alle Versuche eingetragen



Trägt man für diesen Versuchsteil die Dehnungen ϵ_{zz} in Abhängigkeit der Spannungen σ_{zz} auf (Bild 11), so erhält man wie aus einem Oedometerversuch Kompressionskurven zur Bestimmung der Steifemoduln E_s . Eine Darstellung mit logarithmischer Auftragung der Spannungen über der Porenzahl bringt keinen Vorteil; auch dann ergeben sich gekrümmte Kurven ($C_c \neq \text{const}$).

2.3.4 Zyklischer Teil der Versuche

Nach Aufbringen der Spannung $\sigma_{zz} = 200$ bzw. 400 kN/m^2 , die anschließend beibehalten wurde, wurde bei allen Versuchen der Vortrieb in x - Richtung so gesteuert, daß sich σ_{xx} zwischen bestimmten Grenzen einstellte. Die Spannungsverhältnisse σ_{xx}/σ_{zz} blieben dabei in Größenordnungen, wie sie im Gebrauchszustand hinter zyklisch bewegten Wänden vorkommen können. Es wurden max. 5 Spannungszyklen durchfahren. Bild 12 stellt für den Versuch V 407 die Abhängigkeit zwischen σ_{xx} , ϵ_{xx} und ϵ_{zz} dar. Alle durchgeführten Versuche zeigen ähnliches Verhalten, sind jedoch aus Platzgründen nicht dargestellt.

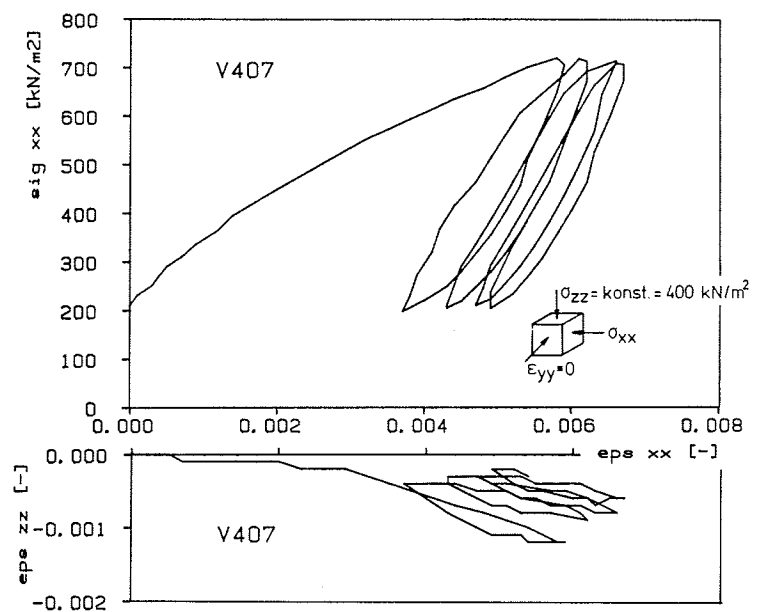
In der ersten Belastungsphase - vom Ruhedruckzustand über den Zustand $\sigma_{xx} = \sigma_{zz}$ hinaus bis zum Spannungsverhältnis $\sigma_{xx} / \sigma_{zz} \approx 1,8$ - entstehen wesentlich größere Dehnungen $\Delta\epsilon_{xx}$ als beim zweiten Durchlaufen des gleichen Spannungsweges. Erwartungsgemäß sind irreversible plastische Dehnungen aufgetreten. Das mittlere Verhältnis $\Delta\sigma_{xx} / \Delta\epsilon_{xx}$ ist bei der Ent-/Wiederbelastung annähernd 3 mal größer als bei der Erstbelastung. Die Spannungs- Dehnungslinie ist gekrümmt, d.h., daß der Anteil der plastischen Dehnungen mit zunehmender Scherbeanspruchung zunimmt.

Bild 12:

Abhängigkeit zwischen

σ_{xx} , ϵ_{xx} und ϵ_{zz}
im Versuch Nr. 407.

$\sigma_{zz} \equiv 400 \text{ kN/m}^2$, $\epsilon_{yy} \equiv 0$



Auch bei den Entlastungen und den Wiederbelastungen sind die Arbeitslinien gekrümmt, ein Indiz für progressive Kornumlagerungen auch bei diesen Spannungswegen.

Bei Vorgabe zyklischer Spannungen (bis auf σ_{yy}) stellen sich die Dehnungen zumindest in den wenigen durchgeführten Spannungszyklen nicht zyklisch ein. ϵ_{xx}

nimmt von Zyklus zu Zyklus zu, ist dabei aber nicht gekoppelt an eine Abnahme von ε_{zz} ; im Gegenteil, auch ε_{zz} nimmt zu, der Sand zeigt trotz seiner ziemlich hohen Ausgangslagerungsdichte während der zyklischen Spannungswegen Kontraktanz, er wird verdichtet. Das kommt besonders deutlich in Bild 13 zum Ausdruck. Dort ist die Entwicklung der Porenzahl für vier Versuche mit unterschiedlichen zyklischen Spannungswegen und Ausgangsdichten aufgezeigt.

Ein Vergleich der Versuche V 405 und V 406 mit gleichen Spannungswegen, aber verschiedener Anfangsporenzahl e_0 zeigt, daß das Maß der Verdichtung je Zyklus nur geringfügig von der Anfangsdichte abhängt. Allerdings waren die beiden untersuchten Proben mitteldicht und dicht gelagert; eine Übertragung auf Sand lockerer Lagerung ist nicht möglich. Bei einem wesentlich kleineren zyklisch durchfahrenen Spannungsintervall - Versuch V 401 - ist das Maß der Verdichtung je Zyklus nur unwesentlich geringer.

Beim Versuch V 408 liegt der untere Grenzwert der Spannung σ_{xx} mit etwa 100 kN/m², das entspricht einem mobilisierten Scherwinkel von $\varphi_{mob} = 37^\circ$, näher am aktiven Grenzzustand als bei den anderen Versuchen (z.B. V 405, $\sigma_{xx} = 200$ kN/m², $\varphi_{mob} = 19^\circ$). Dies bewirkt eine deutliche Auflockerung, die in jedem Zyklus genügend nahe vor dem Erreichen des unteren Grenzwertes auftritt. Nach der Spannungswegumkehr und bei wachsendem σ_{xx} wird diese Auflockerung langsam und stetig wieder rückgängig gemacht. So wird nach dem Durchlaufen eines jeden der vier Spannungszyklen insgesamt eine Verdichtung der Probe registriert.

Das volumetrische Verhalten der Probe bei dem aufgebrachten Spannungspfad wollen wir an Hand von Bild 14, in dem die ersten 1,5 Zyklen von Versuch V 402 dargestellt sind, weiter untersuchen.

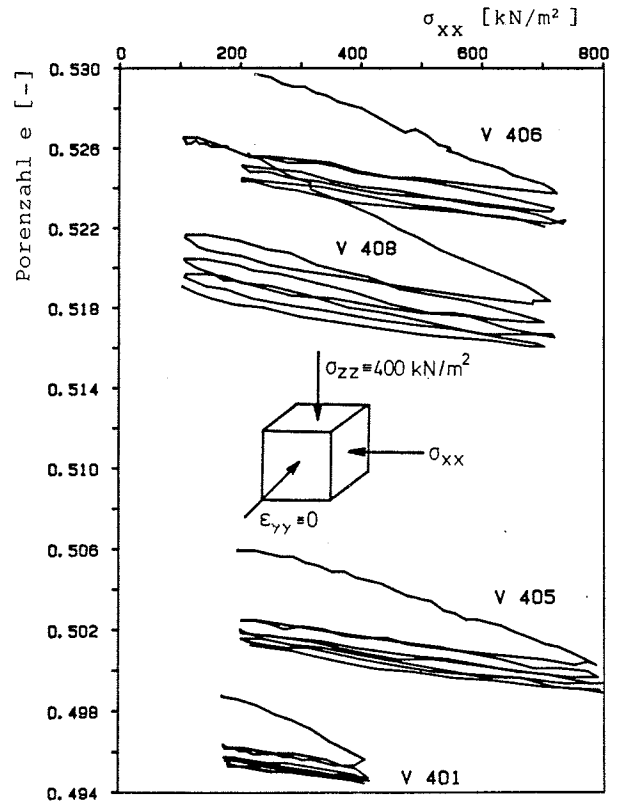


Bild 13:

Verdichtung des Sandes bei
zyklischem Spannungsweg im
Quaderverformungsversuch
($\sigma_{zz} = \text{const} = 400 \text{ kN/m}^2$)

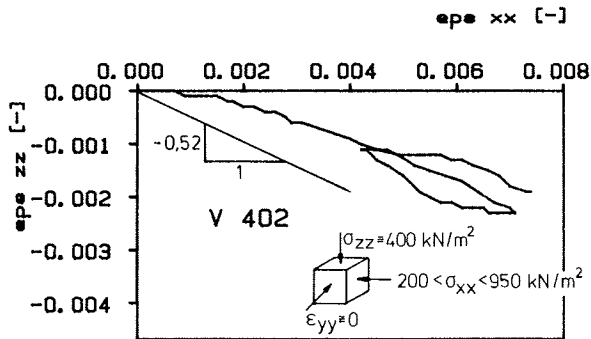


Bild 14:

Dehnungspfad eines Teils des
Quaderverformungsversuches Nr. 402

Die Spannungsänderungen umfassen sowohl isotrope als auch deviatorische Anteile. Aufgrund einer Zunahme des isotropen Spannungsanteils verringert sich das Probenvolumen. Diese Kompression wird überlagert von Volumenänderungen (Dilatation, Kontraktion), die auf die deviatorischen Spannungsänderungen und Knicke im Spannungspfad zurückzuführen sind.

Um diese beiden Anteile zu trennen, wird folgender Weg beschritten: Bild 15 zeigt für alle 10 durchgeführten Versuche die Abhängigkeit der Spannung σ_{yy} ($\epsilon_{yy} \equiv 0$) von dem Mittel der Spannungen σ_{xx} und σ_{zz} . Das Verhältnis zwischen diesen Größen kann bei Berücksichtigung der Versuchssteuerungsfehler als über alle Spannungsbereiche nahezu konstant angesehen werden.

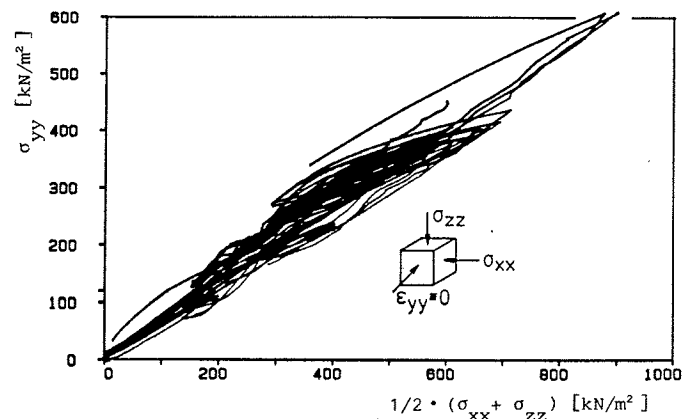


Bild 15:

Spannung σ_{yy} in der Richtung der
behinderten Dehnung ϵ_{yy} für alle
10 durchgeführten Quaderverfor-
mungsversuche

Es beträgt $\sigma_{yy} / ((\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) / 2) \approx \text{const} = 0,68$.

Nach der Elastizitätstheorie ergibt sich für den ebenen Formänderungszustand $\sigma_{yy} = \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})$, woraus aus den Versuchen die Querdehnzahl mit $\nu = 0,68/2 = 0,34$ als konstante Größe ablesbar ist. Mit der weiteren Randbedingung $\Delta\sigma_{zz} = 0$ ergibt sich nach der linearen Elastizitätstheorie das Verhältnis $\Delta\epsilon_{zz} = -\nu/(1-\nu) \cdot \Delta\epsilon_{xx}$ (s. Anlage 1). Für $\nu = 0,34$ erhalten wir $-\nu/(1-\nu) = -0,52$. Eine Gerade mit dieser Steigung ist in Bild 14 eingetragen. Bei dieser Abschätzung gehe ich davon aus, daß die Konstanz des Verhältnisses $\sigma_{yy}/(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})$ bei den gegebenen Randbedingungen entsprechend der Elastizitätstheorie erklärt werden kann und ermittle daraus die Querdehnzahl. Der Dehnungspfad eines elastischen Materials mit der Querdehnzahl $\nu=0,34$ würde bei den

Versuchsrandbedingungen parallel zur eingezeichneten Geraden verlaufen. Wo der Dehnungspfad flacher als diese Gerade ($\Delta\epsilon_{zz}/\Delta\epsilon_{xx} > -0,52$) verläuft, erkennen wir eine über die durch die isotrope Spannungserhöhung bedingte Volumenverringerng hinaus aufgetretene Kontraktanz; bei steilerem Dehnungspfad herrscht Dilatanz.

Vor allem direkt nach der Umkehr des Spannungspfades ist ein deutlich kontraktantes Verhalten des Sandes zu beobachten. Die sich daraus ergebende Volumenverringerng kann durch das anschließende dilatante Verhalten bis zum Wiedererreichen des nächsten Spannungspfadknickes nicht rückgängig gemacht werden (s.a. Bild 12).

2.3.5. Versuch mit wachsenden Spannungsamplituden

Der Versuch V 409 mit einer Ausgangsdichte von $1,769 \text{ g/cm}^3$ und einer konstanten Spannung $\sigma_{zz} = 200 \text{ kN/m}^2$ wurde mehrstufig durchgeführt: nacheinander wurden je 2 Zyklen mit den Spannungsamplituden $100 \leq \sigma_{xx} \leq 200$; $100 \leq \sigma_{xx} \leq 400$ und $100 \leq \sigma_{xx} \leq 600 \text{ kN/m}^2$ durchfahren.

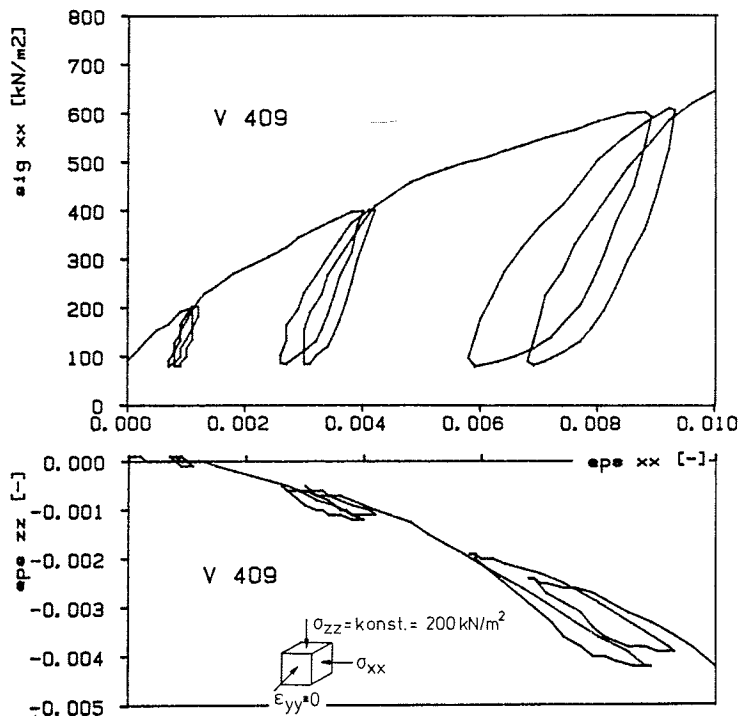


Bild 16:

Abhängigkeit zwischen

σ_{xx} , ϵ_{xx} und ϵ_{zz}
im Mehrstufenversuch 409.

$\sigma_{zz} \equiv 200 \text{ kN/m}^2$, $\epsilon_{yy} \equiv 0$

Bild 16 zeigt die Arbeitslinie und den Dehnungspfad. Die Mehrstufigkeit des Versuches bringt offensichtlich keine Einschränkungen für Schlußfolgerungen aus den Versuchsergebnissen. Nach dem Durchlaufen der Zyklen z.B. $100 \leq \sigma_{xx} \leq 400 \text{ kN/m}^2$ kann bei weiterem Anstieg von σ_{xx} ein Einfluß dieser Zyklen nicht mehr

erkannt werden (vgl. dagegen Bild 5, dort war wegen der kleineren Ausgangsdichte ein Einfluß aus der Dichtezunahme zu erkennen). Verlauf und Steigung der Erstbelastungsanteile der $\sigma_{xx} - \epsilon_{xx}$ - Beziehung gehen stetig ineinander über. In der Beziehung $\epsilon_{xx} - \epsilon_{zz}$ ist eine gewisse Parallelverschiebung auf Grund der Dichtezunahme infolge Kontraktanz während der zyklischen Beanspruchung zu registrieren.

Dieser Sand hat also ein rasch gelöschttes Erinnerungsvermögen (bis auf die Dichteänderung), wenn ein geradliniger Spannungspfad teilweise zyklisch durchlaufen wird und anschließend in der gleichen Richtung monoton fortgesetzt wird. Voraussetzung dürfte dabei sein, daß die beteiligten Partikel in nur vernachlässigbarem Umfang brechen, also im wesentlichen unverändert den Schervorgang überstehen.

2.3.6 Aufbringen der Grenzbeanspruchung

Nach Abschluß der Spannungszyklen wurde unter Konstanthalten der Spannung σ_{zz} die Probe in x-Richtung möglichst weit entlastet (aktiv, Versuche V 403, V 405 und V 408) bzw. zusammengedrückt (passiv, Versuche V 404, V 406 und V 411). In aktiver Richtung konnten genügend große Dehnungen aufgebracht werden, um den Grenzzustand zu erreichen; in passiver Richtung konnten zwar recht hohe Scherwinkel mobilisiert werden, die innerhalb der Versuchszeit aufgebrachten Dehnungen reichten zum vollständigen Erreichen des Grenzzustandes jedoch nicht aus.

Bild 17 zeigt die Spannungspfade der ausgewerteten Versuche. Nicht bei allen Versuchen waren die Daten bis zum Versuchsende auswertbar (Fehler der Meßwert-erfassungsanlage, zu starke Abweichung von den geplanten Versuchsrandbedingungen).

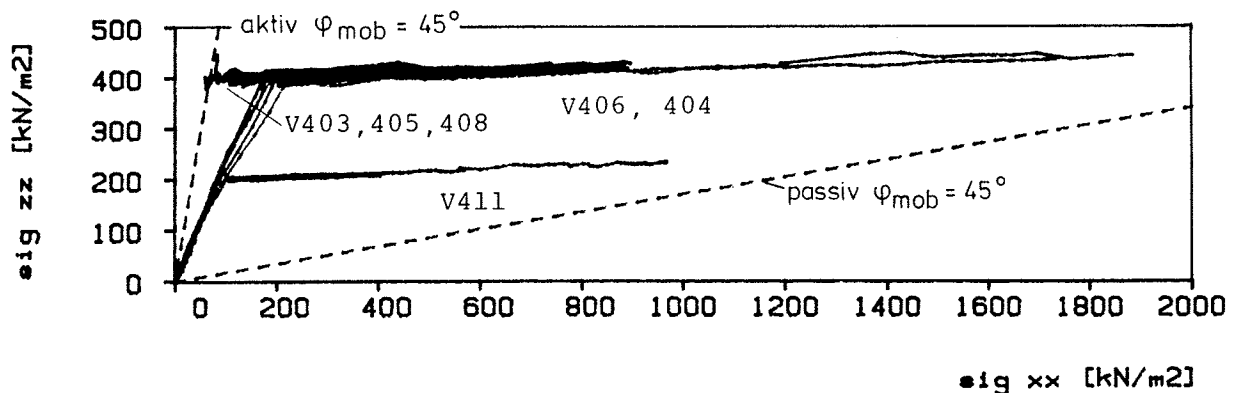


Bild 17: Darstellung aller in Quaderverformungsversuchen untersuchten Spannungspfade

In Bild 17 sind 2 Geraden eingezeichnet, die einem mobilisierten Reibungswinkel von $\varphi_{\text{mob}} = 45^\circ$ entsprechen. Die in den Versuchen erreichten mobilisierten Reibungswinkel sind nachfolgend tabellarisch angegeben.

Versuch	Art	max φ_{mob}	γ kN/m ³	e_o	φ (Spotka)
403	aktiv	44,2°	17,51	0,516	42,3°
405	aktiv	48,5°	17,54	0,512	42,6°
408	aktiv	45,5°	17,28	0,535	41,3°
404	passiv	36,6°	17,71		
406	passiv	38,2°	17,25		
411	passiv	37,6°	17,25		

Bei den Versuchen im passiven Bereich hätte die Beanspruchung - bei entsprechend wesentlich längerer Versuchszeit - noch fortgesetzt werden können. Bei den Versuchen im aktiven Bereich wurde das Spannungsgrenzkriterium erreicht. Hier ist $\max \varphi_{\text{mob}} = \varphi'$. Diese Reibungswinkel sind 5% bis 10% größer als die von Spotka (1977) aus Dreiaxialversuchen gewonnenen ($e \cdot \tan \varphi = \text{const} = 0,47$) mit dem gleichen Versuchsmaterial.

Dies entspricht der bodenmechanischen Erfahrung; Cornforth (1964), zitiert in Lambe & Whitman (1969) hat z.B. in ebenen Scherversuchen an dichtem Sand um etwa 4° höhere Reibungswinkel gemessen als in Dreiaxialversuchen. Das heißt aber auch, daß das Gesetz von Mohr - Coulomb, welches die mittlere Hauptspannung unberücksichtigt läßt und in der Ebene $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ als Sechseck darstellbar ist, nur näherungsweise zutreffen kann (s.a.Schad (1979)).

Bild 18 zeigt den Verlauf der Spannungen σ_{xx} in Abhängigkeit von der Dehnung ϵ_{xx} . $\epsilon_{xx} = 0$ entspricht der Dehnung im Ruhezustand. Bei einer Entlastung reicht schon eine Dehnung von etwa 0,004 aus, um den Grenzzustand zu erzeugen. Mindestens 10-mal größere Dehnungen sind erforderlich, um den Grenzzustand durch Stauchen in x - Richtung zu erreichen. Der Einfluß der Dichte, welche leider nur wenig variiert, ist sowohl im aktiven als auch im passiven Bereich erkennbar. Die Proben der Versuche V 406, V 411 und V 408 sind mit $\gamma \approx 17,25 \text{ kN/m}^3$ weniger dicht als die der Versuche V 403, V 405 und V 404 mit $\gamma \approx 17,60 \text{ kN/m}^3$.

Um den Einfluß der Spannungsgröße σ_{zz} zu erkennen, welche während der einzelnen Versuche möglichst konstant gehalten wurde, empfiehlt sich die Darstellung in einem dimensionslosen Diagramm, wie in Bild 19. Das Spannungsverhältnis, welches bei der Übertragung der Versuche auf das Randwertproblem der hinterfüllten Wand dem Erddruckbeiwert entspricht, ist demnach weitgehend unabhängig vom Spannungsniveau und nur abhängig von der Dichte und der Dehnung ϵ_{xx} . Die Aussage

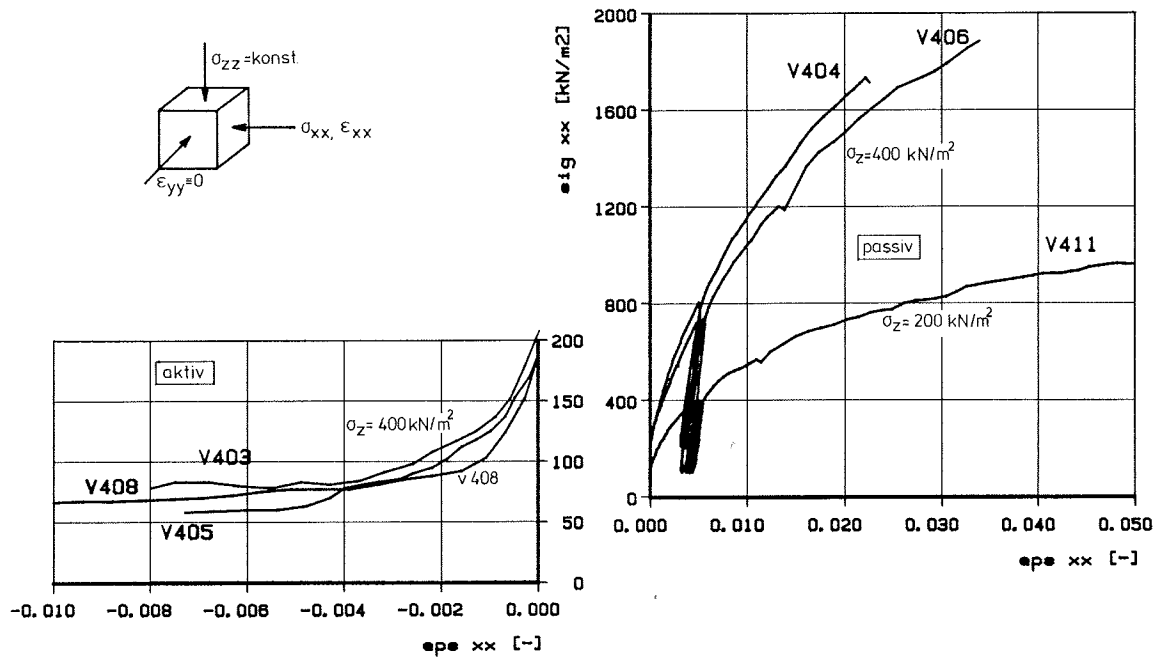


Bild 18: Spannungs - Dehnungs - Beziehungen für Beanspruchungen zwischen Ruhezustand und den Grenzzuständen

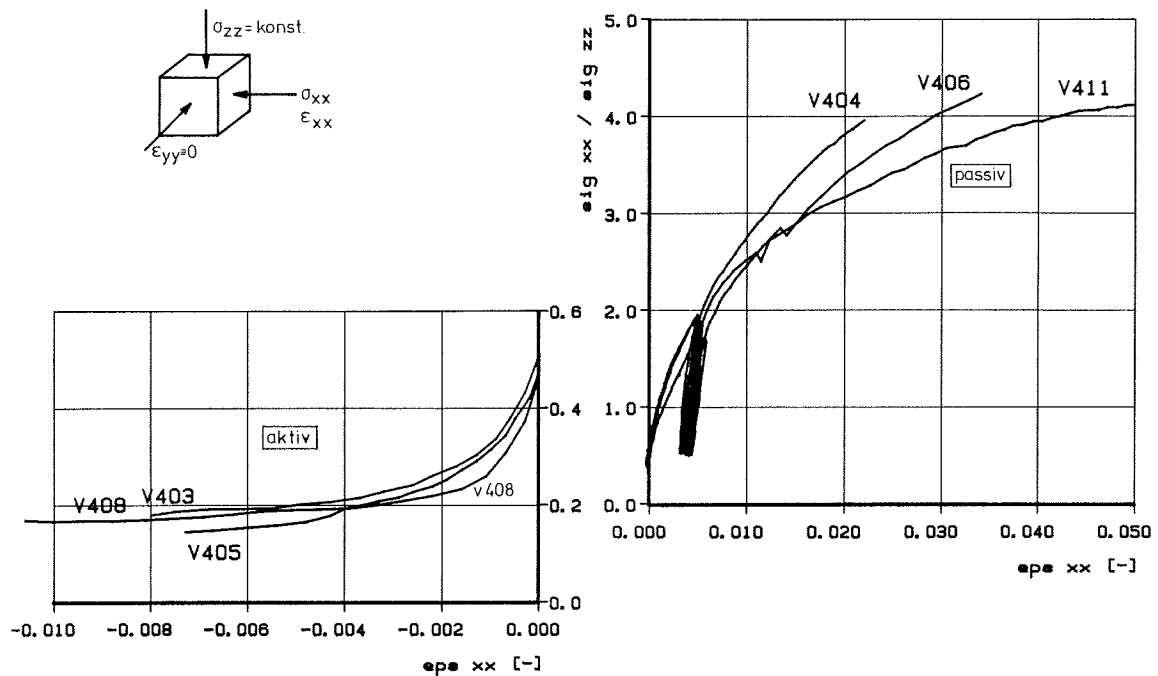


Bild 19: Spannungsverhältnis (Erddruckbeiwert) und Abhängigkeit von den Dehnungen ϵ_{xx} zwischen Ruhezustand und den Grenzzuständen

aus Bild 19 ist vergleichbar dem bekannten Zusammenhang zwischen Wandverschiebung und Erddruck mit dem wesentlichen Unterschied, daß die dargestellten Versuchsergebnisse lokal für ein kleines Bodenelement gelten, während die Abhängigkeit zwischen Verschiebung und Erddruck m.W. bisher nur für Gesamtsysteme beschrieben wurde.

Bild 20 zeigt einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit einer Skizze aus Kezdi (1962).

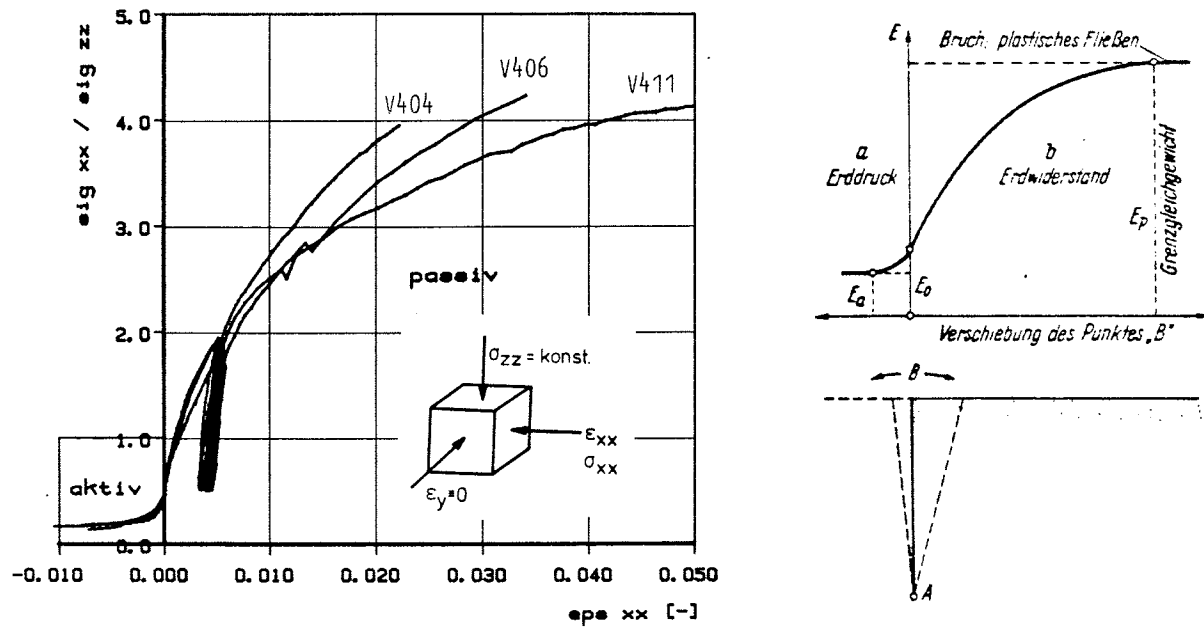


Bild 20: Vergleich der Erddruckmobilisierung links: (Versuche) am einzelnen Bodenelement rechts: (Kezdi:) System Wand - Hinterfüllung

Das volumetrische Verhalten der Proben bei den Spannungswegen zu den Grenzzuständen hin ist in den Bildern 21 und 22 dargestellt: Sowohl bei aktiver, als

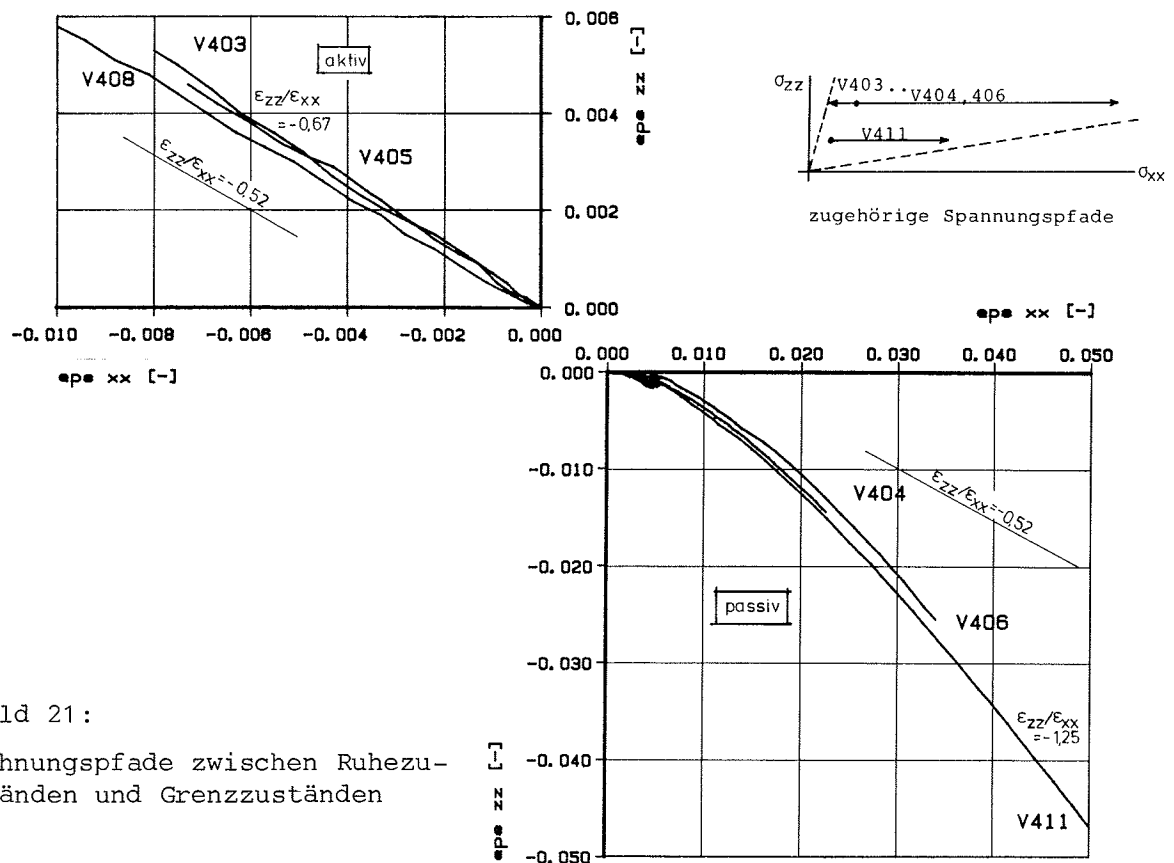


Bild 21:

Dehnungspfade zwischen Ruhezuständen und Grenzzuständen

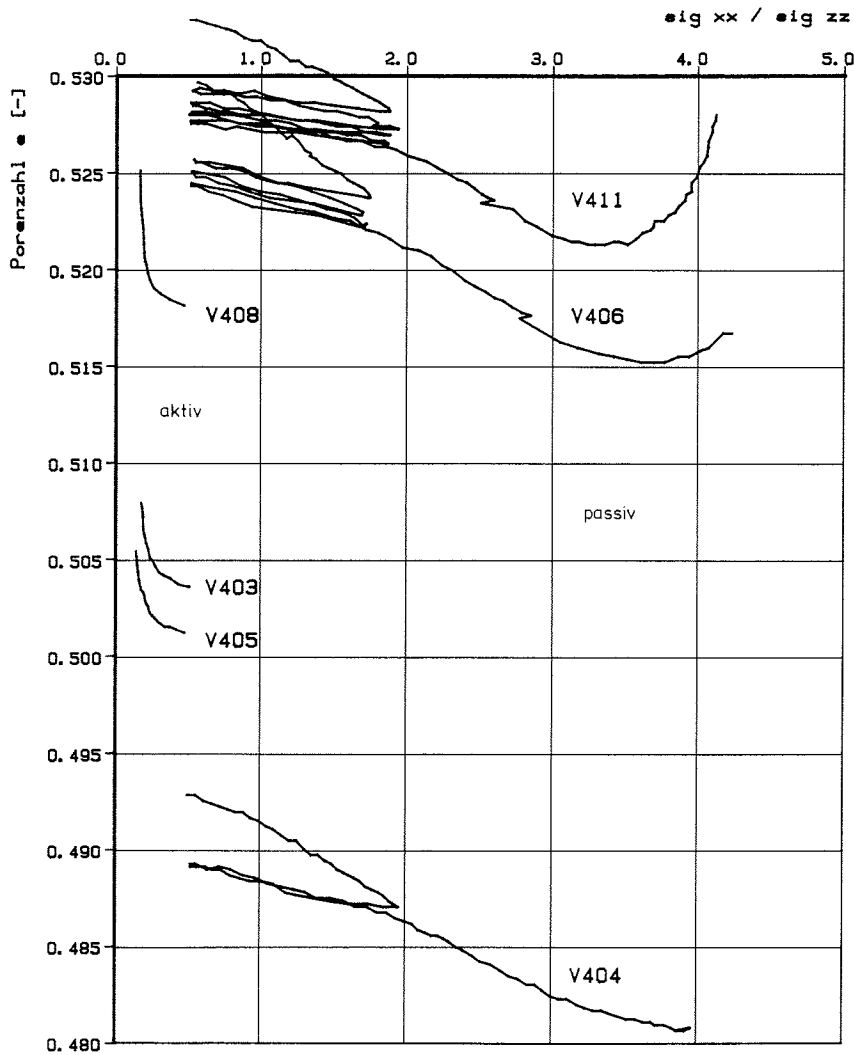


Bild 22:

Dichteänderung bei Spannungswegen zwischen Ruhedruck und Grenzzuständen (Quaderverformungsversuch)

auch bei passiver Beanspruchung zeigt das Material dilatantes Verhalten; eine Volumenvergrößerung tritt bei den aktiven Versuchen über das Maß hinaus auf, welches durch die Abnahme der mittleren Hauptspannung bedingt ist, bei den passiven Versuchen kommt es trotz Zunahme der mittleren Spannung zu einer deutlichen Gefügauflockerung.

In Bild 21 ist, wie unter 2.3.4 erläutert, das Verhältnis $\Delta \epsilon_{zz} / \Delta \epsilon_{xx} = -0,52$ eingetragen, wie es sich für die vorhandenen Spannungswegen bei einer Querkontraktionszahl von $\nu = 0,34$ und elastischem Material ergäbe. Ein Vergleich mit elastischem Material wird jedoch im Grenzzustand, wenn nur noch plastische Dehnungen auftreten und die Spannungen sich nicht mehr ändern, wenig sinnvoll.

Die in den Versuchen erzeugten Spannungswegen enden auf den durch die Grenzbedingung definierten Geraden. Trotz weiterer aufgebrauchter Dehnungen bleiben die Spannungen in diesem Punkt der Spannungsebene, jedoch nur für ein bestimmtes Verhältnis der Dehnungsgeschwindigkeiten. Bei geringfügiger Änderung des Dehnungsgeschwindigkeitsverhältnisses wandert der Spannungspunkt auf der Grenzge-

raden oder die Spannungen gehen zurück in den Bereich innerhalb der beiden Grenzgeraden.

Bei unseren Quaderverformungsversuchen werden solche zu Punkten entarteten Spannungspfade nur für den aktiven Grenzfall erreicht. Dabei betrug das Verhältnis der Dehnungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx} = -0,67$. Vor Erreichen des passiven Grenzfalles lag das Verhältnis bei $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx} = -1,25$. Wir können erwarten, daß sich dieses Verhältnis bei Fortführung des gleichen linearen Spannungsweges bis hin zum stationären Spannungspunkt noch weiter verringert hätte. Ein Verhältnis $\dot{\epsilon}_{zz}/\dot{\epsilon}_{xx} = -1,50$, dem Kehrwert von $-0,67$, ist durchaus wahrscheinlich, vor allem, wenn man entsprechend Bild 17 berücksichtigt, daß ϵ_{zz} für ein tatsächliches Konstanthalten von σ_{zz} etwas stärker hätte abnehmen müssen. Es ergibt sich kein Indiz gegen die Isotropie des Versuchsmaterials.

Nach Gudehus (1980) wird das Auftreten des Dehnungsgeschwindigkeitsverhältnisses, bei dem Spannungen, die einmal die Grenzbedingung erreicht haben, im Grenzzustand bleiben, kinematische Grenzbedingung genannt. Sie wird ausgedrückt durch ein Geradenpaar

$$(\dot{\epsilon}_{zz} - D_a \cdot \dot{\epsilon}_{xx}) \cdot (\dot{\epsilon}_{xx} + D_a \cdot \dot{\epsilon}_{zz}) = 0$$

Für D_a ist in unserem Fall $-1/0,67 = -1,50$ einzusetzen. Die Zahl D_a ist ein Maß für die Dilatanz des Sandes im Grenzzustand. Sie hängt mit dem von Bent Hansen (1958) eingeführten Dilatanzwinkel $\bar{v}$ zusammen gemäß

$$\bar{v} = \arcsin ((D_a + 1)/(D_a - 1)) = 11,5^\circ$$

Es ist zu beachten, daß dieser Dilatanzwinkel nur für den Grenzzustand des Bodens definiert ist. Er beschreibt das Verhältnis von 2 Dehnungsgeschwindigkeiten zueinander für den Fall, daß die Spannungen im Grenzzustand verbleiben. Vor dem Erreichen des Grenzzustandes kann eine Probe mit allen möglichen Verhältnissen von Dehnungsgeschwindigkeiten beaufschlagt werden (dadurch ist

$$\bar{v} = (\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3) / (\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3)$$

festgelegt), ohne daß ein volumetrisches Verhalten der Probe (Auflockerung, Verdichtung $\hat{=}$ Dilatanz, Kontraktanz) damit beschrieben würde.

Erst bei einer Aufteilung der Dehnungen in elastische und plastische Anteile

$$\epsilon_1 = \epsilon_{1_{el}} + \epsilon_{1_{pl}}; \quad \epsilon_3 = \epsilon_{3_{el}} + \epsilon_{3_{pl}}$$

könnte der Winkel

$$\bar{v} = (\dot{\epsilon}_{1_{pl}} + \dot{\epsilon}_{3_{pl}}) / (\dot{\epsilon}_{1_{pl}} - \dot{\epsilon}_{3_{pl}})$$

eine Aussage über volumetrisches Verhalten ermöglichen. Die Aufteilung der Dehnungen in elastische und plastische Anteile ist jedoch praktisch nicht in handhabbarer Form durchführbar (s. Laumans (1977)). Nur im Grenzzustand bei einem zum Punkt entarteten Spannungsweg sind alle Dehnungen plastischer Art.

Als wesentliche Ergebnisse der Quaderverformungsversuche sind festzuhalten:

- Der üblicherweise in der Form $K_0 = 1 - \sin \varphi$ abgeschätzte Ruhedruckbeiwert konnte nicht bestätigt werden. Der gemessene Ruhedruckbeiwert war größer.
- Zyklische Spannungen führten zu progressiven Dehnungen in der der zyklischen Spannung zugeordneten Richtung.
- Nach jeder Spannungswegumkehr zeigte der Sand kontraktantes Verhalten. Zyklische Spannungen führen zu einer Verdichtung des Sandes.
- Bei den ebenen Formänderungen ergab sich die Spannung in der Richtung behinderter Dehnungen zu $\sigma_{yy} = \text{const} \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})$. Die Konstante hatte hier bei einer Lagerungsdichte von $0,79 \leq D \leq 0,91$ den Wert 0,34. Das bedeutet, daß σ_{yy} nicht mit Hilfe des üblichen K_0 -Wertes berechnet werden kann.
- Die Durchführung von Mehrstufenversuchen ist zulässig. Der Sand hatte kein Erinnerungsvermögen an Zustände mit geringeren Scherbeanspruchungen.
- Es besteht offensichtliche Ähnlichkeit zwischen Erddruckmobilisierung im Großen und Schermobilisierung im Kleinen.

2.4 Scherkastenversuche

Bedingt durch die Wandreibung kommt es hinter bewegten und hinterfüllten Wänden zu Drehungen der Hauptspannungsrichtungen. Die Untersuchung solcher Hauptbeanspruchungsdrehungen kann näherungsweise vorläufig nur in Scherkastenversuchen erfolgen.

Das einfachste Versuchsgerät ist das sehr verbreitete Kastenschervergerät (Bild 23). Da in diesem Versuch jedoch eine Scherfuge erzwungen wird, ist eine Interpretation des Versuches als "Element"-Versuch nicht möglich. Kastenscherverversuche erlauben dagegen zuverlässig die Bestimmung der Bruchgrenze, und die Versuchsergebnisse - auch die Arbeitslinien - sind gut reproduzierbar. Da mir im Haus ein Kastengerät zur Verfügung stand, wurden darin einige zyklische Versuche ausgeführt. Bei ihrer Interpretation ist zu bedenken, daß die Versuchsrandbedingungen unklar sind und eine Homogenität der Probenbeanspruchung nicht angenommen werden kann.

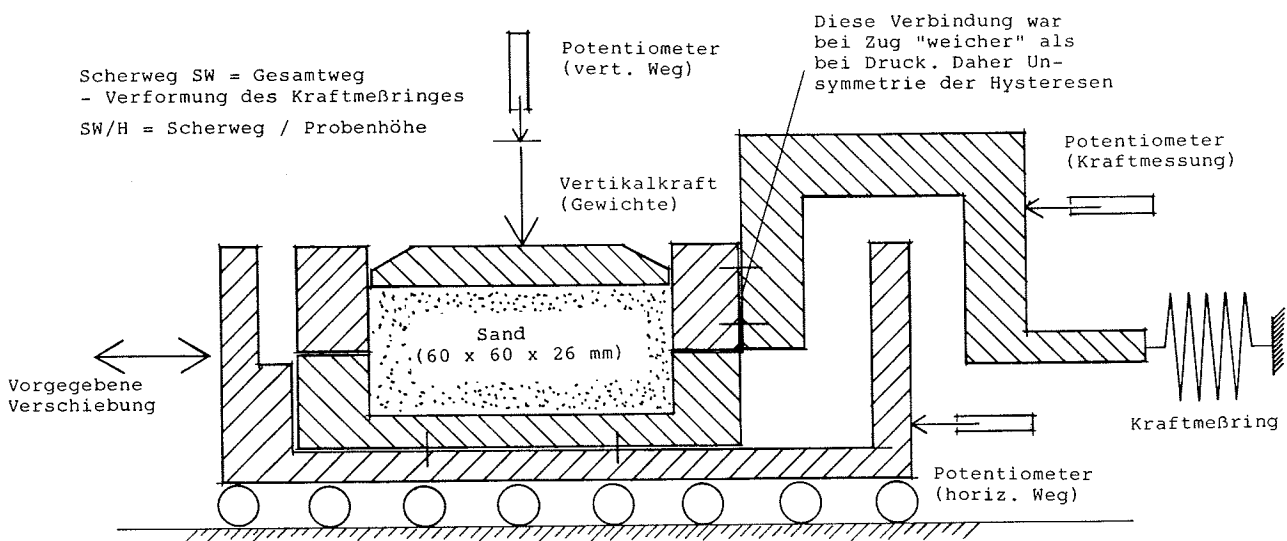


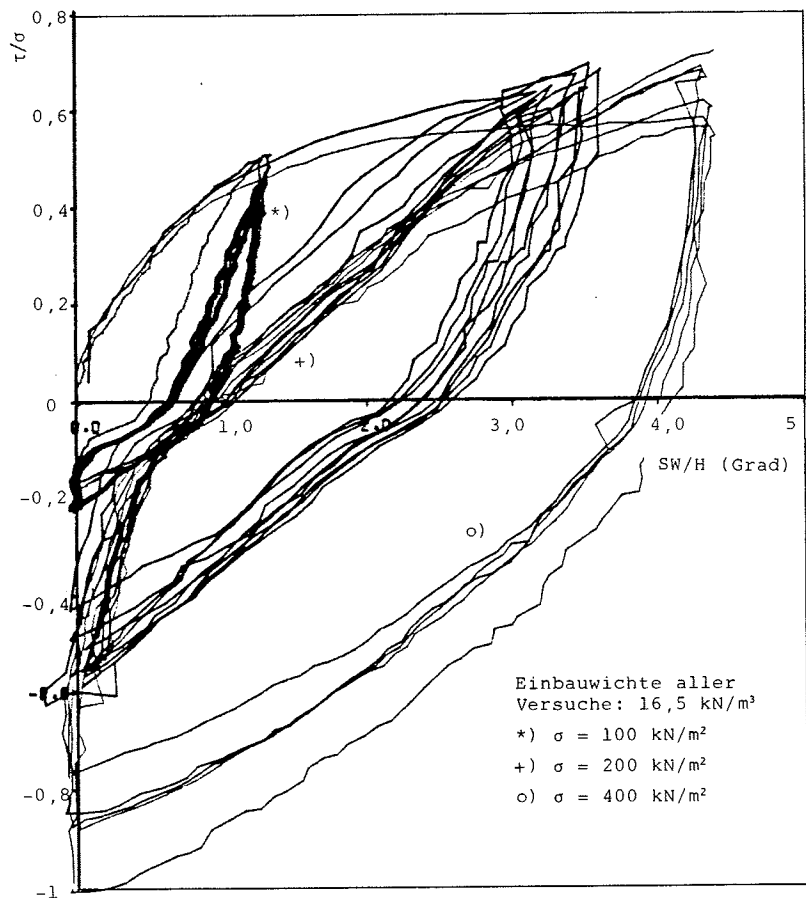
Bild 23: Schematischer Aufbau des direkten Schergerätes (Stuttgart)

Für 2 verschiedene Ausgangsdichten ($e = 0,60$ und $e = 0,65$) und 3 verschiedene Normalspannungen ($\sigma = 100, 200$ und 400 kN/m^2) wurden Versuche mit bis zu 60 Scherwegzyklen durchgeführt. Der Scherweg wurde (z.T. mit steuerungsbedingten Toleranzen) zyklisch vorgegeben. Die Größe des Scherweges ergab sich aus einer Scherkraft, die für den ersten Zyklus z.B. mit $\tau/\sigma = 0,5 \hat{=} \varphi_{\text{mob}} = 27^\circ$ vorgegeben wurde.

In Bild 24 sind die Arbeitslinien von 3 Versuchen mit unterschiedlicher Normalspannung vergleichbar aufgetragen. In allen Versuchen unterscheidet sich die Scherkraftmobilisierung im ersten Zyklus von den Arbeitslinien der folgenden Zyklen. Ein Einfluß der Normalspannung auf die Erstbelastungslinie ist zumindest bei kleinen Scherwegen und der gewählten dimensionslosen Auftragung nicht erkennbar. Form und Flächeninhalt der Hysterese sind jedoch vom Spannungsniveau abhängig. Die größeren Hysteresefflächen gehören zu den kleineren Normalspannungen.

Bild 24:

Vergleich von zyklischen Kastenscherversuchen mit unterschiedlicher Normalspannung



Die Entwicklung der Porenzahl und die Hysteresen von 60 Zyklen sind in Bild 25 wiedergegeben. Die deutliche Kontraktion des Materials nach der Scherwegumkehr wird vor allem im ersten Zyklus deutlich, ist aber in allen Zyklen vorhanden. Mit wachsender Zyklenzahl nimmt das Material offensichtlich zyklisches Verhalten an. Aus den ersten Scherwegzyklen könnte noch eine Änderung der Ober- und Unterspannung interpretiert werden. Bei großer Zyklenzahl ist jedoch bei zyklisch vorgegebenen Verformungen auch ein zyklisches Spannungsverhalten gegeben. Anders als bei zyklisch vorgegebenen Spannungen, wo die resultierenden Dehnungen alle zumindest technisch ertragbaren Grenzen überschreiten können (schrittweises Versagen) besteht eine ähnliche Gefahr bei zyklisch vorgegebenen Verformungen nicht. Der Spannungsbereich muß in endlichen Grenzen bleiben, und es müssen

asymptotisch Ober- und Unterspannungen erreicht werden. Denkbar ist nur, daß diese Spannungen im Vergleich zur erreichten Spannung im ersten Zyklus sehr niedrig sind, darauf geben die hier aufgeführten Versuche allerdings keinen Hinweis.

Die Porenzahlen bei Ober- und Unterlast und der Flächeninhalt der Hysteresen jeweils für 2 Versuche mit verschiedenen Dichten sind in den Bildern 26 und 27 aufgetragen. Sie zeigen das erwartete asymptotisch zyklisch werdende Verhalten.

Die dargestellten Kastenscherversuche sind keine hochwertigen und aufwendigen Versuche. Trotz aller ihrer Unzulänglichkeiten erlaubten sie jedoch klare Aussagen:

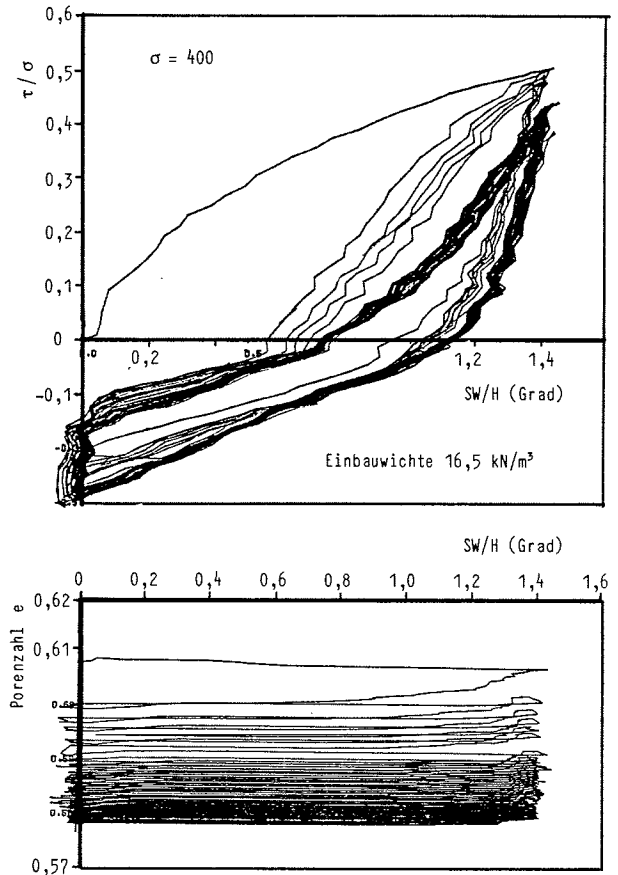


Bild 25: Arbeitslinie und Scherweg : Porenzahl-Diagramm für einen Kastenscherversuch

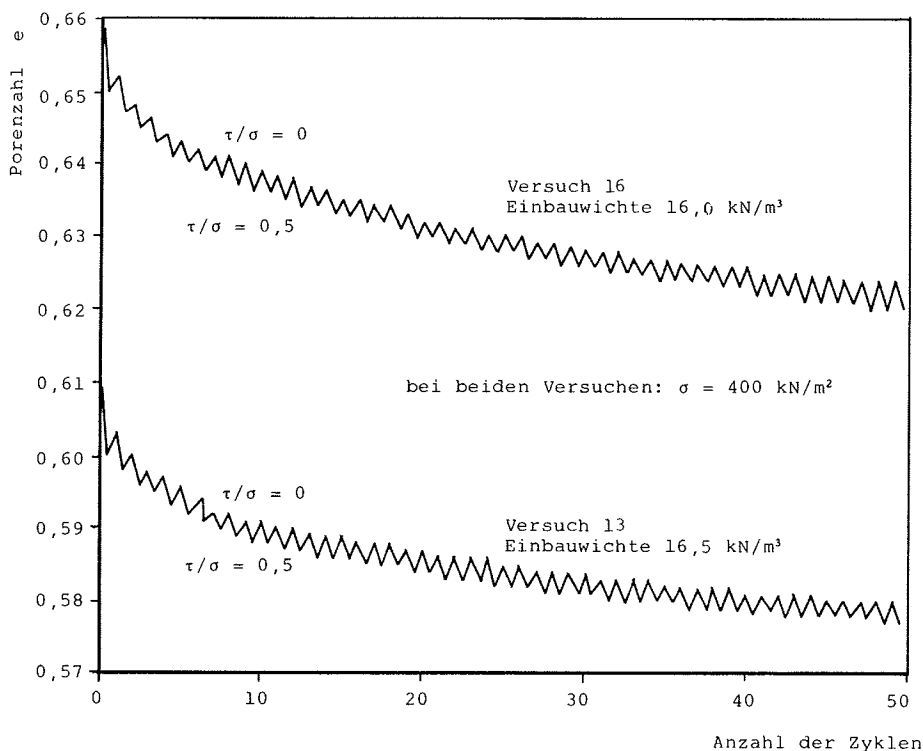
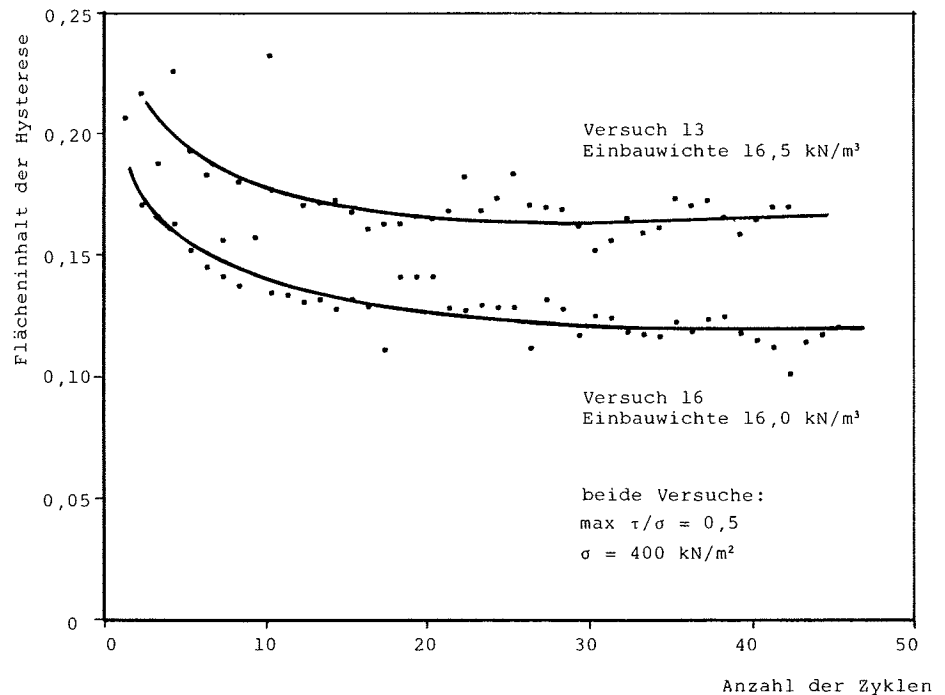


Bild 26:
Entwicklung der Porenzahl bei zwei zyklischen Kastenscherversuchen

Bild 27:
Entwicklung des
"Flächeninhalts" der
Hysterese bei zwei
zyklischen Kasten-
scherversuchen



- Auch in Kastenscherversuchen zeigt der Sand Kontraktanz bei Wegumkehr.
- Zyklisch vorgegebene Scherwege führen asymptotisch zu zyklischen Scherspannungen.

Klarere Randbedingungen als im Kastenschervergerät kann man im sogenannten Ein-fachschergerät ("Simple Shear Apparatus") erwarten. In diesem Versuch wird ein homogener Deformationszustand angestrebt; darüber hinaus werden die Spannungen an den Rändern der Probe weitgehend gemessen und sollten eine Aussage über den mechanischen Zustand im Innern der Probe erlauben.

Ich hatte Gelegenheit, im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover einige zyklische Versuche im dort weiterentwickelten Ein-fachschergerät durchzuführen. Ich danke den Mitarbeitern des Instituts für ihre freundliche Unterstützung und Herrn Prof. Lackner für die Ermöglichung der Versuche. Das Gerät ist verschiedentlich ausführlich beschrieben worden (Stroud (1971), Rizkallah et al. (1979))

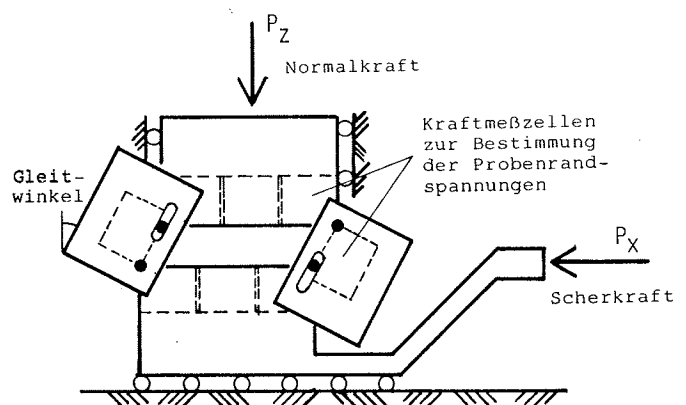


Bild 28: Prinzip des Einfachschergerätes in Hannover

und schematisch in Bild 28 dargestellt. Es wurden 6 Vorversuche mit verschiedenartigen zyklischen Scherwegen, Ausgangsdichten und Probenhöhen gefahren. Auf die Durchführung von ursprünglich geplanten weiteren Versuchen wurde nach der Auswertung der Vorversuche verzichtet, da der Aufwand in keinem Verhältnis zu den erzielbaren Ergebnissen gestanden hätte.

Bild 29 zeigt die Beziehungen zwischen aufgebrachtem Deformationswinkel, Scherkraft und Porenzahl bei einem Versuch mit einem maximalen Gleitwinkel von 30° . Bemerkenswert ist die Symmetrie der Hysterese und die deutliche Volumenverringerng der Probe bei jeder Wegumkehr nach den vorhergegangenen Volumenvergrößerungen bei Scherbeanspruchungen in der Nähe des Grenzzustandes.

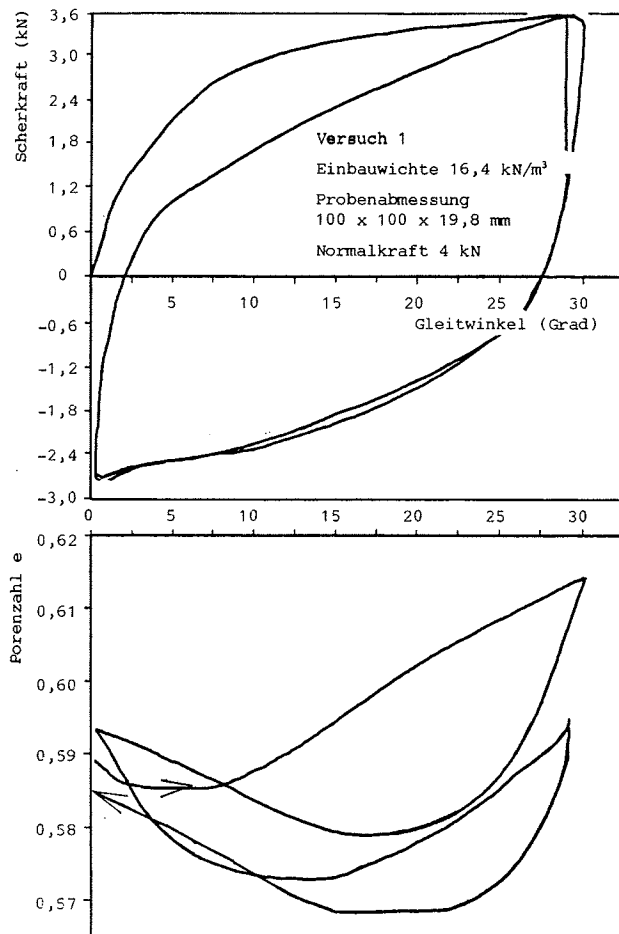


Bild 29:
Gleitwinkel, Scherkraft und
Porenzahl bei einem Einfach-
scherversuch mit großem Gleit-
winkel

Ergebnisse eines Versuches mit kleinerem zyklischen Scherweg und höherer Zyklenzahl sind in Bild 30 dargestellt. Sie lassen übrigens die gute Qualität der Meßeinrichtung für die globalen Kräfte und Verformungen sowie der Steuerungstechnik erkennen. Bei dem vorgegebenen zyklischen Scherweg ergab sich eine geringe Zunahme der Scherkräfte, jedoch mit asymptotischer Tendenz wie Bild 31 belegt. Die Zunahme der Scherkraft kann direkt mit der kontraktanzbedingten Zunahme der Dichte in Verbindung gebracht werden, vgl. auch Bild 5, dem Ergebnis zyklischer Dreiaxialversuche. Auch der Flächeninhalt der Hysterese wird kleiner und strebt einem Grenzwert zu.

Bild 32 macht die zyklusbedingte Dichtezunahme in 4 verschiedenen Versuchen vergleichbar mit den Entwicklungen unter den anderen untersuchten Versuchsrandbedingungen (Bilder 3, 7, 13 und 26).

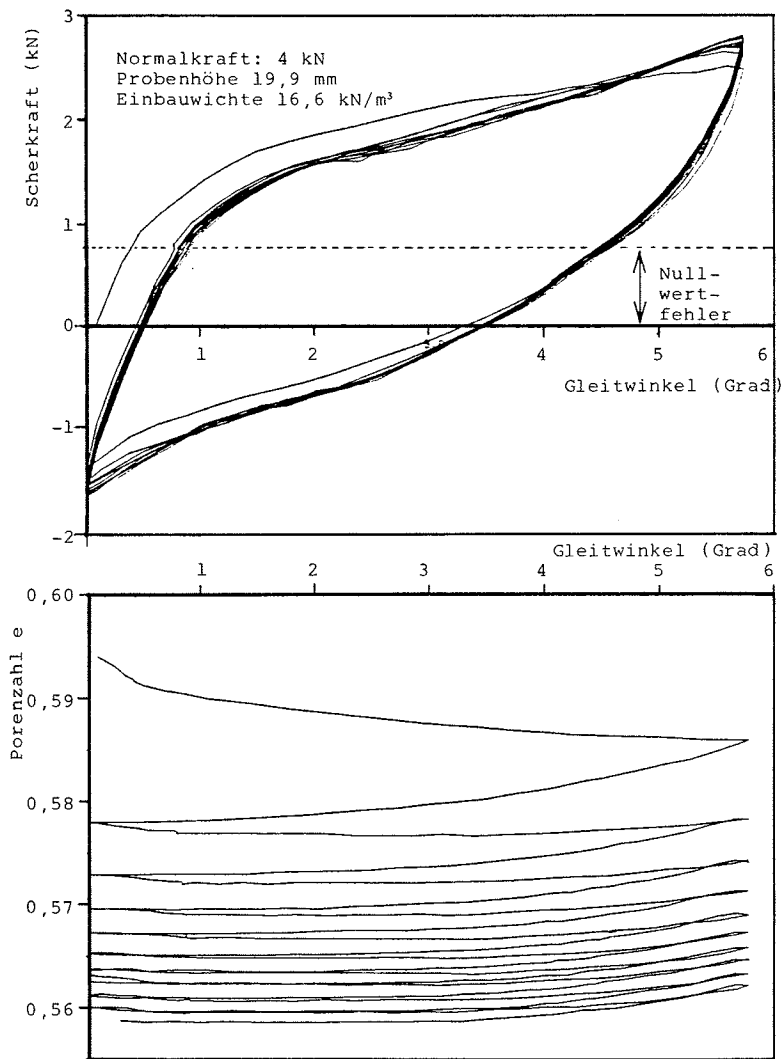


Bild 30:

Zyklischer Einfachscher-
versuch: Gleitwinkel,
Scherkraft und Porenzahl

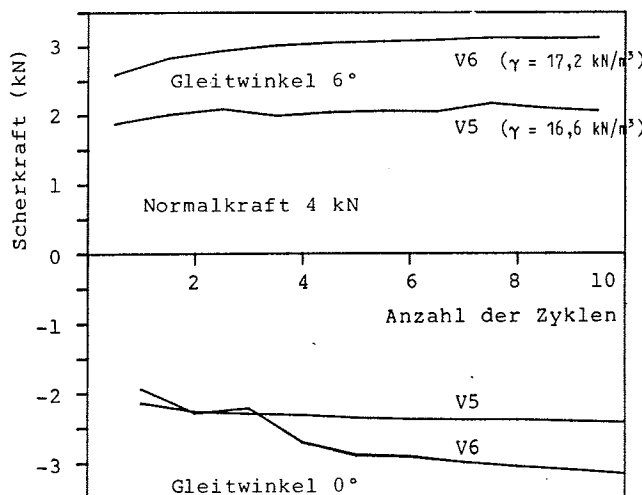


Bild 31:

Entwicklung der Scherkräfte bei
den extremen Scherwegen in zwei
Einfachscherversuchen

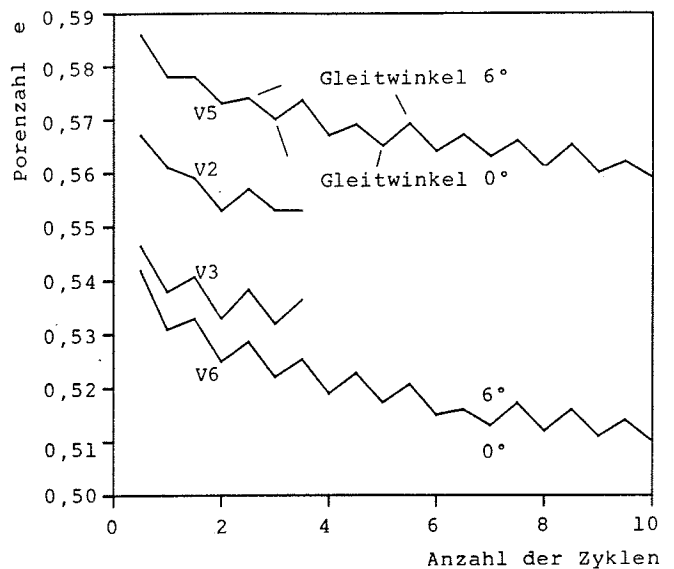


Bild 32:

Entwicklung der Porenzahl bei
zyklischen Einfachscherversuchen

Über diese globalen Aussagen von Kräften und Verformungen hinaus, wie sie ja sehr ähnlich aus den Kastenscherversuchen zu erhalten waren, sollten aus den Einzelscherversuchen Aussagen über den Spannungszustand zu gewinnen sein. In 6 Miniaturkraftmeßzellen, die bis auf die unbewegten Seitenflächen die Probe vollständig umschließen, wurden jeweils die Normalkraft und ihre Exzentrizität sowie die Scherkraft gemessen. Die Größe und Verteilung dieser Kräfte sind für einen Versuch und einige ausgewählte Beanspruchungszustände in Bild 33 wiedergegeben. Die schlechte Qualität dieser Meßergebnisse ist einfach nachzuweisen:

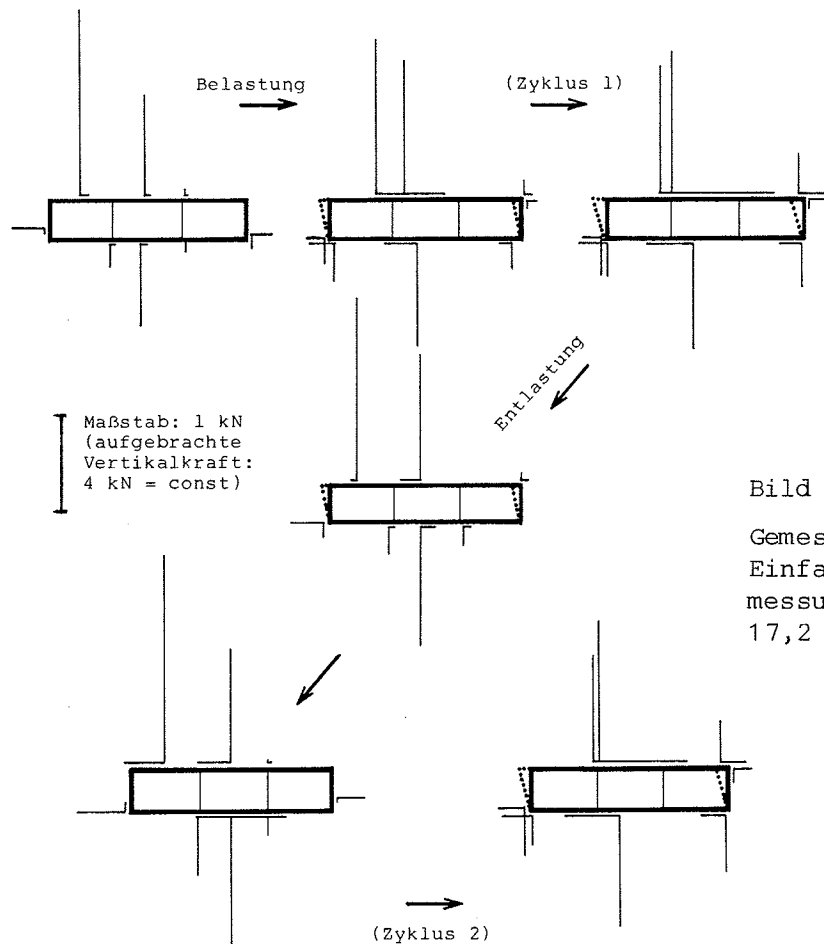


Bild 33:

Gemessene Randkräfte bei einem Einzelscherversuch (Probenabmessungen 100x100x38 mm, Wichte 17,2 kN/m³, Normalkraft 4 kN)

Die Gleichgewichtsbedingungen sind deutlich verletzt. Die eingeleiteten und gemessenen horizontalen und vertikalen Kräfte finden sich nur zu einem wesentlich zu kleinen Teil wieder, weiterhin sind die Exzentrizitäten teilweise nicht plausibel oder sogar physikalisch unmöglich.

Es gibt verschiedene Gründe und Erklärungen für diese unbefriedigende Situation:

Lokale Inhomogenitäten der Probendichte und eine zu den Kraftmeßdosen nicht kongruent herstellbare Probenoberfläche vor dem Gerätezusammenbau beeinflussen bei den geringen Geräteabmessungen die Kräfteverteilung wesentlich.

Reibung in den Lagern des Gerätes kann teilweise die Verletzung der äußeren Gleichgewichtsbedingung, Reibung an den nicht erfaßten Geräteseitenflächen das nicht erfüllte innere Gleichgewicht erklären. Hauptursache sind m.E. jedoch Herstellungsfehler in den Miniaturkraftmeßdosen. Toleranzen bei der diffizilen Beklebung der Biegebalken und Kragträger im Innern der Kraftmeßzellen sowie der unlösbare Widerspruch zwischen einer steifen Zelle und meßbaren Dehnungen dürften dabei die wesentlichen Fehlerquellen sein. Die Spannungen, die sich aus diesen Randkräften im Probeninnern ergeben, werden nachfolgend noch ermittelt. Eine weitergehende Auswertung ist jedoch nicht vernünftig.

Bei ungleichmäßig verteilten Randkräften und Randspannungen kann der Spannungszustand im Probeninnern nicht homogen sein. Als mittleres Maß für die Spannung in der Probe definieren wir deshalb

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \cdot \int_V \sigma_{ij} \cdot dV$$

Mit einer in Anlage 2 erläuterten Umformung ergibt sich

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \cdot \sum (T_j \cdot x_i)$$

Die Summen sind in Bild 34 (s. Anlage 2) vollständig ausgeschrieben.

Für die Berechnung der Normalspannungen σ_{xx} und σ_{zz} sind somit die Angriffspunkte der Schubspannungen mit deren Exzentrizität zu berücksichtigen. Setzt man die Exzentrizität der Schubkraft gleich mit der Exzentrizität der Normalkraft, so ergibt sich rechnerisch ein deutlich anderer Spannungszustand als dann, wenn man den Angriffspunkt der Schubkräfte im Mittelpunkt der Kraftmeßzellen annimmt.

Das Spektrum der errechenbaren Spannungen erhöht sich noch weiter, wenn man eine Betrachtung am mittleren Drittel der Probe vornimmt, wie dies von Stroud (1971) vorgeschlagen wird. Die auf derart verschiedene Art und Weise errechneten Spannungen während des Versuches 6 sind im Bild 35 zusammengestellt.

Vor der Spannungsermittlung werden die gemessenen Kräfte dabei so korrigiert, daß die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind, indem die dazu erforderlichen Differenzkräfte proportional zu den gemessenen Kräften verteilt wurden.

Entsprechend der eingeleiteten vertikalen Last von konstant 4 kN müßte $\bar{\sigma}_{zz}$ während des gesamten Versuches konstant etwa 400 kN/m² betragen. Aus den gemessenen Kräften sind jedoch Spannungen zwischen 200 und 450 kN/m² abzuleiten. Es ist daher nicht möglich, die Spannungen und auch Spannungsänderungen in ihrer Beziehung zu den Schubverformungen zu interpretieren. Die Auswirkung von Beanspruchungen mit Hauptachsendre- hungen kann aus diesen Versuchen nicht erkannt werden.

Richter und Wulf (1980) beschreiben Versuche, die sie in einem eigens ge- bauten Einfachschergerät mit einem gleichkörnigen Mittelsand durchführ- ten. Auch sie geben keine Spannungs- Dehnungs-Beziehungen an, beschreiben aber die Änderungen des Probenvolu- mens infolge zyklischer Verformungen

bei verschiedenartigen Belastungsgeschichten. Die Ergebnisse der eigenen Ver- suche passen widerspruchsfrei zu den von Richter und Wulf formulierten Aussagen. Da diese auf einer eingehenderen Untersuchung beruhen, zitiere ich sie sinngemäß, soweit sie mir hier wesentlich erscheinen:

- Zyklische Scherungen der Probe um die durch die Sedimentation vorgegebene ver- formungsfreie Nullage ergaben einen kontinuierlichen Wechsel von Verdichtungen und Auflockerungen innerhalb der einzelnen Zyklen mit insgesamt zunehmender Verdichtung auch bei hohen Ausgangsdichten und großen Scheramplituden. Die zu- sätzliche Verdichtung nahm mit wachsender Zyklenzahl deutlich ab.
- Wurde einer Probe eine Scherverformung voreingeprägt, so verlor sie ihre durch die Sedimentation hervorgerufene Symmetrie. Die um eine ausgelenkte Lage durchgeführten Zyklen erzeugten ein deutlich anderes Deformationsverhalten als Scherwegzyklen symmetrisch zum Sedimentationszustand.

Von den Ergebnissen der von mir durchgeführten Einfachscherversuche kann zusätz- lich festgehalten werden:

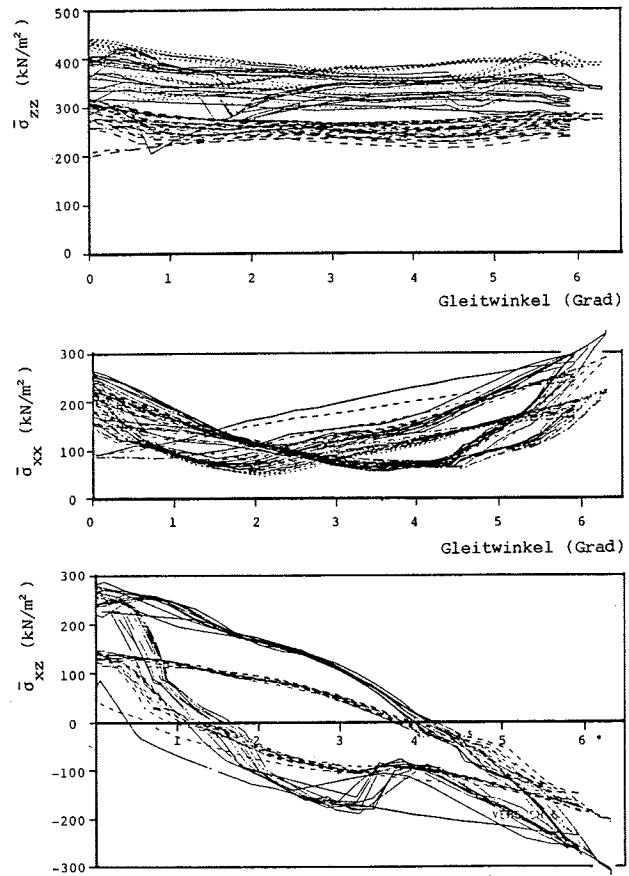


Bild 35:

Nach verschiedenen Verfahren er- mittelte mittlere Probenspannungen im Einfachscherversuch

- Versuche mit verschiedenen Ausgangsdichten ergaben, daß die jeweils asymptotisch erreichte Grenzdichte von der Ausgangsdichte abhängt, daß es also keine absolute Grenzdichte gibt, die der Sand unter beliebigen zyklischen Beanspruchungen erreicht.
- Die zyklisch vorgegebenen Scherwege führen bei genügend großer Zyklenzahl zu zyklischen Scherspannungen. Wegen der kontraktanzbedingten Dichtezunahme steigt die bei den Extremwegen auftretende Schubspannung in jedem Zyklus an, nähert sich aber einem Grenzwert.

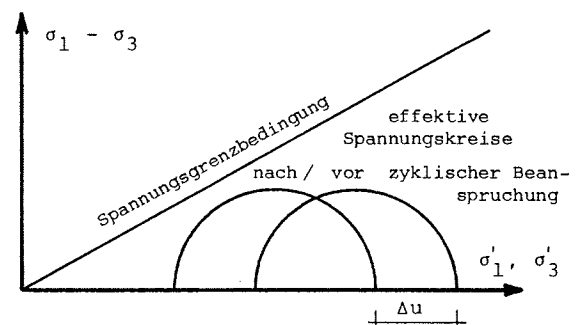
2.5 Unterschied zwischen drainierten und undrainierten Versuchen

Wie schon in Abschnitt 2.2 angesprochen, sind in den letzten Jahren viele zyklische Scherversuche mit Sand durchgeführt worden, allerdings überwiegend mit wassergesättigten Proben und ohne Drainage.

Wie die Kapitel 2.1 bis 2.4 zeigten, erfährt Sand unter zyklischen Beanspruchungen bei allen untersuchten Arten von Scherbeanspruchungen eine Verdichtung durch Kontraktanz. Sobald durch äußere Randbedingungen diese Volumenverringerung behindert ist, typischerweise also bei wassergesättigten Böden, aus denen das nahezu inkompressible Porenwasser nicht abfließen kann (bei rascher Verformung kann auch Luft nicht genügend kompressibel sein und nicht abströmen), führt die Kontraktanzneigung zu einer Verringerung der Korn-zu-Korn Kräfte, also zu einer Verringerung der effektiven Spannungen. Da sich die totalen Spannungen wegen des globalen Gleichgewichts jedoch nicht ändern können, baut sich gleichzeitig ein Porenwasserüberdruck auf. Im Mohrschen Diagramm erfährt der effektive Spannungskreis eine Verschiebung um den Betrag dieses Porenwasserüberdruckes und nähert sich damit der Spannungsgrenze (Bild 36). Bei genügend großer Zyklenzahl kann das Grenzverhältnis erreicht werden.

Bild 36:

Einfluß zyklischer Beanspruchung auf die effektiven Spannungen in wassergesättigtem Sand bei verhinderter Drainage



Dieses Verhalten gilt prinzipiell für alle körnigen Stoffe. Korngröße, Durchlässigkeit, Lagerungsdichte, Anfangsspannungszustand, Art und Größe der zyklischen Beanspruchung, Zyklenzahl und Geschwindigkeit der zyklischen Beanspruchung bestimmen dabei die Größe des Porenwasserüberdrucks und damit die Folgen (Verformungen, Versagen). Die Vielzahl der Einflüsse ist von verschiedenen Forschern untersucht worden (Finn et al (1971), Martin et al (1975), Seed (1979), Castro & Poulos (1977), Seed & Peacock (1971), Ishihara & Okada (1978), Seed & Idriss (1971), Ishihara (1977)).

Einige dabei gewonnene Erkenntnisse sind durchaus geeignet, die in den vorherigen Kapiteln beschriebenen Ergebnisse von Versuchen unter drainierten Randbedingungen zu bestätigen:

undrainierte Verhältnisse

Sowohl lockere als auch dichte Sande erreichen nach genügend vielen Zyklen einen Spannungszustand mit einem Grenzspannungsverhältnis (Finn et al (1971)).

Je größer die Amplitude der zyklischen Scherbeanspruchungen ist, desto eher wird ein Grenzspannungsverhältnis erreicht (Finn et al (1971)).

drainierte Verhältnisse

Bei Spannungswegumkehr zeigen sowohl lockere als auch dichte Sande kontraktantes Verhalten und werden somit zunehmend verdichtet.

Das Maß der Kontraktanz je Zyklus steigt mit wachsender Amplitude der Beanspruchungen.

Neuere Arbeiten versuchen das Verhalten zyklisch beanspruchter Sande in Stoffgesetzen so zu beschreiben, daß sowohl teilweise oder vollständig drainierte als auch undrainierte Verhältnisse damit erfaßt werden können (Nemat-Nasser & Sokoo (1979), Gaboussi & Momen (1980), für bindige Böden: Carter et al (1979)).

Auch die Kopplung von Strömungsgesetzen im Boden, die durchlässigkeitsbedingte Änderungen der Porenwasserdrücke beschreiben, mit nichtlinearen Stoffgesetzen, bei denen die Änderungen des Festanteilvolumens des Bodens mit ihren Auswirkungen auf den Porenwasserdruck beschrieben werden, ist formuliert (Sandhu & Wilson (1969), Zienkiewicz (1980)) und kann mit Hilfe der finiten Element-Methode berechnet werden. Der Aufwand, mit dieser Methode zyklische Beanspruchungen von Strukturen zu berechnen, ist jedoch enorm groß, da sowohl die Lasten als auch die Zeit in vielen kleinen Inkrementen "aufgebracht" werden müssen. Für monotone Belastungen sind solche gekoppelten nichtlinearen Berechnungen z.B. von Buchmaier (1984) durchgeführt worden.

3. Bauwerksmessungen

Wie in Kapitel 1 erläutert, waren Erddruckfragen bei hinterfüllten Schleusenkammerwänden ein Anlaß dieser Arbeit. Mittlerweile liegen Erddruckmessungen an der von Hilmer (1976) instrumentierten Schleuse Eibach vor. Außerdem standen mir Messungen von der Schleuse Iffezheim für eine zusammenhängende Auswertung zur Verfügung.

3.1 Erddruckmessungen an der Schleuse Eibach

Die Schleuse Eibach im Zuge des Main - Donau Kanals wurde im Auftrag der Rhein-Main- Donau AG von der Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA) zur Messung des Erddruckes hinter einer Kammerwand und zur Bestimmung der den Erddruck beeinflussenden Größen (Verformungen, Temperaturen, Wasserstände) instrumentiert. Hilmer (1976) hat ausführlich über die Instrumentierung und die Meßergebnisse bei der Hinterfüllung des Bauwerkes berichtet. Wir danken der LGA, daß sie uns die Meßdaten, die in Form jährlicher Berichte vorliegen, zur Verfügung gestellt hat.

Bild 37 zeigt einen Schnitt durch das Gesamtbauwerk, Bild 38 den Querschnitt der mit Erddruckmeßgebern ausgestatteten Kammerwand. Die lagenweise eingebaute und verdichtete Hinterfüllung bestand im Meßquerschnittsbereich aus kiesigem Mittelsand, dessen mittlere Wichte 19 kN/m^3 betrug. Außerhalb des Meßquerschnittes wurde schwach schluffiger und schluffiger Sand eingebaut und direkt hinter der Wand eine 2 m dicke Filterschicht aus Kies 2/32 angeordnet. Ein Wasserdruck konnte sich hinter der Wand nicht aufbauen.

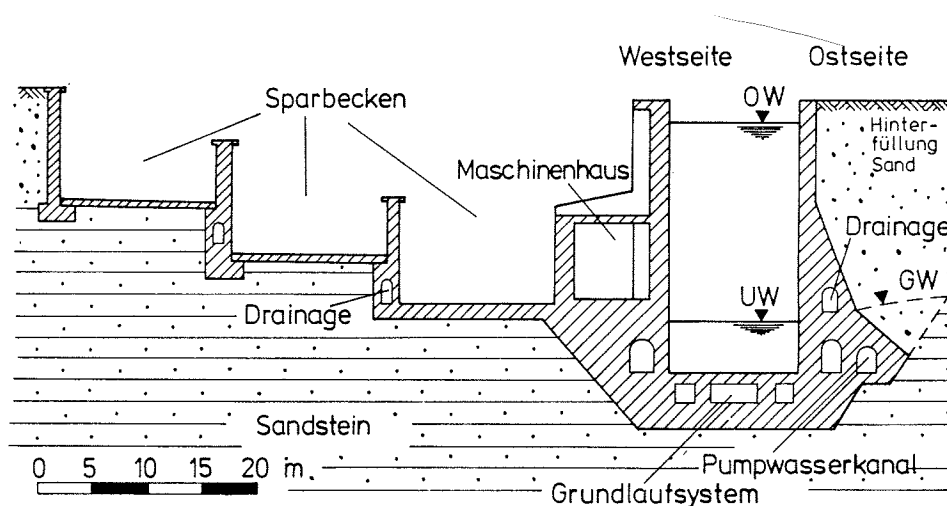


Bild 37:
Querschnitt
durch die
Schleuse Eibach

Der Erddruck normal zur Wandrückseite wurde in 9 verschiedenen Tiefen mit 35 Erddruckmeßdosen ermittelt. Je vier Dosen liegen in der Regel mit einem Abstand von 2,24 m nebeneinander; es kamen zwei verschiedene Meßprinzipien (schwingende Saite (Maihak), Membranventile (Glötzl)) zur Anwendung. Die Meßwerte von benachbarten Dosen weichen z.T. erheblich voneinander ab, für die weitergehende Auswertung werden Mittelwerte gebildet.

Außer dem Erddruck wurden in einem Schnitt die Schubspannungen zwischen Wand und Hinterfüllung gemessen. Neben der Außentemperatur wurde die Temperatur an vier Stellen innerhalb der Wand bestimmt, wodurch Rückschlüsse auf die

Temperaturverteilung innerhalb der Betonkonstruktion möglich sind. Die Verschiebungen der Mauerkrone, bezogen auf einen Punkt in Kote 315,10 m ü.NN, wurden mit Pendeln und Neigungsmessern beobachtet. Dabei können eine Gesamtverschiebung der Schleuse oder eine Verschiebung infolge einer Ausdehnung der Sohle nicht erkannt werden.

Messungen wurden bis einschließlich 1980 monatlich, ab 1981 quartalsweise durchgeführt. Weiterhin wurde eine als "Flutprogramm" bezeichnete Meßserie unternommen, bei der die Auswirkungen des Schleusenfüllens und -leerens auf den Erddruck während dreier Schleusungen untersucht wurden.

Bild 39 zeigt die Erddrucknormalspannungen, die in den Sommern der Jahre 1975 bis 1981 gemessen wurden. Vor allem in den ersten zwei Jahren ist demnach der Erddruck wesentlich angestiegen und liegt jetzt deutlich über dem Bemessungserddruck. Eine signifikante Erhöhung des Erddruckes nach 1977 ist jedoch nicht mehr festzustellen.

Die dargestellten Spannungsspitzen in den Koten 315, 319 und 323 m ü.NN können nicht als Ausreißer oder Meßfehler interpretiert werden. Sie sind als Mittelwerte von 4 benachbarten Dosen statistisch signifikant. Sie deuten darauf hin, daß im Boden keine stetige Spannungsfeld-Funktion existiert, sondern daß sich

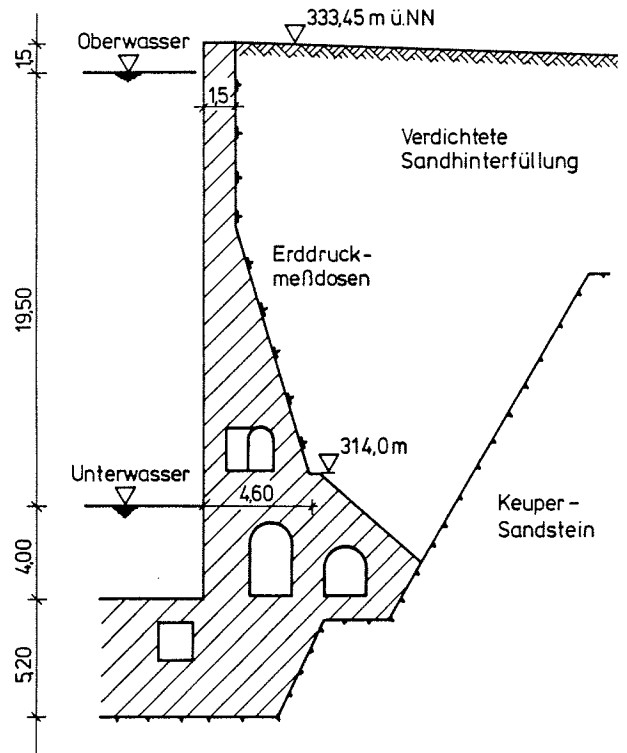


Bild 38: Meßquerschnitt bei der Schleuse Eibach

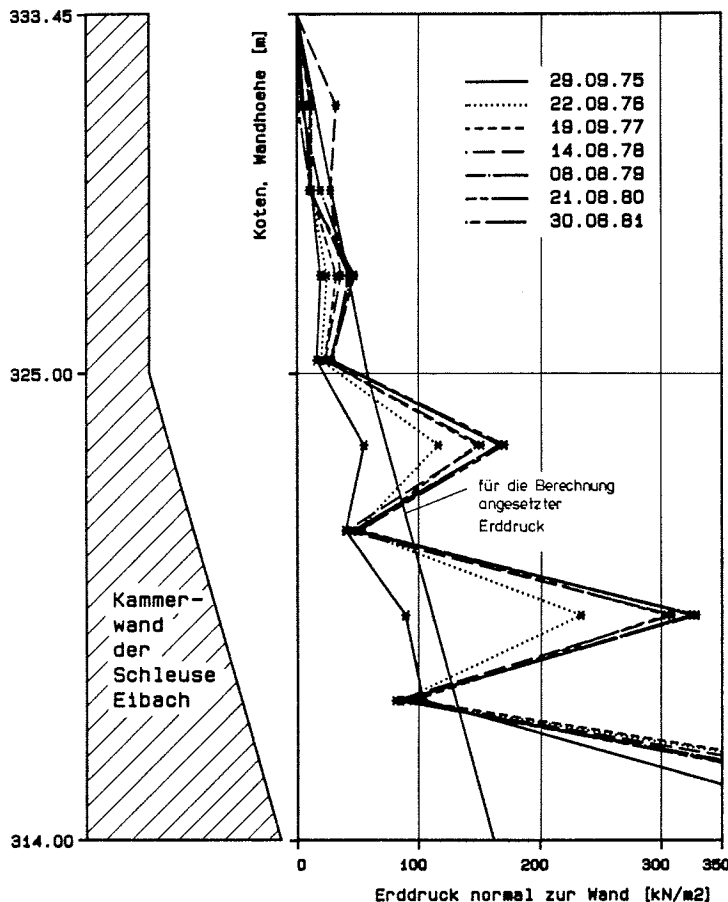


Bild 39: Erddruckverteilung in den Sommern 1975 bis 1981 (Eibach)

lokale Bereiche (ein Gerüst) ausbilden, in denen die Volumenkkräfte bevorzugt abgetragen und weitergeleitet werden. Smolczyk (1980) nennt diesen Effekt lokale Interaktion.

Die Entwicklung der Erddruckkraft und des daraus resultierenden Momentes in der Schleusenwand bei Kote 314.0 m sind in Bild 40 über der Zeit dargestellt. Hierin wird deutlich, daß der Erddruck ab Sommer 1977 im Jahresmittel konstant blieb. Es gibt jedoch jahreszeitlich bedingt deutliche Erddruckschwankungen mit Maximalwerten im August / September und Minima während der Wintermonate. Der Erddruck korreliert mit den periodischen Horizontalbewegungen der Mauerkrone (Bild 41) und diese wiederum mit den mittleren

Monatstemperaturen und dem Temperaturgefälle in der Kammerwand (Bild 42).

Das dargestellte Temperaturgefälle ist der Mittelwert von Temperaturdifferenzen, die in den Koten 316.60 und 330.0 innerhalb der Wand gemessen wurden. Durch die ungleichmäßige Erwärmung des Betons biegt sich die Kammerwand im Sommer gegen die Hinterfüllung. Die Verkipfung der Wand in Höhe der Kote 314 m (in Bild 42: Anteil aus Sohlbiegung) ist nicht saisonabhängig.

Die saisonalen Verformungen der Wand sind einer langfristigen Wandbewegung überlagert, die mit dem Kriechen des Betons zu erklären ist. Ermittelt man die Biegelinie der Wand mit der Erddrucklast, gemessen am 31.6.81, unter Berücksichtigung der veränderlichen Wandsteifigkeit, so erhält man eine Wandkopfverschiebung von 7 mm bei Ansatz eines E-Moduls von 34000 MN/m^2 . Der Vergleich mit den gemessenen 17,8 mm ergibt einen Kriechfaktor von 2,6, der sehr realistisch ist. Aufgrund dieser Kriechbewegung von der Hinterfüllung weg ist eine Erddruckminderung zu erwarten. Sie ist aus den Erddruckmessungen jedoch nicht erkennbar.

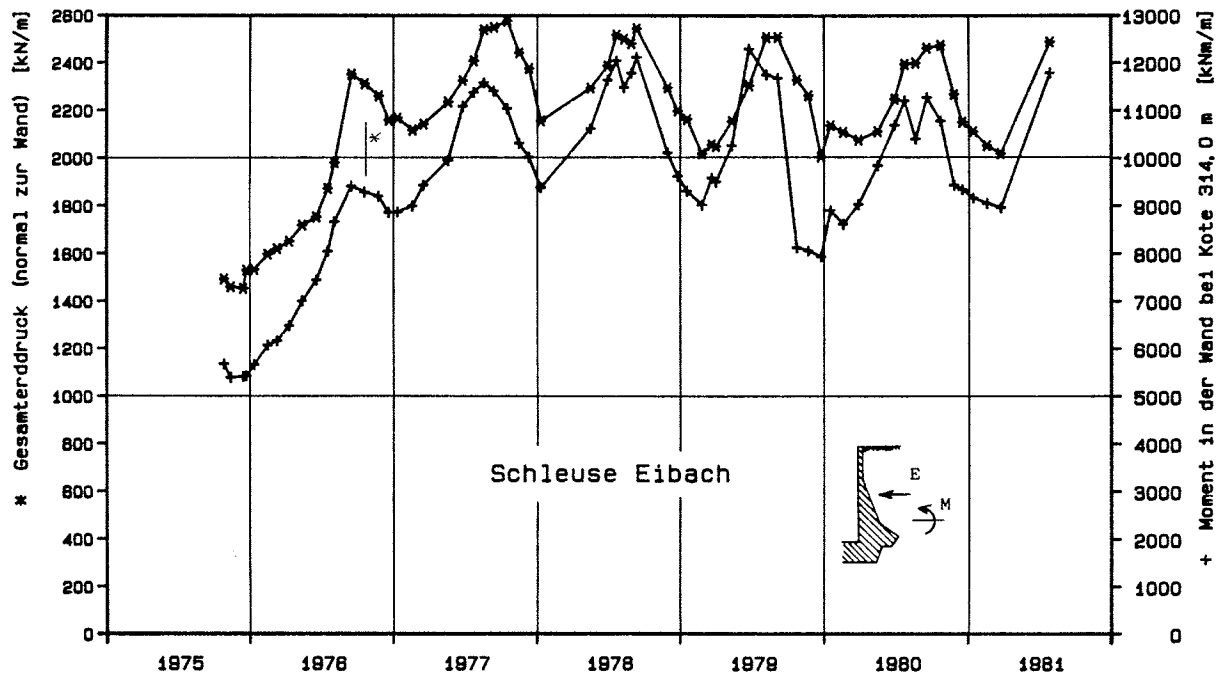


Bild 40: Entwicklung des Erddruckes bei der Schleuse Eibach
(*: Zeitpunkt des Flutprogramms)

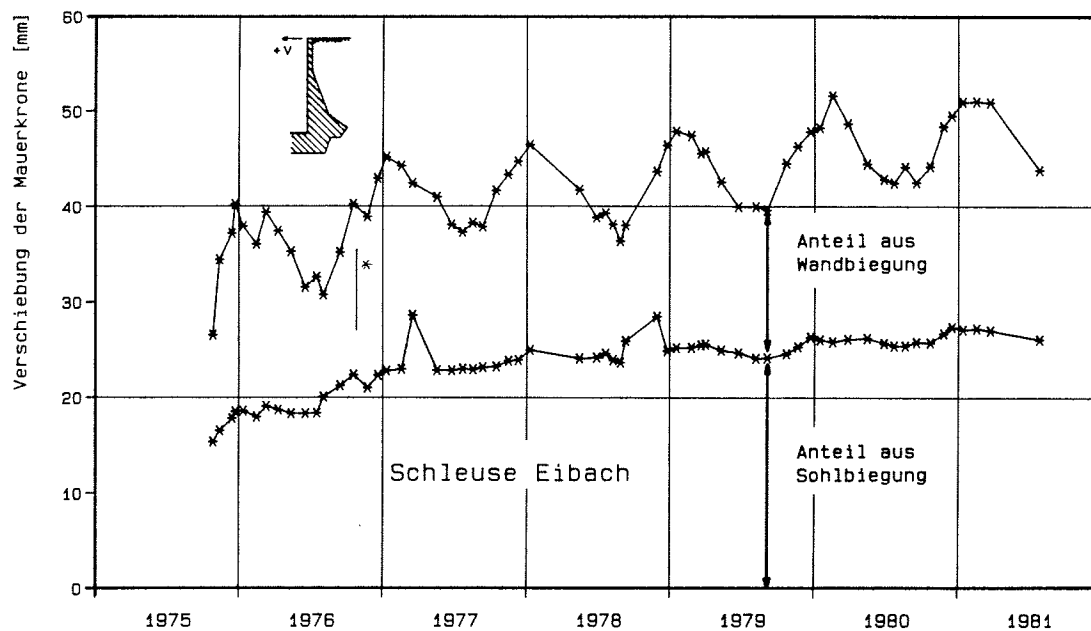
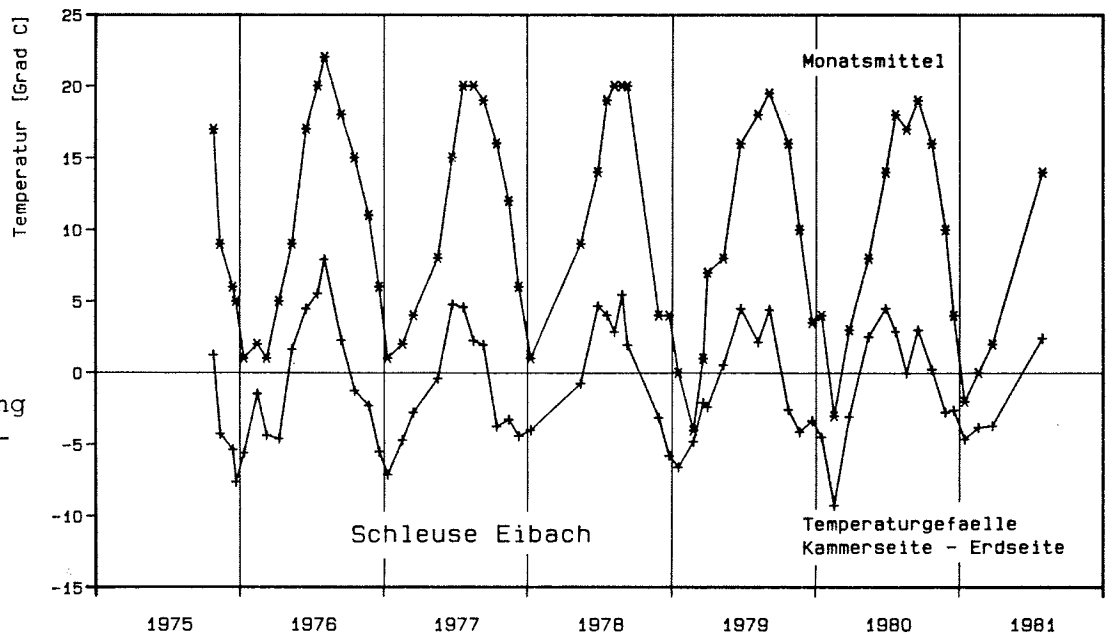


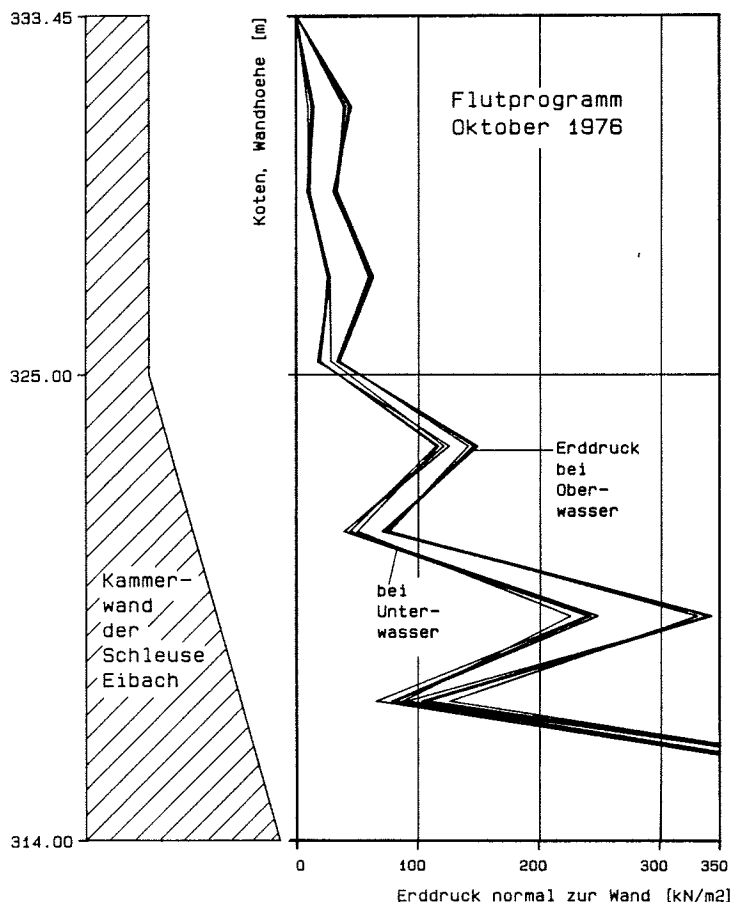
Bild 41: Entwicklung der Verschiebungen der Mauerkrone bei der Schleuse Eibach

Die dargestellten Verschiebungen der Mauerkrone sind bezogen auf einen Festpunkt in Höhe der Kote 315,1 m. Sie erfassen keine globalen Verschiebungen des Bauwerkes. So könnte, ohne daß es belegbar ist, eine globale Verschiebung der Schleuse nach Osten hin den Erddruckzuwachs während der Jahre 1975 bis 1977 bewirkt ha-

Bild 42:
Entwicklung der Temperaturen bei der Schleuse Eibach



ben. Dies ist nicht unwahrscheinlich, da die westlichen Bauwerksteile (Maschinenhaus und Sparbecken) in größerem Umfang im Sandstein gebettet sind und Bauwerksausdehnungen infolge Erwärmung bevorzugt in Richtung der östlichen Kammerwand auftreten würden. Ein vergleichbares Verhalten wird von Franke und Schuppenner (1977) für die Doppelkammer beim Schiffshebwerk Lüneburg beschrieben.



In den Bildern 43 und 44 sind die Messungen während des Flutprogramms ausgewertet und dargestellt. Hierbei wurden die Erddruckänderungen bei der ersten Schleusenfüllung überhaupt und den drei folgenden Füllungen gemessen. Alle Erddruckverteilungen, die dem Füllzustand Unterwasser (UW) und diejenigen, die dem Zustand Oberwasser (OW) zuzuordnen sind, fallen jeweils praktisch zusammen. Aufgrund der wasserseitig zyklischen Schleusenwandbeanspruchung stellen sich auch zyklische Erddrücke ein.

Bild 43: Erddruckverteilungen während des Flutprogramms bei der Schleuse Eibach

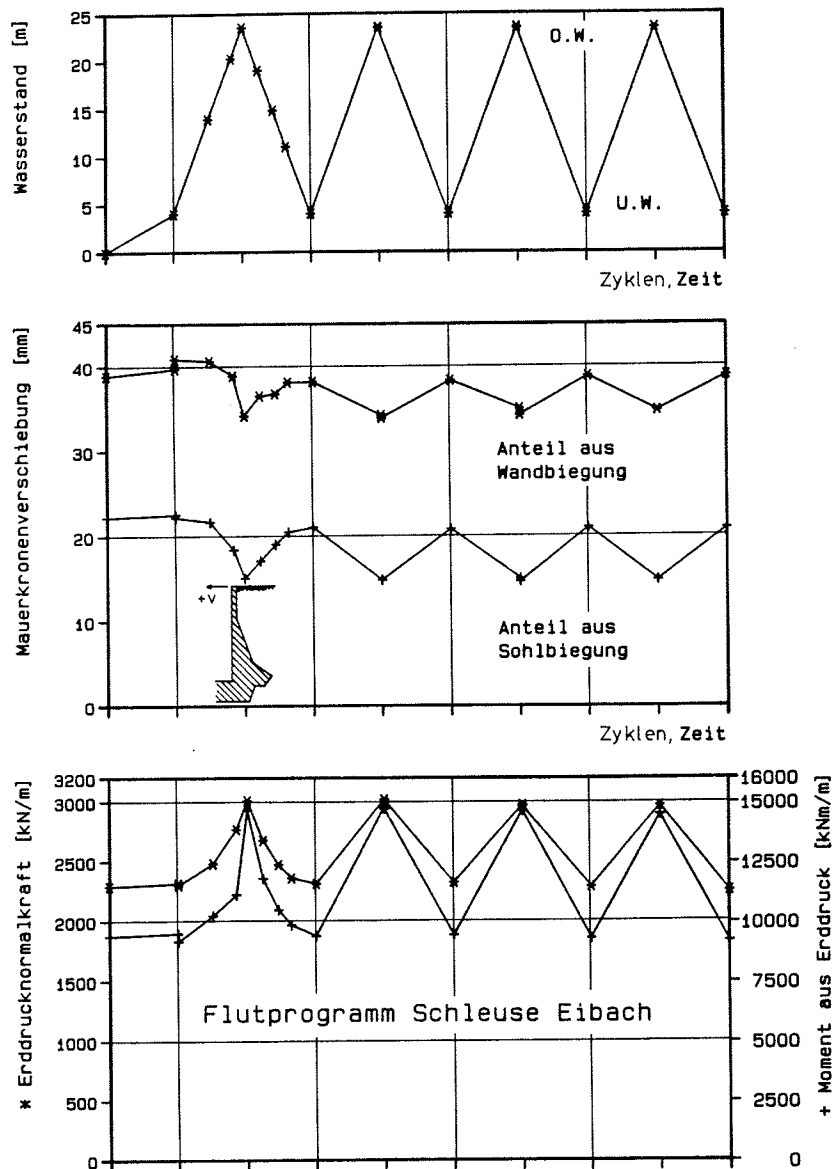


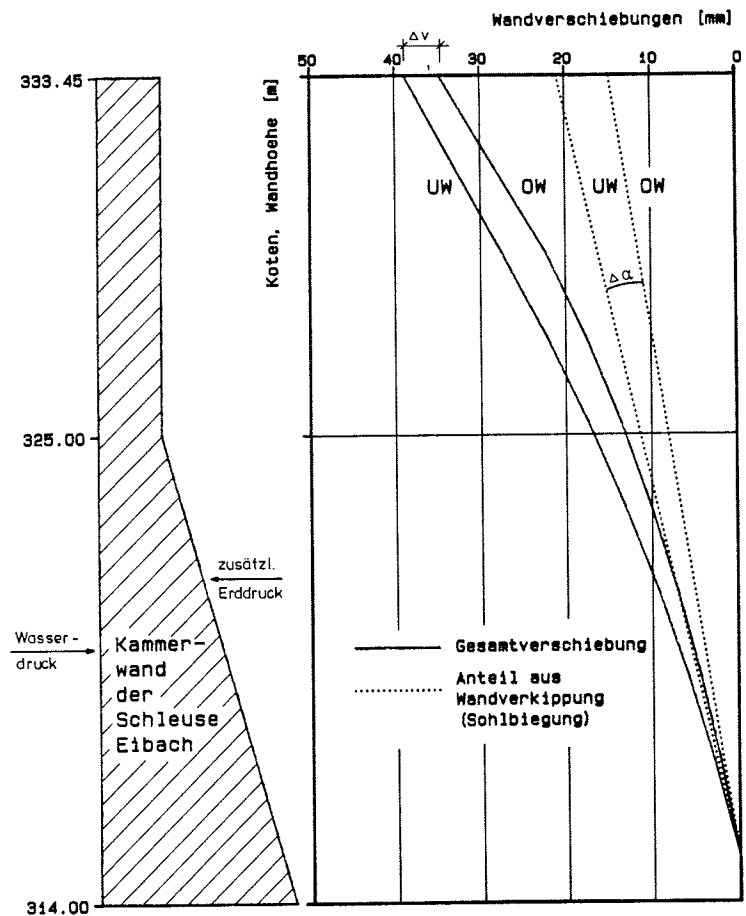
Bild 44:
Wasserstand, Mauerkronen-
verschiebung und Erddruck
während des Flutprogramms
bei der Schleuse Eibach

Bei der ersten Schleusenfüllung war die Mauerkopfverschiebung gegen die Hinterfüllung mit 7 mm größer als bei den folgenden Schleusungen mit 4 mm. Die zu Unterwasser und Oberwasser gehörigen Erddruckwerte und die aus dem Erddruck resultierenden Biegemomente in Kote 314.0 m unterschieden sich dagegen in den folgenden Zyklen nicht von den Werten des ersten Zyklus.

Während der ersten Schleusenfüllung, bei der auch Zwischenzustände durch Messungen erfaßt wurden, werden ein überproportionaler Anstieg des Erddrucks und vor allem des Biegemoments in Abhängigkeit von der Wasserfüllung erkennbar.

Der Bewegungsmechanismus der Schleusenammerwand wird in Bild 45 verdeutlicht. Auf Grund des Wasserdruckes wird die Wand gegen die Hinterfüllung gedrückt, was

Bild 45:
Biegelinie der Wand der
Schleuse Eibach bei Ober-
und Unterwasser



sich besonders in der Verkipfung $\Delta\alpha$ der Wand ausdrückt, die mit einem Neigungsmeßgerät bei Kote 315,1 m gemessen wurde.

Die gemessene Kopfauslenkung enthält eine der Wandverkipfung entgegengesetzte Bewegung aus der Biegung der Wand; Δv ist kleiner als $h \cdot \tan \Delta\alpha$. Eine Nachrechnung der elastischen Biegelinie der Wand ergab, daß dieser Effekt nur zu erklären ist, wenn im oberen Wandbereich die Steifigkeit des Betons im Zustand II angesetzt wird.

Die Resultierende des durch die Wasserbeanspruchung geweckten Erddruckes liegt höher als die Resultierende des Wasserdruckes selbst. So werden 55% des Momentes, aber nur 44% der Querkraft, die den Schleusentrog in Höhe der Kote 314,0 m infolge Wasserdruck von innen beanspruchen, durch die Erddruckerhöhung ausgeglichen.

Bei den Messungen am Bauwerk wurden auch die Schubspannungen zwischen Schleusenwand und Boden gemessen, allerdings nur an 8 Stellen. Diese Meßgrößen sind aus technischen und statistischen Gründen wesentlich stärker fehlerbehaftet als die gemessenen Erddrücke. Bild 46 zeigt die mittleren gemessenen Wandreibungswinkel (Neigung des Erddruckes) seit der fertigen Hinterfüllung des Bauwerks, Bild 47

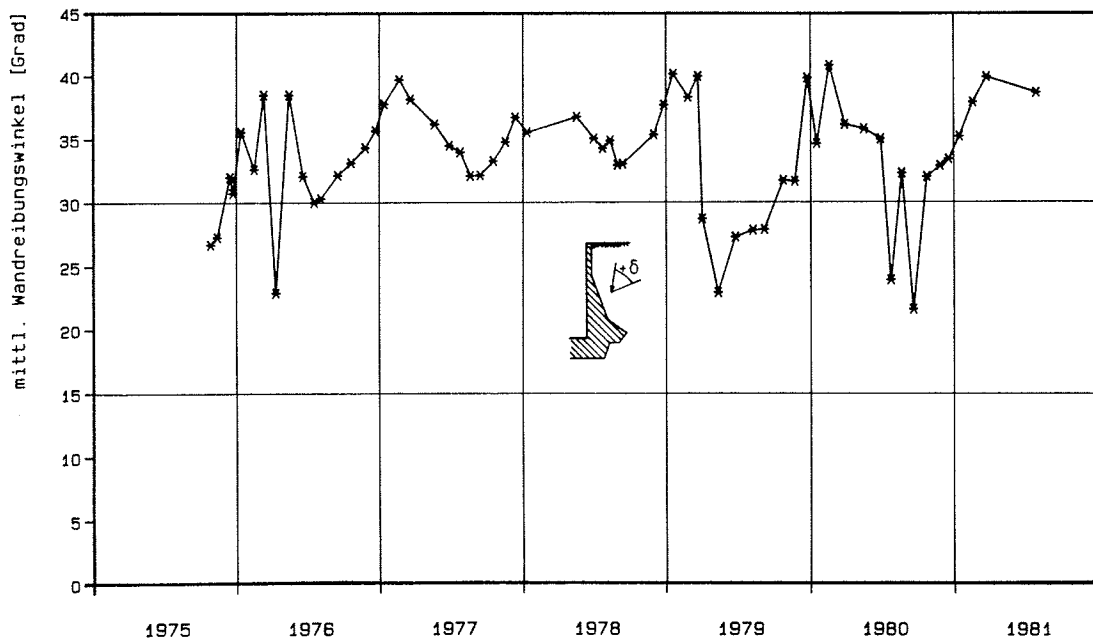


Bild 46: Entwicklung der Erddruckneigung im Lauf der Zeit (Eibach)

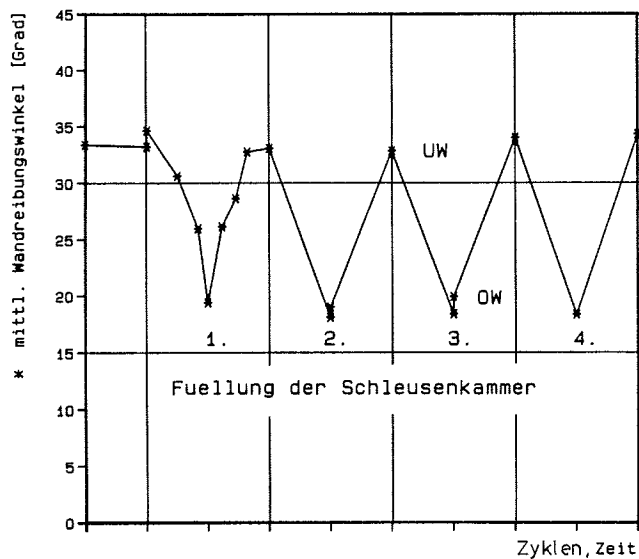


Bild 47: Entwicklung der Erddruckneigung beim Flutprogramm

während des Flutprogramms. Bei Lastzuständen, in denen die Wand mehr zur Luftseite hin verformt war (Wintermonate, Schleuse auf UW), wurden Erddruckneigungen in der Größenordnung des Reibungswinkels des Hinterfüllmaterials ($\varphi_{cal} = 34^\circ$) gemessen. Bei Bewegungen der Wand gegen die Hinterfüllung nahmen sie deutlich ab. Die Messungen sprechen dafür, daß auf Grund zyklischer Beanspruchungen der Wand sich auch die Erddruckneigungen zyklisch einstellen.

Die Aussagen, gewonnen aus den Bauwerksmessungen an der Schleuse Eibach, lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Der Erddruck ist saisonalen Schwankungen unterworfen, die durch temperaturbedingte Bewegungen der Kammerwände hervorgerufen werden.

- Bei jeder Füllung der Schleuse baut sich ein zusätzlicher Erddruck auf, der in erheblichem Umfang die Beanspruchung der Trogwände aus den Wasserlasten abmindert.
- Die zyklischen Beanspruchungen der Schleuse (Füllen - Leeren - Füllen) wecken einen zyklischen Erddruck, zyklische Wandreibungskräfte und - abgesehen vom ersten Zyklus - zyklische Wandbewegungen.
- Der Gesamterddruck auf die Schleuse hat während der ersten 3 Jahre saisonbereinigt wesentlich zugenommen. Es gibt keinen Hinweis darauf, daß dies auf die jahreszeitlich schwankenden Einflüsse zurückzuführen ist. Eine mögliche Erklärung dafür wäre eine globale Verschiebung der Schleuse zu der Hinterfüllungsseite hin, in der der Meßquerschnitt liegt.
- Eine Erddruckminderung bedingt durch das Kriechen des Betons weg von der Hinterfüllung konnte nicht beobachtet werden.

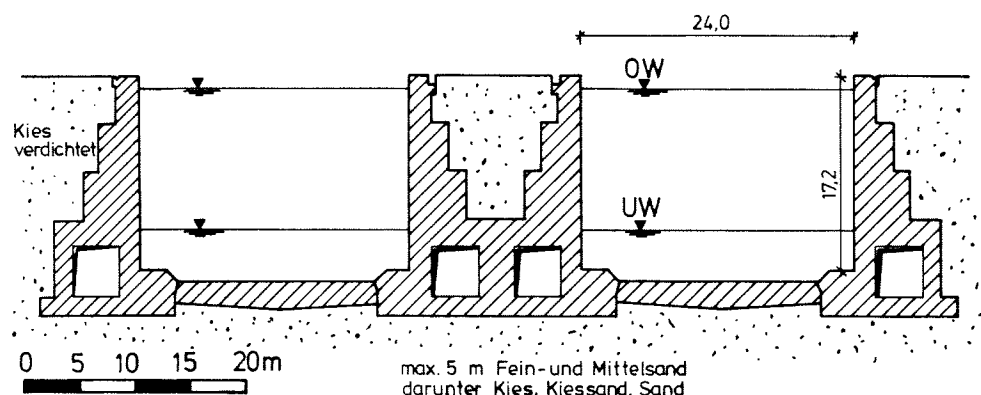
3.2 Erddruckmessungen an der Schleuse Iffezheim

Als weitere Messungen an ausgeführten Bauwerken stellte uns die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe mit der freundlichen Genehmigung des Neubauamtes Oberrhein 2 Berichte über Erddruck- und Bewegungsmessungen an der Schleuse der Staustufe Iffezheim zur Verfügung.

Auch aus diesen Messungen sind interessante Schlüsse zum Thema dieser Arbeit zu ziehen. Sie werden daher nachfolgend unter den mir wesentlich erscheinenden Aspekten zusammengefaßt wiedergegeben und interpretiert.

Im Gegensatz zur Trogkonstruktion der Schleuse Eibach handelt es sich bei der Schleuse Iffezheim um Schleusenkammern, die durch Schwergewichtsmauern gebildet werden (Bild 48). Die Schleusensohlen sind gelenkig mit den Kammerwänden verbunden.

Bild 48:
Querschnitt
durch die
Schleuse
Iffezheim



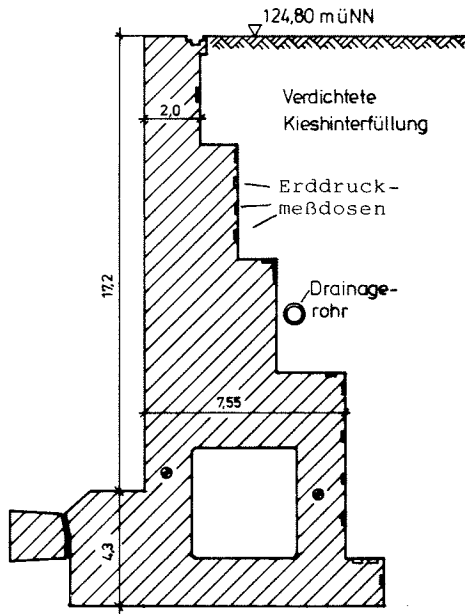


Bild 49:
Meßquerschnitt bei der
Schleuse Iffezheim

Die Erddruck-, Verformungs-, Temperatur- und Wasserstandsmessungen wurden an 2 Meßblöcken vorgenommen, von denen der stärker instrumentierte in Bild 49 dargestellt ist.

Die Hinterfüllung besteht aus Kies, der lagenweise verdichtet eingebaut wurde. Die mittlere Wichte des trockenen Bodens betrug $20,8 \text{ kN/m}^3$. Bei dieser Schleuse wirkt außer dem Erddruck auch Wasserdruck aus dem Grundwasser, dessen Spiegellage unabhängig gemessen wurde. Der Grundwasserspiegel lag fast konstant immer in Höhe der in Bild 2 eingezeichneten Drainageleitung.

Bisher liegen Erddruckmessungen über einen Zeitraum von 4 Jahren nach der Inbetriebnahme des Bauwerks vor. Im Gegensatz zur Schleuse Eibach ist hier die Schleuse in Betrieb mit 15 bis 20 Schleusungen je Tag.

In Bild 50 sind 4 Erddruckverteilungen eingetragen, die in den Sommern der Jahre 1978 bis 1981 (jeweils bei OW) gemessen wurden. Eine signifikante Erddruckerhöhung hat sich demnach auch nach 20 000 Schleusungszyklen nicht ergeben.

Deutliche Erddruckunterschiede zeigen sich jedoch, wie in Bild 51 dargestellt, zwischen Messungen im Sommer und im Winter und zwischen Messungen bei OW und bei UW.

Diese Erddruckänderungen sind eine Folge der Kammerwandbewegungen. Bei einer gleichzeitigen Wasserspiegeländerung in beiden Schleusenkammern (s. Bild 48) - aus Symmetriegründen kann man dabei davon ausgehen, daß sich der innere Mauerblock nicht verschiebt - wurde die Mauerkopfverschiebung einer Außenwand beobachtet. Bedingt durch den Sporn zur Kammerseite hin ergibt sich während einer Schleusenfüllung bei niedrigem Wasserstand eine Bewegung der Mauerkrone von der Hinterfüllung weg. Mit zunehmendem Wasserstand kehrt sich die Bewegungsrichtung um, und die Schleusenwand wird erwartungsgemäß gegen die Hinterfüllung gedrückt (s. Bild 52). Bei einer Wasserspiegeländerung von 10 m verschob sich die Mauerkrone um insgesamt 1,5 mm gegen das Erdreich. Der durch diese Verschiebung zusätzlich geweckte Erddruck entspricht etwa 40% des die Verschiebung verursachenden Wasserdrucks.

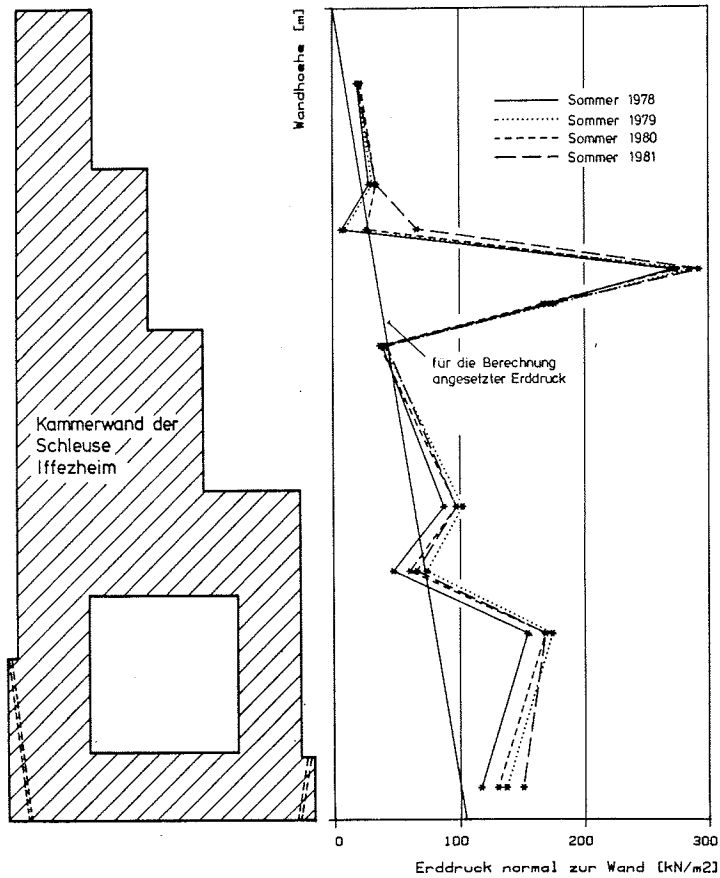


Bild 50:
Erddruckverteilungen in den Som-
mern 1978 bis 1981 (Iffezheim)

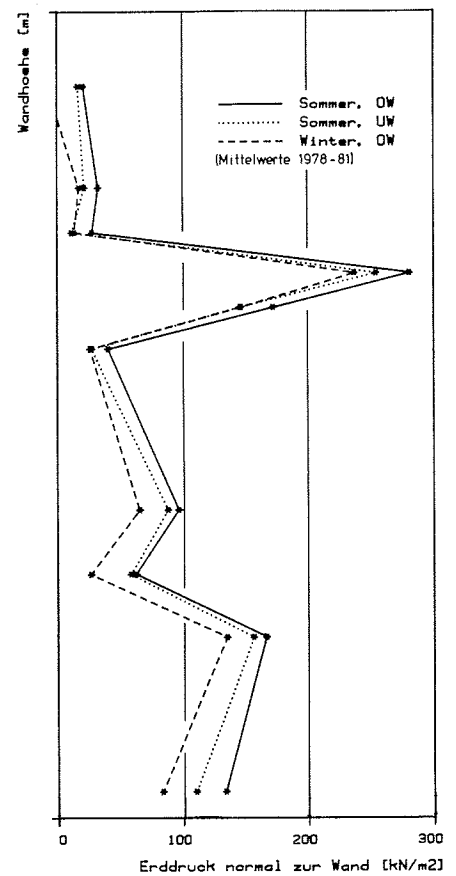


Bild 51:
Erddruckverteilungen bei
OW, UW, Sommer und Winter

Die Lageänderungen der Kammerwände zwischen Sommer und Winter wurden durch Pendel beobachtet, die zwar Aussagen über die Verkipfung der Wand, nicht aber über die Verschiebungen gegen die Hinterfüllung erlauben. Die Verkipfungen sind äusserst gering und nicht klar interpretierbar.

Temperaturganglinien von 2 Thermometern nahe der Erd- und nahe der Kammerseite der Wand (Bild 53) zeigen, daß in der Betonkonstruktion Temperaturänderungen von mehr als 10 Grad zwischen Sommer und Winter auftraten. Zwischen Innen- und

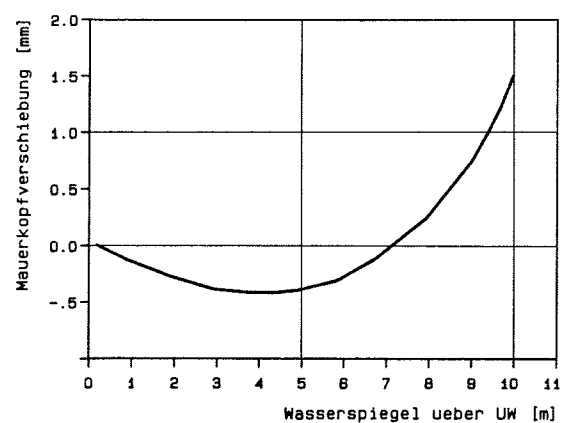


Bild 52:
Mauerkopfverschiebung bei
einer Schleusung (Iffezheim)

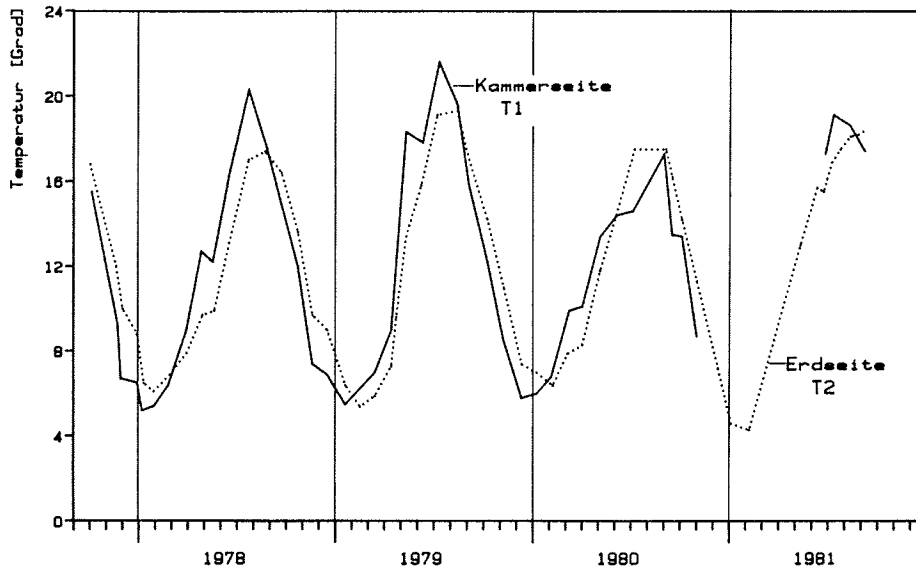


Bild 53:

Ganglinien der Temperaturen in der Kammerwand der Schleuse Iffezheim

Außenseite der Wand wurden Temperaturdifferenzen von bis zu 5 Grad gemessen. Bei unbehinderter Temperaturdehnung würde sich die Sohle um

$$\Delta l = l \cdot \Delta T \cdot \alpha_T = 40 \cdot 10 \cdot 10^{-5} = 0,004 \text{ m}$$

ausdehnen, bzw. verkürzen, die Mauerkrone bewegte sich um zusätzliche 1,8 mm gegen die Hinterfüllung infolge der einseitigen Erwärmung der Kammerwand um 5°C, wie sich aus einer einfachen, linear elastischen Finite-Element-Berechnung für den Betonquerschnitt ergab.

Unter Berücksichtigung der schlecht quantifizierbaren Dehnungsbehinderung durch Sohlreibung und Einbettung in die Hinterfüllung sind aufgrund des Temperatureinflusses Kammerwandbewegungen von 2 - 4 mm wahrscheinlich.

In Bild 54 sind Ganglinien von gemittelten Erddruckbeiwerten

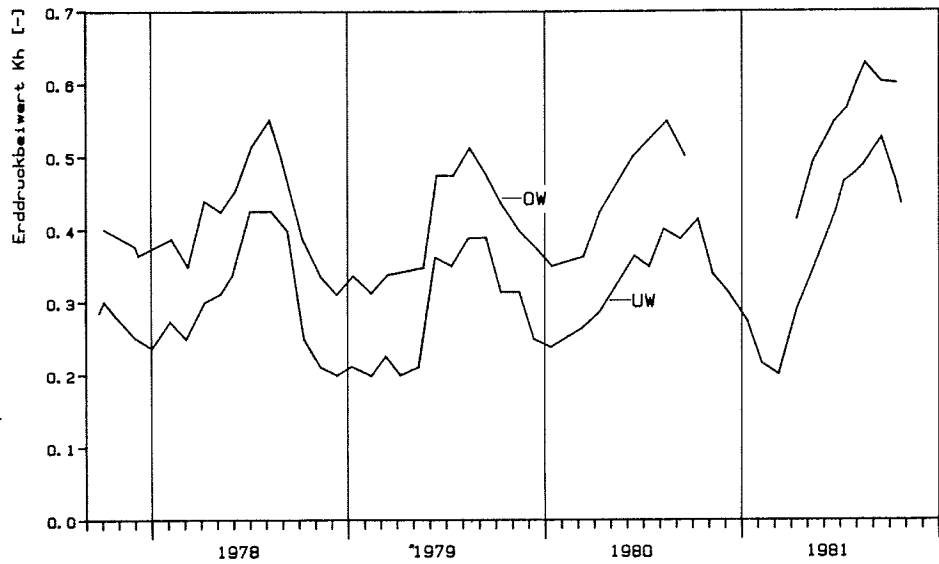
$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_{xi} / (\gamma \cdot z))}{n}$$

dargestellt.

Sie korrelieren sehr gut mit den Temperaturganglinien und legen den Schluß nahe, daß die Erddruckänderungen zwischen Sommer und Winter von den Dehnungen der Kammersohlen, übertragen auf die Kammerwände, abhängen.

Die Erddruckunterschiede zwischen Sommer und Winter sind größer als die Erddruckunterschiede zwischen den Lastfällen Schleuse auf UW und auf OW, wie auch die Kammerwandbewegungen im Jahreszyklus größer sind als bei einem Schleusungszyklus.

Bild 54:
Ganglinien der mittleren Erddruckbeiwerte, Schleuse Iffezheim



Zusammenfassend läßt sich sagen, daß mit den Messungen an der Schleuse Iffezheim die Aussagen, die aus den Beobachtungen bei der Schleuse Eibach gewonnen wurden, ohne Ausnahme bestätigt werden. Zusätzlich zeigt sich, daß auch nach schätzungsweise 20 000 Schleusungszyklen mit ebensoviel Bewegungen der Kammerwände gegen die Hinterfüllung und wieder von ihr weg keine Erddruckzunahme beobachtet wurde.

4. Modellversuche

Die in Kapitel 3 genannten Bauwerksmessungen erlaubten Beobachtungen an speziellen Bauwerken, ohne daß großer Einfluß auf Lasten und Verformungen genommen oder etwa eine Variation maßgeblicher Parameter untersucht werden konnte. Auch die durch Baustellenbedingungen und den Einsatz über einen sehr langen Zeitraum eingeschränkte Auswahl und Anordnung der Meßsysteme sind nicht voll befriedigend. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Bauwerke und das richtige Erkennen der wesentlichen Einflußgrößen sind bei Bauwerksmessungen dadurch erschwert.

Zu Recht haben daher Modellversuche ihren festen Platz in der geomechanischen Forschung (Müller - Salzburg (1980)). Sowohl Demonstrationsmodelle, Experimentalmodelle zur Aufspürung von Gesetzmäßigkeiten als auch Ermittlungsmodelle, in denen Naturmodelle (Prototypen) möglichst ähnlich nachgebildet werden, lassen die Variation von wesentlichen Parametern zu und helfen uns, Gedankenmodelle und mathematische Modelle zu finden, mit denen wir Naturvorgänge beschreiben und erklären können.

Zur Klärung der Aufgabenstellung wurden 2 Modellversuche durchgeführt, die nachfolgend beschrieben werden. Dabei soll versucht werden, die Ergebnisse als Gesetzmäßigkeiten des Bodens selbst bei Belastung unter bestimmten Randbedingungen zu interpretieren, indem eine an Modell und Bauwerk gleichermaßen gültige Mobilisierungsfunktion eingeführt wird. Die Modelle werden also nicht als Verkleinerungen von Prototypen angesehen. Damit werden die Schwierigkeit vermieden, aus den Maßstabsfaktoren der Längen einen Kräftemaßstab abzuleiten.

Strenge Ähnlichkeit zwischen Modellen verschiedener Längenmaßstäbe kann außer in Zentrifugalmodellen im Grundbau von vornherein bei Verwendung gleichen Materials nicht gegeben sein, da das Eigengewicht des Bodens nicht vernachlässigbar ist. Es gilt nämlich (die mit dem Index v versehenen Größen bezeichnen (dimensionslose!) Maßstabsfaktoren, s. Müller (1971)):

$$\gamma_v = 1 = P_v / l_v^3 \quad (\text{ohne Zentrifugalbeschleunigung})$$

und

$$\sigma_v / \epsilon_v = 1 = P_v / l_v^2.$$

Die zweite Aussage setzt kein elastisches Materialverhalten voraus. Sie bedeutet nur, daß beliebige Sekantenmoduln in Modell und Hauptausführung bei gleichen Rand- und Ausgangsbedingungen identisch sind.

Beide Bedingungen sind nur zu erfüllen, wenn

$$l_v^3 = l_v^2 \quad \text{also} \quad l_v = 1 \quad \text{ist.}$$

Falls $l_v \neq 1$ ist, kann demnach keine strenge Ähnlichkeit mehr vorliegen, und die im Modell gemessenen Spannungen können nicht mehr mittels Dimensionsanalyse auf die Hauptausführung übertragen werden. Es werden zusätzliche Übertragungsfunktionen (Modellgesetze) erforderlich. Hettler & Gudehus (1980) verwendeten bei ihren Modelluntersuchungen erfolgreich Exponentialfunktionen.

Auch Hain (1979) nennt Exponentialfunktionen für diesen Zweck und bestimmt die zugehörigen Parameter aus Dreiaxialversuchen.

4.1 Großmaßstäbliche Modellversuche an einer mit Sand hinterfüllten Wand

In einer Versuchsgrube im Freigelände unseres Institutes führten wir Modellversuche mit einer 4 m hohen und 9 m langen Wand durch, welche zyklisch gegen eine Sandhinterfüllung bewegt wurde. Diese Versuche wurden von der DFG gefördert, und es liegt ein Forschungsbericht mit der ausführlichen Beschreibung von Versuchsaufbau und -durchführung sowie den vollständigen Versuchsergebnissen vor. Über die Versuche wurde außerdem von Vogt (1982) berichtet. An dieser Stelle werden die wesentlichen Versuchsbedingungen und Ergebnisse nochmals zusammengefaßt.

4.1.1 Versuchsaufbau

Die Bilder 55, 56 und 57 stellen die Versuchswand und ihre Lage in der Versuchsgrube dar. Die Wand bestand aus 9 Stahlbetonfertigteilen, welche durch einen Stahlrahmen miteinander verbunden waren. Die drei mittleren Wandteile waren mit Erddruckaufnehmern (36 Normalspannungsdosen System Glötzl, 4 Schub- und Normalspannungsdosen System Maihak und 5 Schub- und Normalspannungsdosen System FMFA Stuttgart) ausgestattet.

Die gesamte Erddruckkraft der auf Rollen gelagerten Wand konnte von 9 Kraftmeßdosen gemessen werden. Mit Hilfe von 3 hydraulischen Pressen im Wandkopfbereich war eine Verschiebung der Wand gegen die Hinterfüllung möglich. Die Verformungen der Wand wurden mit 4 Meßuhren und 3 Potentiometern, horizontale Verschiebungen innerhalb der Sandhinterfüllung mit 14 weiteren Potentiometern registriert. Um

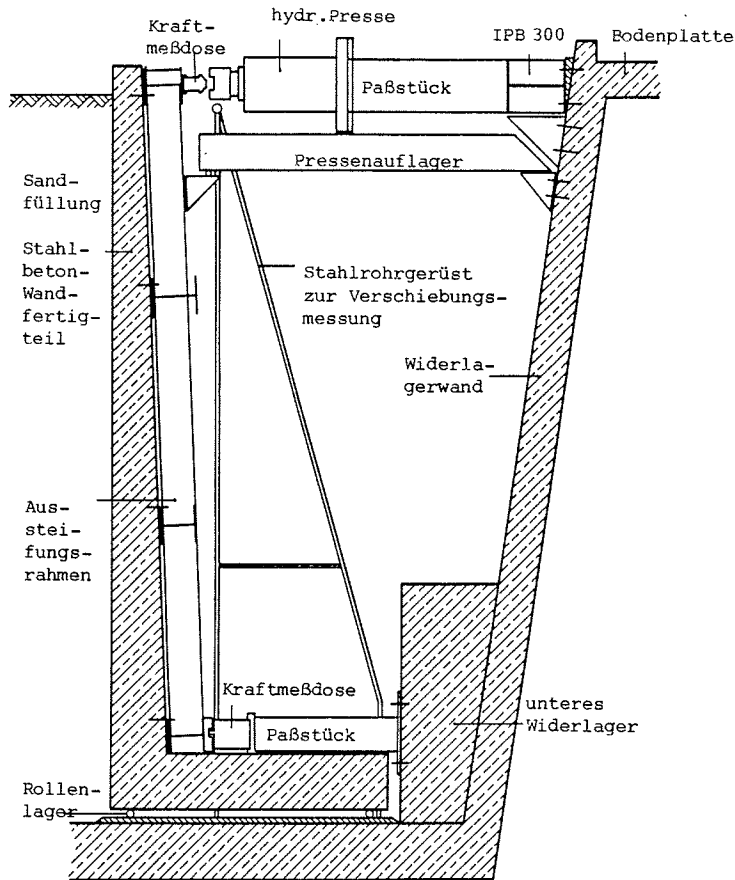


Bild 55: Einbauten hinter der großen Modellwand, Schnitt im Pressenbereich; Wandhöhe 4 m

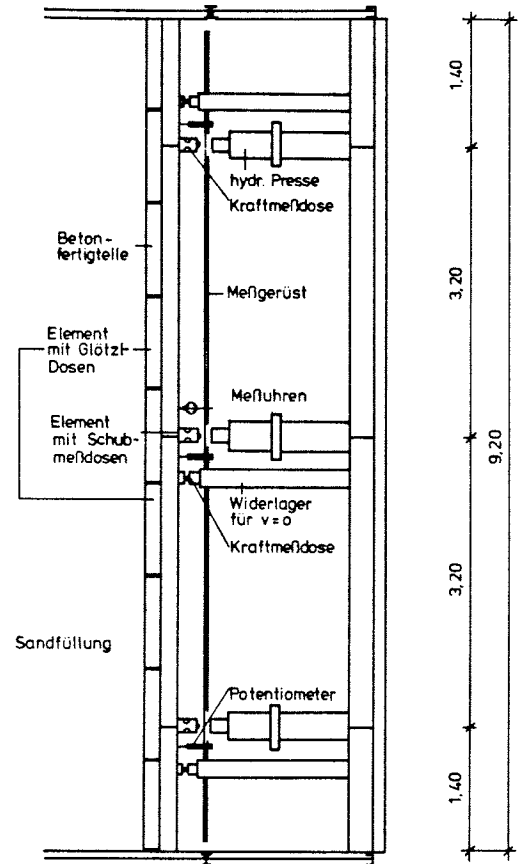


Bild 56: Einbauten hinter der Modellwand, Aufsicht

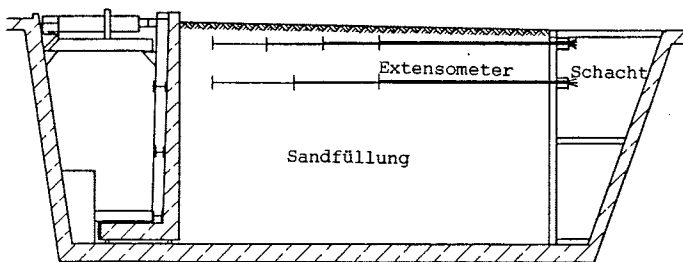


Bild 57: Schnitt durch die Versuchgrube, Extensometer

zu erreichen, daß in der Grube ebene Verformungszustände vorlagen, waren die vertikalen Grubenseitenwände mit zwei Lagen gefetteter Folien verkleidet.

Ein spezielles Steuerungssystem für die hydraulischen Pressen erlaubte eine genaue und gleichmäßige Bewegung des Wandkopfes mit Toleranzen von nur 0,02 mm.

Die Verwendung verschiedener Meßsysteme vor allem für die Erddruckermittlung wird als unerlässlich erachtet. Meßwertunterschiede bis zu 30% zwischen verschie-

denen Systemen dämpfen die Erwartung an exakte quantitative Aussagen, gleichgerichtete Anzeigen aller Meßsysteme erleichtern dagegen abgesicherte qualitative Erkenntnisse.

Die Vielzahl der anfallenden Daten wurde, wie auch bei allen Laborversuchen, mit Hilfe eines Kleincomputers erfaßt und verarbeitet. Gerade bei solch großen und nur aufwendig zu wiederholenden Versuchen ist es wichtig, die Auswertung schon während des Versuches so weit vorzunehmen, daß man jederzeit über den Verformungs- und Kräftezustand des Systems informiert ist.

4.1.2 Versuchsprogramm

Die Versuchsgrube wurde insgesamt 3 mal gefüllt und geleert. Dabei wurde der in Kapitel 2 beschriebene Sand lagenweise eingebaut und verdichtet. Die Versuche fanden im Freien statt; der Sand war feucht. Die Dichte des Sandes wurde mit Ausstechzylindern und Densitometerversuchen (Ballongerät mit konstantem Wasserdruck, beschrieben bei Floß et al (1968)) bestimmt, ihre Gleichmäßigkeit durch Rammsondierungen überprüft. Obwohl wir 3 verschiedene Verdichtungsmethoden verwendeten, erzielten wir nur 2 verschiedene mittlere Wichten:

Versuch 1	$w_n = 6,5\%$	$\gamma_d = 16,8 \text{ kN/m}^3$
Versuch 2	$w_n = 5,6\%$	$\gamma_d = 15,9 \text{ kN/m}^3$
Versuch 3	$w_n = 5,7\%$	$\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$

Nach der Hinterfüllung der Wand drückten wir sie mit Hilfe der Pressen um vorgegebene Wandkopfverschiebungen zyklisch gegen den Sand. Die Verschiebungen erfolgten langsam, die Belastung war quasi statisch.

Folgende Versuchszustände wurden z.B. in Versuch 3 erzeugt und meßtechnisch erfaßt:

leere Grube, Nullzustand		
Zwischenzustände während der Hinterfüllung		
Wand hinterfüllt, Bezugzustand für die Verschiebungen		
20 Zyklen	1 - 0 - 1 mm	Wandkopfverschiebung
50 Zyklen	2 - 0 - 2 mm	Wandkopfverschiebung
50 Zyklen	4 - 0 - 4 mm	Wandkopfverschiebung
20 Zyklen	8 - 0 - 8 mm	Wandkopfverschiebung
1 Belastungsschleife	0 - 25 - 0 mm	
Neuverdichtung der Sandoberfläche		
1 Belastungsschleife	0 - 25 - 0 mm	

Die Gesamtkräfte und alle Verformungen wurden bei jeder Wegumkehr gemessen, die Erddruckspannungen nur jeweils beim 1., 2., 5., 10. usw. Zyklus wegen des hohen Aufwandes.

Die Biegesteifigkeit war zu gering, als daß man die Wand auch nur näherungsweise als starr bezeichnen könnte. Bild 58 zeigt die Biegelinie der Wand, die mit einer Ausgleichs- parabel zwischen den Meßpunkten gut zu beschreiben ist.

4.1.3 Versuchsergebnisse

a) Erddruck nach der Wandhinterfüllung

Nach der fertigen Hinterfüllung der Wand stellte sich ein Gesamterddruck ein, der zwischen den theoretischen Werten von aktivem Erddruck und Ruhedruck lag (Bild 59). Die Erddruckverteilung vor allem in den Versuchen 2 und 3 ist von einem linearen Verlauf nicht allzu weit entfernt. Lokale Abweichungen sollten aber nicht nur als Meßstreuungen interpretiert werden (Smoltczyk 1979). Trotz der in einer Stahlschalung hergestellten "glatten" Wandoberfläche stellten sich Erddruckneigungen in der Größenordnung des Winkels der inneren Reibung des Sandes ein. Der im Versuch 1 gemessene Erddruck liegt näher am Ruhedruck als der Erddruck in den Versuchen 2 und 3. Dies liegt einerseits an der höheren Verdichtung (Verdichtungserddruck (Spotka (1977))) und wohl auch daran, daß nach dem ersten Versuch die Biegesteifigkeit der Wand infolge von Rissen im Beton abgenommen hatte. Obwohl die Wand am Kopfpunkt festgehalten war, konnte sie sich wegen der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktionen und der Widerlagerwand beim Hinterfüllen geringfügig (≈ 3 mm) verschieben, was zu einer Erddruckminderung gegenüber dem Ruhedruck führte.

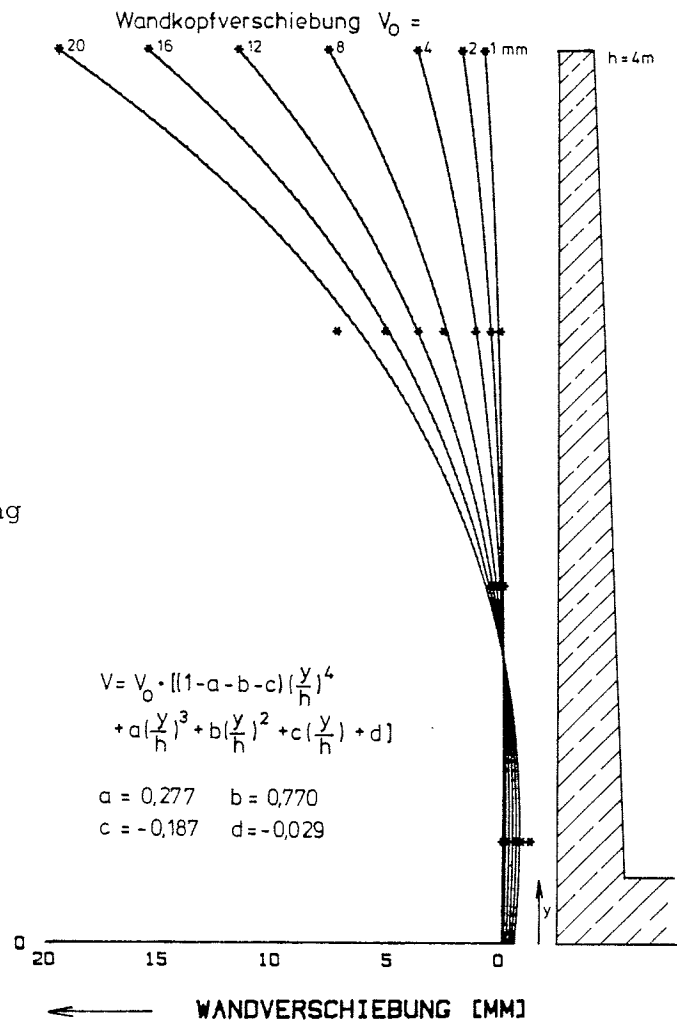


Bild 58:

Interpolation der Biegelinie der Modellwand

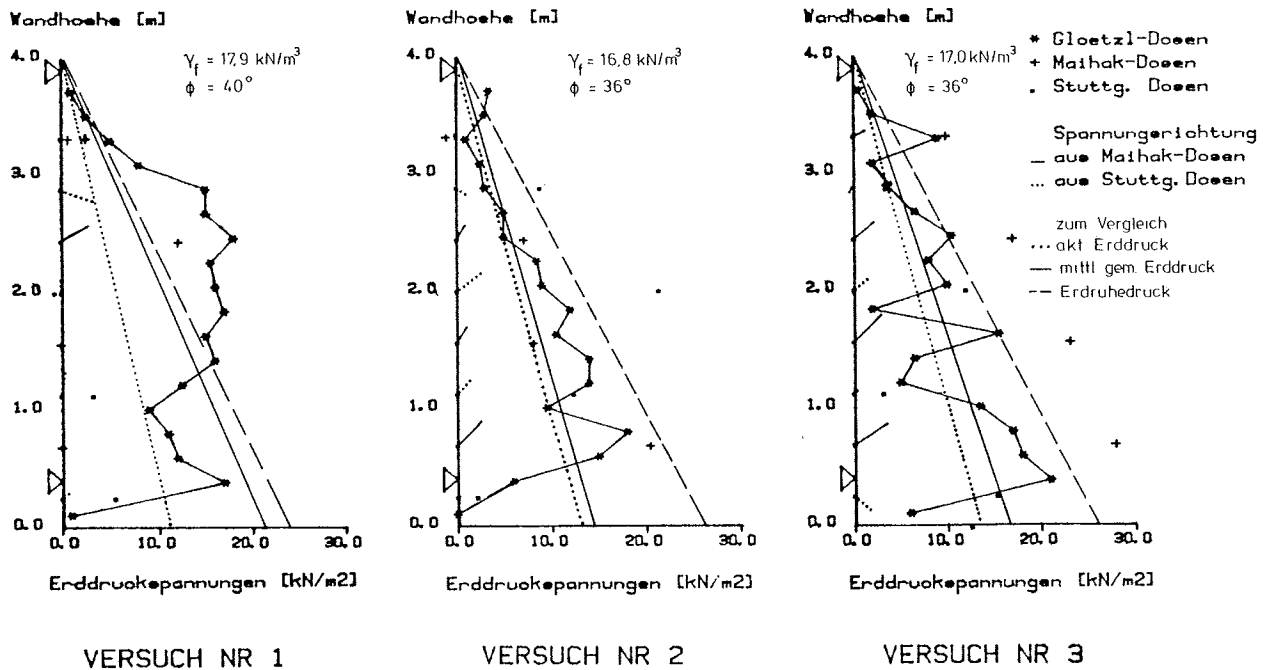


Bild 59: Erddruckverteilungen hinter der Modellwand nach fertiger Hinterfüllung

b) Verschiebungen innerhalb der Hinterfüllung

Die 14 Extensometer im oberflächennahen Bereich der Hinterfüllung waren paarweise angeordnet, so daß nach Mittelbildungen die Verschiebungen im Boden an 7 Stellen bekannt wurden. Bild 60 zeigt die Größe dieser Verschiebungen bei einer Wandkopfverschiebung von 8 mm. Danach nehmen sie mit zunehmender Entfernung von der Wand asymptotisch ab. Im wandnahen Bereich sind also die größten Dehnungen aufgetreten; auf keinen Fall lassen sich die Verschiebungen im Sand als Verschiebungen starrer "Bruchkörper" deuten.

Weiterhin beobachteten wir, ohne daß es hier durch Bilder belegt wird:

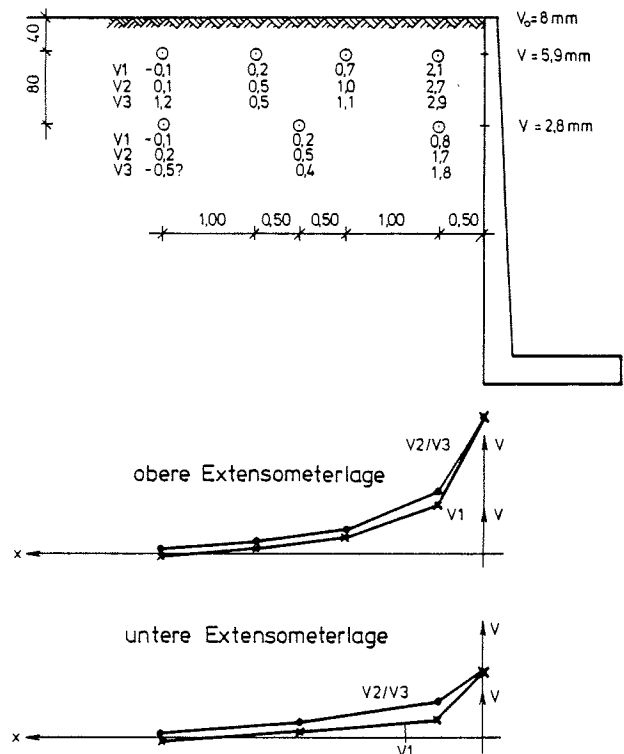


Bild 60:

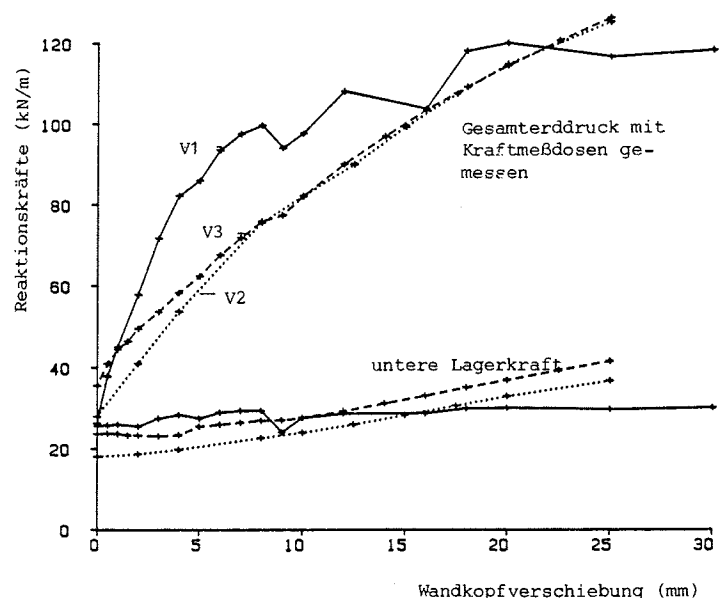
Fortpflanzung der Verschiebungen im Sand bei einer Wandkopfverschiebung von 8 mm in drei Versuchen

- Auch sehr kleine Wandkopfverschiebungen (z.B. 0,5 mm) bewirkten noch in einer Entfernung von 3,5 m von der Wand zweifelsfrei meßbare Verschiebungen im Sand.
- Linear (mit der Zeit) zunehmende Verschiebungen der Wand bewirkten überlinear zunehmende Verschiebungen im Sand, die aber immer noch kleiner sind als die Wandverschiebungen. (Gedankenmodell: Lokomotive, die anfährt und einen Zug schiebt: das Pufferspiel zwischen den Waggonen wird zunehmend kleiner).
- Bei zyklischen Verschiebungen der Wand und zunehmender Zyklenzahl nahm die Amplitude der Verschiebungen im Sand ab.
- Die Verschiebungen im Sand während des Versuches 1 mit höherer Sanddichte waren kleiner als während der Versuche 2 und 3 bei vergleichbaren Wandverschiebungen: Die Dehnungen konzentrierten sich beim ersten Versuch mehr auf den wandnahen Bereich.

c) Erddruckmobilisierung

Mit zunehmender Verschiebung des Wandkopfes nimmt der Erddruck auf die Wand stetig zu. In Bild 61 sind der Gesamterddruck und die untere Lagerkraft in Abhängigkeit der Wandkopfverschiebung aufgetragen. Bild 62 zeigt verschiedene gemessene Erddrucknormalspannungsverteilungen; es ist jeweils der Zustand berücksichtigt, an dem die angegebene Verschiebung erstmalig aufgebracht war.

Bild 61:
Reaktionskräfte in
Abhängigkeit von
der Wandkopfver-
schiebung bei der
großen Modellwand



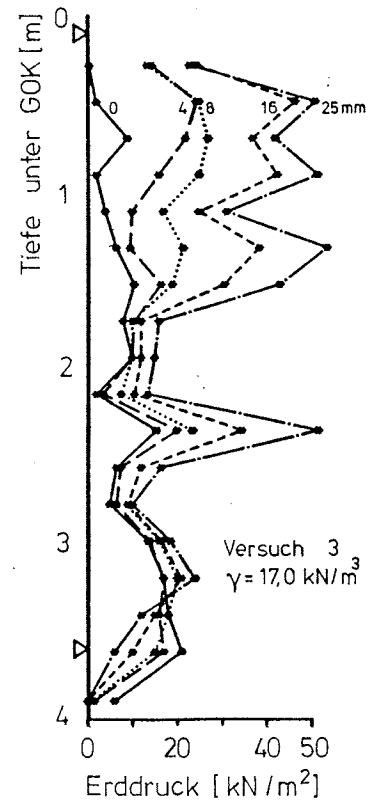
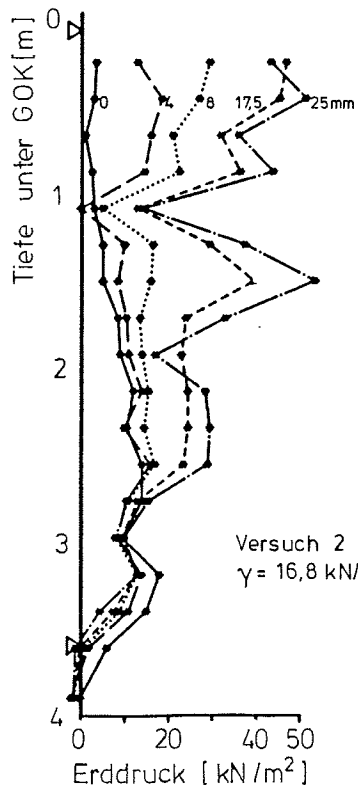
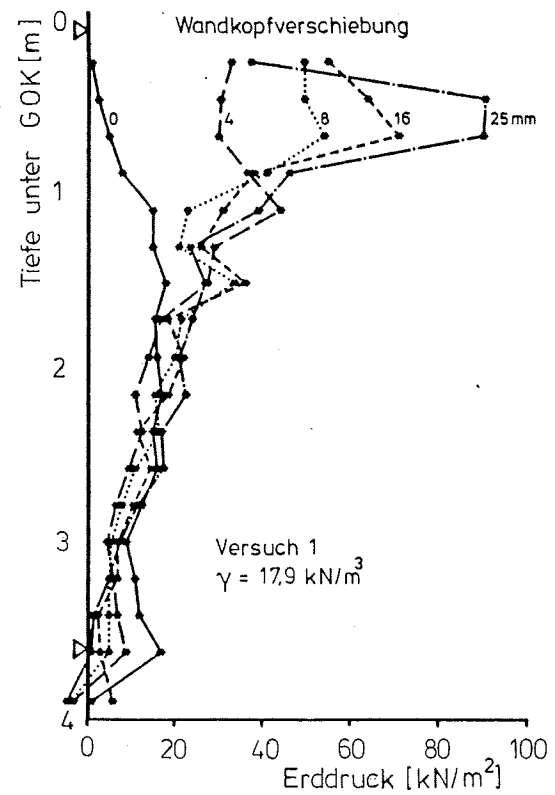
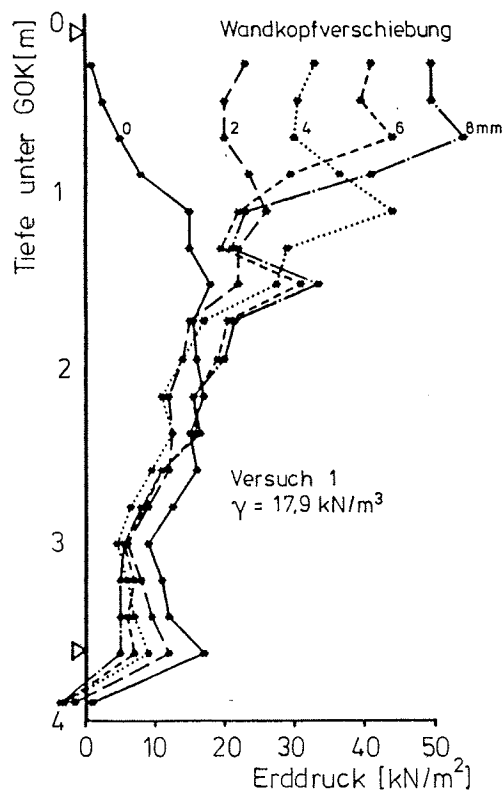


Bild 62: Entwicklung der Erddruckverteilungen bei zunehmenden Wandkopfverschiebungen

Gegenüber dem Ruhezustand ändert sich die Erddruckverteilung wesentlich. Bei der gegebenen Wandverschiebungsform (s. Bild 58) nimmt der Erddruck im oberen Bereich der Wand stark zu, am Wandfuß nimmt er geringfügig ab. Der Schwerpunkt der Erddruckkraft wandert nach oben. Im Versuch 1 mit höherer Dichte war die Erddruckzunahme im oberen Wandbereich stärker ausgeprägt als in den Versuchen 2 und 3.

Um die Abhängigkeit des Erddruckes, ausgedrückt durch den (lokalen) Erddruckbeiwert

$$K_h = \sigma_x / (\gamma \cdot z),$$

von der lokalen Wandverschiebung zu zeigen, wurde Bild 63 gezeichnet. Ähnliche Kurvenscharen wurden auch von Laumans (1977 Bild 2.12, A 24 - A 26) vorgestellt. Zur Beschreibung dieser Kurvenscharen verwendete Laumans eine hyperbolische Grundfunktion, eine Bezugsverschiebung $\bar{v}_1$ und eine von der Lage des Drehpunktes abhängige dimensionslose Größe $\bar{K}_f$.

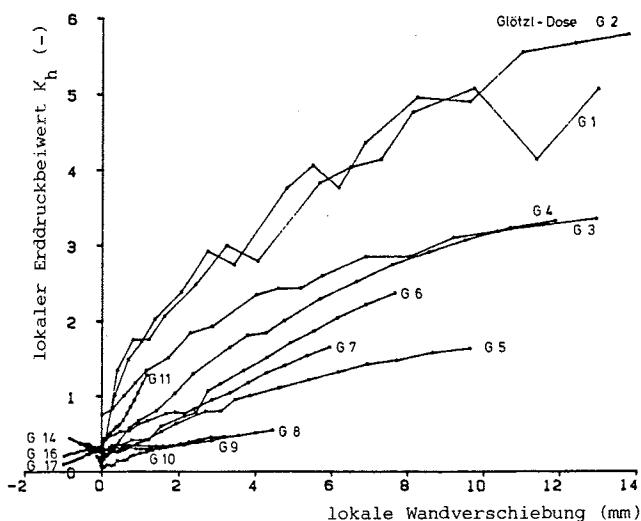


Bild 63: Zusammenhang zwischen lokalem Erddruckbeiwert und lokaler Wandverschiebung (Versuch 3)

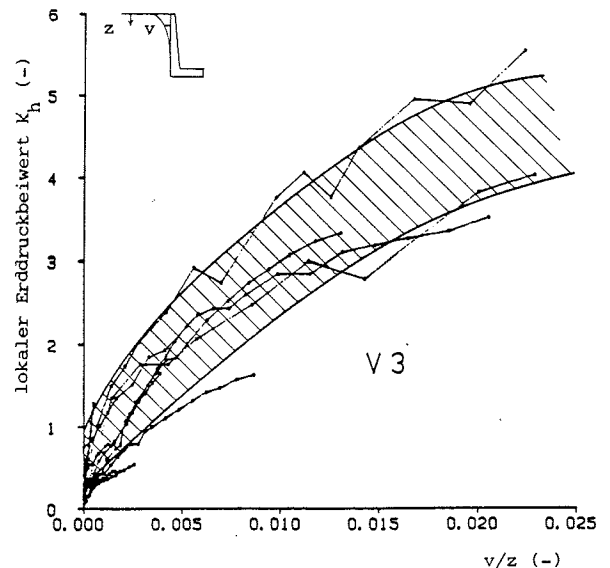


Bild 64: normierter Zusammenhang zwischen lokalem Erddruckbeiwert, lokaler Verschiebung und Tiefenlage

Vor allem wegen der Schwierigkeit, einen Drehpunkt der biegeweichen Wand anzugeben, gelang die Beschreibung der Versuchsergebnisse mit dieser Mobilisierungsfunktion nicht in befriedigender Weise.

Trägt man dagegen die lokalen Erddruckbeiwerte über der dimensionslosen Größe v/z auf (Bild 64), so liegt der in Kapitel 5 neu vorgeschlagene Mobilisierungsansatz nahe, denn bei dieser Auftragung rücken alle Kurvenscharen aus Bild 65 in ein enges Band zusammen, welches man mit einer einzigen Ausgleichsfunktion (z.B. Hyperbel) beschreiben kann.

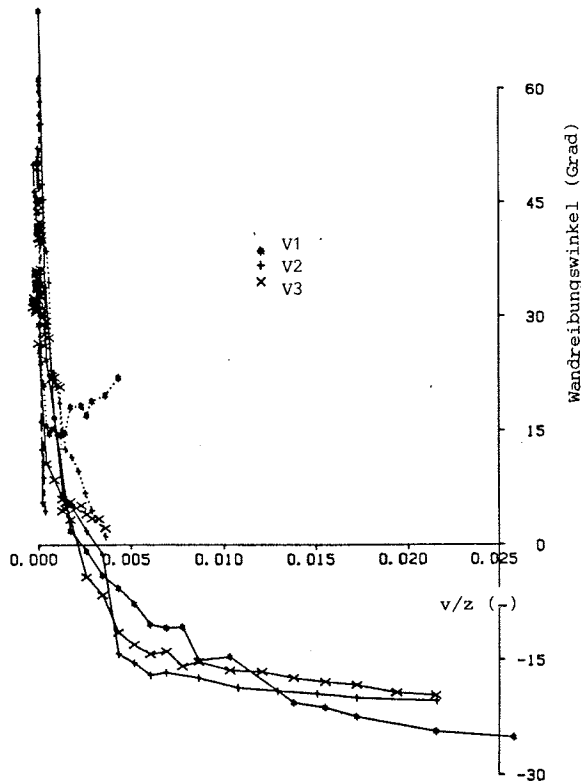


Bild 65:

Abhängigkeit der Erddruckneigung von der auf die Tiefe bezogenen Wandverschiebung

Dabei ist

v die Verschiebung eines Wandpunktes (lokal)

und

z die Tiefe dieses Punktes unter der O.K. der Hinterfüllung.

Überraschend klar stellt sich auch die Abhängigkeit der Größe des gemessenen Wandreibungswinkels (Erddruckneigung) von der dimensionslosen Größe v/z dar, wie Bild 65 belegt. Demnach fällt schon bei relativ kleinen Wandverschiebungen die Erddruckneigung ab und kehrt ihr Vorzeichen um. Bei genügend großen Verschiebungen erreicht der Winkel

$$\delta = -1/2 \varphi \dots -2/3 \varphi .$$

Der Betrag des mobilisierten Wandreibungswinkels im passiven Bereich ist auf jeden Fall kleiner als für aktive Beanspruchungen.

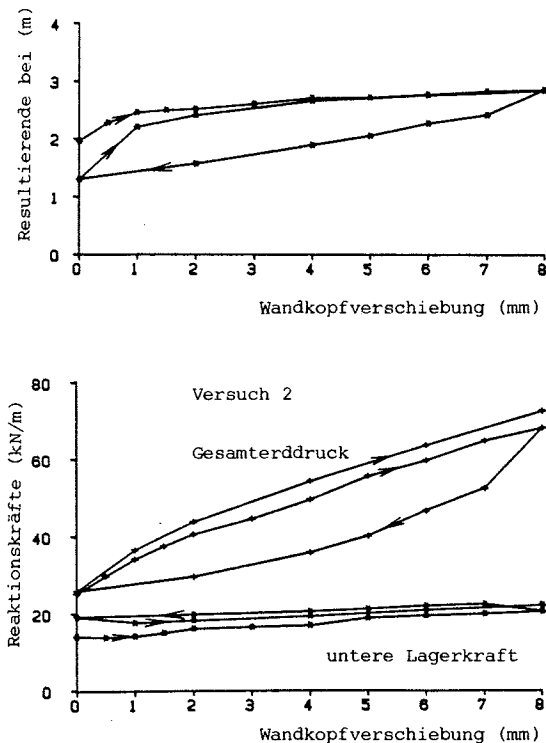


Bild 66:

d) Einfluß zyklischer Wandverschiebungen

Einige Wandverformungszustände wurden bis zu 50 mal aufgebracht. Schaut man sich auf Bild 66 die globale Arbeitslinie zwischen Wandkopfverschiebung und Gesamterddruckkraft beim ersten Zyklus einer Wandkopfverschiebung von 8 mm an, so ist das ausgeprägt hysteretische Verhalten zu erkennen. Ein mögliches Anwachsen des Erdrdruckstandes in den folgenden Zyklen kann nach diesem Bild nicht ausgeschlossen werden.

Entwicklung des Erdrdruckstandes und Lage der Resultierenden während der Erstbelastung, einer Entlastung und einer Wiederbelastung zwischen 0 und 8 mm Wandkopfverschiebung

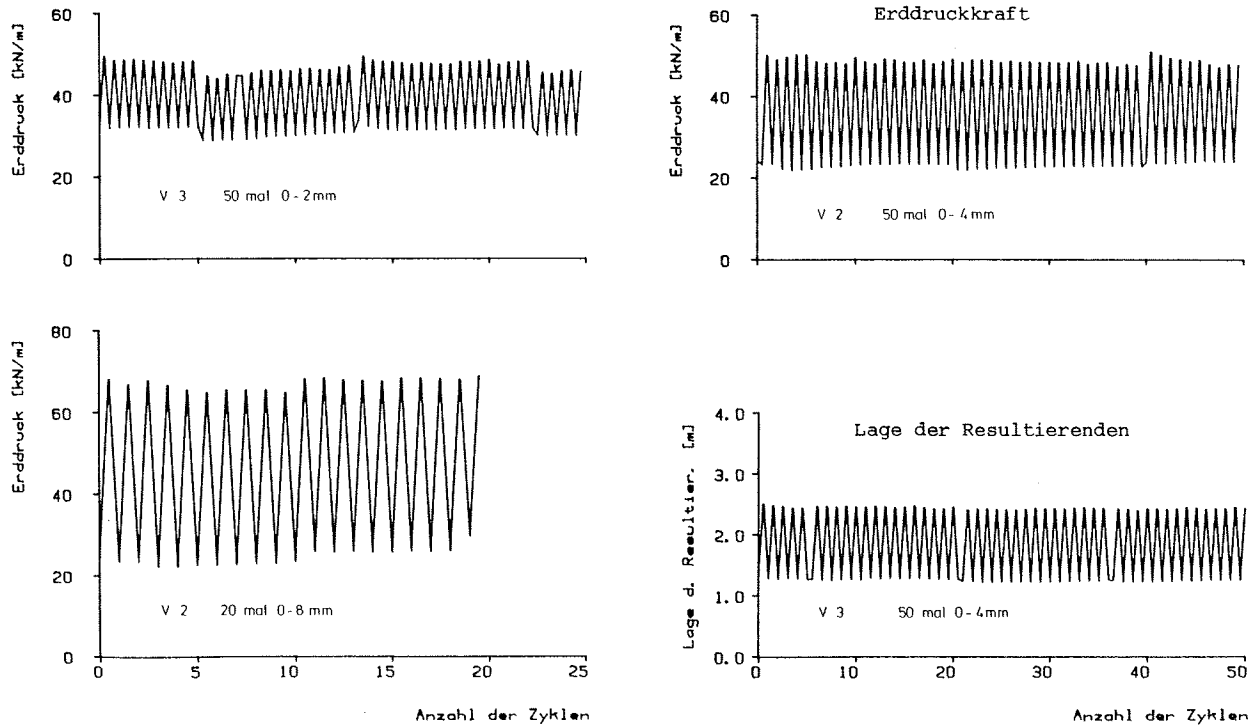


Bild 67: Entwicklung des Erddruckes und der Lage der Resultierenden bei wiederholter Wandverschiebung

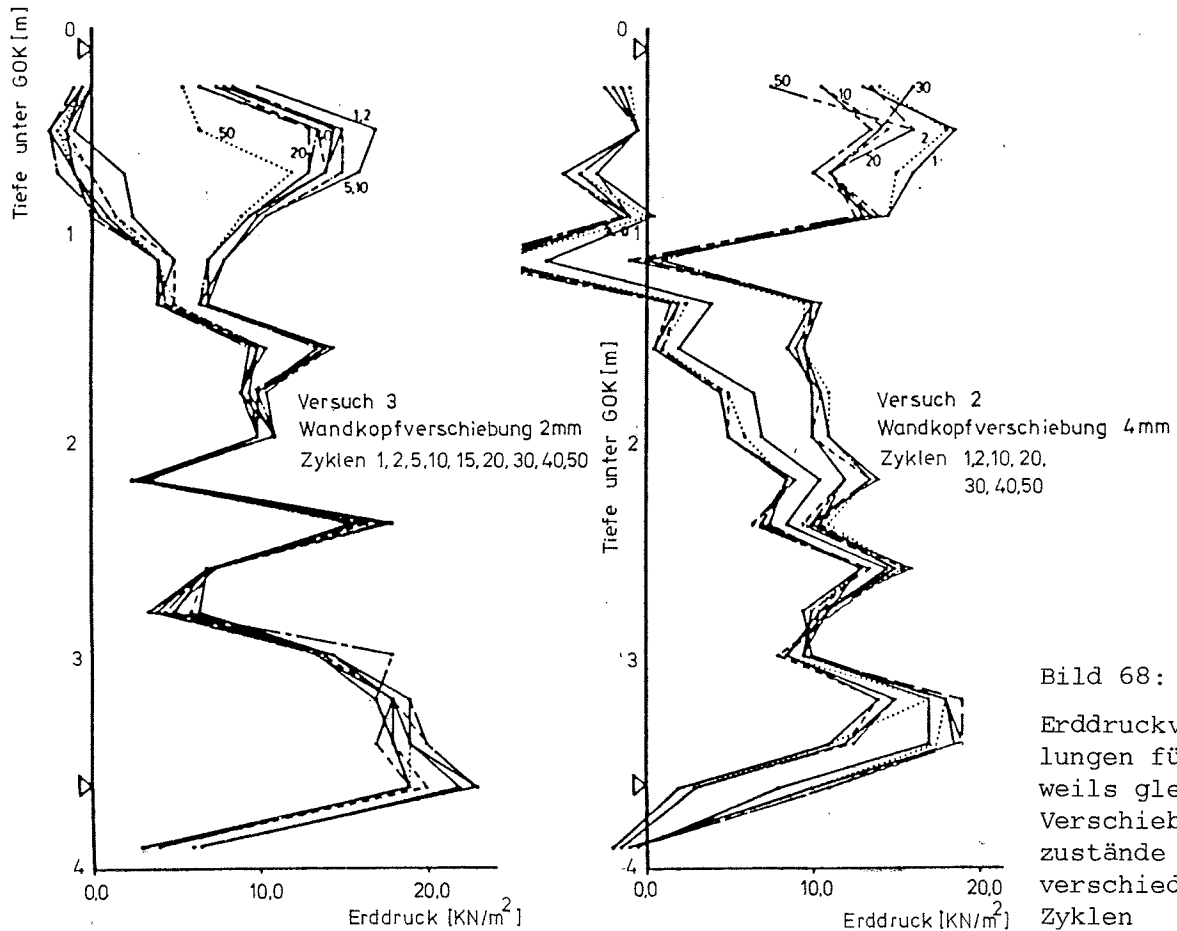


Bild 68:
Erddruckverteilungen für jeweils gleiche Verschiebungszustände und verschiedene Zyklen

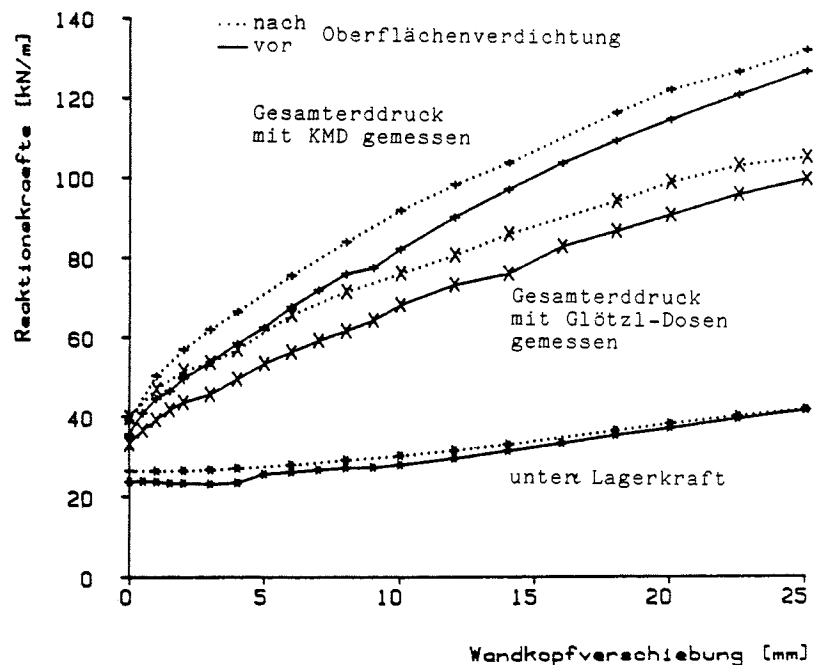
Trägt man aber die Erddruckkräfte bei maximaler und minimaler ($v = 0$) Verschiebung über diese Anzahl der Zyklen auf (Bild 67), so erkennt man während der gemessenen 20 bzw. 50 Zyklen keinerlei signifikante Erddruckänderung. Alle auffallenden kleinen Unregelmäßigkeiten fallen mit Versuchspausen über Nacht oder am Wochenende zusammen.

Auch die Erddruckverteilungen änderten sich nur unwesentlich nach wiederholter Wandverschiebung (Bild 68). Im Wandkopfbereich gibt es vielleicht eine Tendenz der Erddruckabnahme, aber jede Unsicherheit beim Messen oder beim Ansatz von Parametern für Rechnungen hat größeren Einfluß als dieser Effekt.

Zusammengefaßt kann man sagen, daß zyklische Wandbewegungen bei diesen Versuchen zu zyklischem Erddruck geführt haben, dessen Größe sich nicht signifikant von dem Erddruck unterscheidet, der sich bei einer einmaligen Belastung einstellt.

Wesentlichen Einfluß auf den Erddruck hatte es dagegen, als wir nach der zyklischen Belastung die Sandoberfläche nochmals verdichteten. Ein zusätzlicher Zyklus der Wandverschiebung führte dann zu deutlichen Erddruckerhöhungen (Bild 69).

Bild 69:
Einfluß einer
nachträglichen
Oberflächenver-
dichtung auf
die Erddruck-
mobilisierung



4.2 Versuche an einer kleinen mit Kohlestäbchen hinterfüllten Wand

Ohne aufwendige Änderungen des Versuchsaufbaus wäre es nicht möglich gewesen, andere Arten von Wandbewegungen gegen die Hinterfüllung in der großen Versuchsgrube unseres Freigeländes zu erzeugen.

Um die aus diesen Versuchen abgeleitete und in dieser Arbeit in Kapitel 5 erläuterte Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand abzusichern, wurden daher zusätzliche kleinmaßstäbliche Modellversuche geplant, durchgeführt und ausgewertet. Versuchsaufbau und -Durchführung waren z.T. Gegenstand der Diplomarbeit von Rommeswinkel (1983).

Mit den begrenzten hierfür zur Verfügung stehenden Mitteln erschienen uns Versuche mit Kohlestäbchen am vernünftigsten. Auch Steenfelt (1979, 1979) verwendete Stäbchen-Modelle für Erddruckversuche. Er ging auch systematisch der Frage nach, wie die zweidimensionalen Versuche mit dreidimensionalen Verhältnissen verglichen werden können. Stäbchenmodelle wurden erstmals von Schneebeili (1957) verwendet, Kohlestäbchen von Malcharek (1976).

Weitere Erddruckversuche mit Stäbchen werden zur Zeit in Hannover durchgeführt, mit denen der Einfluß der Geländeneigung auf den Erdwiderstand ermittelt werden soll.

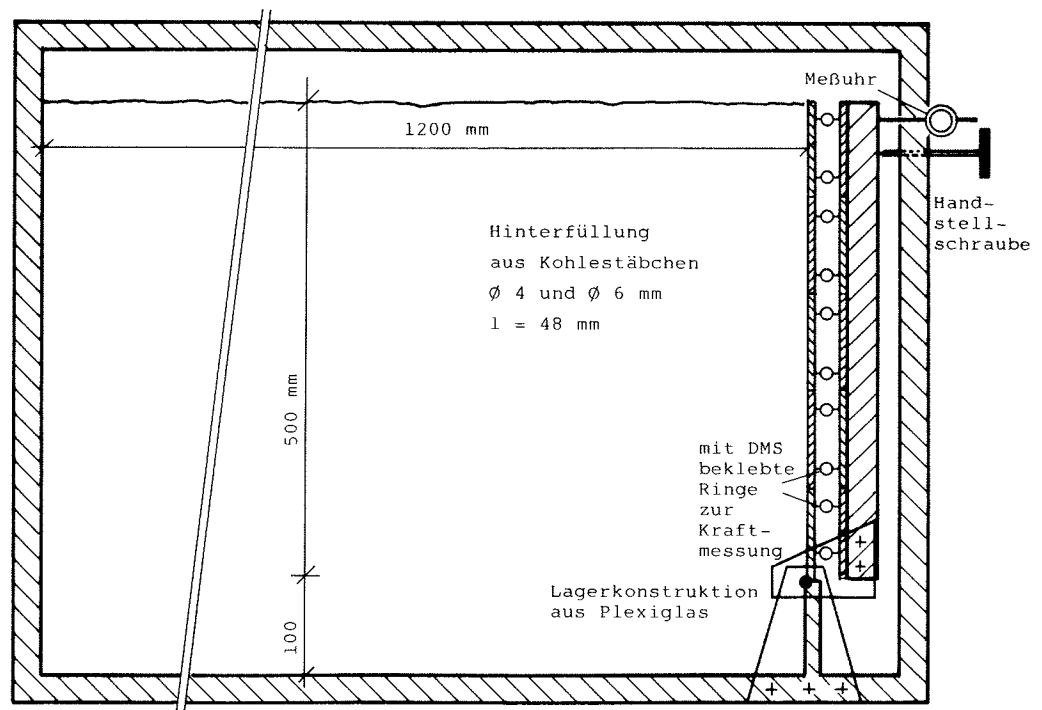


Bild 70: Prinzip der Modellwand für die Kohlestäbchenhinterfüllung

Bei allen genannten Arbeiten war der Bewegungsmechanismus innerhalb des Bodens und z.T. die Messung globaler Kräfte Ziel der Untersuchungen. Darüberhinaus sollte die Verteilung des Erddruckes bestimmt werden. Der Versuchsaufbau dazu ist in Bild 70 dargestellt.

Eine 50 cm hohe, 5 cm breite "Wand" ist über eine Lagerkonstruktion mit einem Rahmen verbunden. Im Bild dargestellt ist das Lager (bestehend aus außenliegenden Laschen und Bolzen) zur Ermöglichung von Fußpunktdrehungen. Mit anderen Plexiglaslaschen, die oben an der Wand befestigt waren oder Langlöcher hatten, konnten auch Kopfpunktdrehungen und Parallelverschiebungen der Wand erzeugt werden. Die Wandbewegung wird durch eine bzw. zwei Handstellschrauben aufgebracht und über Meßuhren kontrolliert. Die Hinterfüllung mit einer Querschnittsfläche von 60 x 120 cm wird aus Kohlestäbchen $\varnothing 4$ und 6 mm, $l = 48$ mm, wie sie bei der Batterieherstellung verwendet werden, gebildet. Durch die Wahl der Stäbchen ist von vornherein nur eine ebene Verformung der Hinterfüllung möglich.

Die Modellwand wird durch ein Rechteckrohr gebildet, an dem über mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) beklebte Metallringe 5 Platten ($h = 10$ cm, $b = 5$ cm) angebracht sind. Diese 5 Platten bilden die Oberfläche der Wand zur Hinterfüllung hin. Da jede Platte auf 4 Kraftmeßringen aufliegt, sind die in die Platte eingeleitete Normalkraft und ihre Exzentrizität meßbar. Leider war eine Auswertung der Exzentrizitätsmessungen nicht möglich, da durch unvermeidbare Herstellungs- und Justierfehler das Signal, welches von einer Schubkraft auf der Platte erzeugt wird, nicht ausgefiltert werden konnte. Mit den 5 gemessenen und als zentrisch wirkend angenommenen Normalkräften ist die Erddruckverteilung jedoch ausreichend genau bestimmbar.

In Vorversuchen wurden Kornwichte und Reibungswinkel verschiedener Kohlestäbchenmischungen bestimmt. Berücksichtigt man die Tatsache, daß Hinterfüllungen mit (fast ausschließlich) einem Stäbchendurchmesser zu erzwungenen Scherfugen führen und somit unzulässig für die Versuche sind, ist kaum ein signifikanter Unterschied in der Wichte des Stäbchenhaufwerkes einstellbar. Wir erhielten:

Kornwichte:	$17,0 \leq \gamma_s \leq 17,4 \text{ kN/m}^3$	
Wichte:	$13,8 \leq \gamma \leq 14,1 \text{ kN/m}^3$	bei Mischungsverhältnissen
	$2:1 \quad / \quad 1:2$	von Stäbchen $\varnothing 6:\varnothing 4$
Reibungswinkel:	$27,7^\circ \leq \varphi \leq 29,5^\circ$	aus Abrutschversuchen
	$22^\circ \leq \varphi \leq 27^\circ$	aus direkten Scherversuchen

Die Verdichtbarkeit des Materials erwies sich als sehr gering.

Insgesamt wurden 4 Versuchsserien durchgeführt, bei denen die Kohlestäbchen neu einzufüllen waren; je 2 Versuche wurden mit Mischungsverhältnissen $\phi 6 : \phi 4$ von 1:2 und von 2:1, davon jeweils eine Serie mit "glatter" Wand (poliertes Aluminium) und eine mit "rauher" Wand (Glaspapierbespannung) durchgeführt.

Ein nachträglich durchgeführter Versuch zur Bestimmung der maximalen Wandreibung ergab sowohl für die "glatte" als auch für die "rauhe" Wand den gleichen Wandreibungswinkel von 22° . Da auch die Wichten der beiden verschiedenen Mischungen sehr dicht beieinander lagen, können die 4 Versuchsserien als gleichartige und wiederholte Versuche angesehen und die Unterschiede als Versuchsstreuungen gedeutet werden.

Bei allen Versuchsserien wurde als erstes der während der Hinterfüllung entstehende Erddruck gemessen. Da die Wand als starr anzusehen ist und auch die Lagerpunkte praktisch kein Spiel hatten, können wir als Ausgangserddruck den Ruhe-
druck erwarten. Die Erddruckkraft auf die gesamte Wand ergibt sich abhängig von der Füllhöhe z zu

$$E_o = 1/2 \cdot K_o \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot b$$

Mit bekannten γ , z , b und gemessenem E_o ergab sich aus Ausgleichsrechnungen für alle Versuche:

$$0,53 \leq K_o \leq 0,61$$

Die Erddruckbeiwerte lassen sich vergleichen mit Werten, ermittelt aus

$K_o = 1 - \sin \phi$. Sie zeigen Übereinstimmung für Reibungswinkel, wie sie aus den direkten Scherversuchen ermittelt wurden:

$$(1 - \sin 28^\circ) \leq K_o \leq (1 - \sin 23^\circ)$$

Ausgehend vom Ruhezustand wurde die Wand um den Fußpunkt gedreht bis zu einer Kopfpunktverschiebung von etwa 60 mm, entspr. einer Drehung von $\tan \alpha = 0,12$. Nach dem Rückdrehen in die Ausgangsstellung - dabei stellte sich ein aktiver Erddruck ein - wurden die Lagerlaschen ausgewechselt und eine Kopfpunktdrehung (bis $\tan \alpha = 0,08$) aufgebracht. Nach erneutem Rückdrehen und Lagerwechsel wurde die Wand um bis zu 50 mm parallel verschoben.

Durch Aufkleben von Markierungen und durch Fotografieren des Haufwerks mit Mehrfachbelichtungen konnten die Bewegungen von Wand und Stäbchen sichtbar gemacht werden, siehe Bilder 71 bis 73.

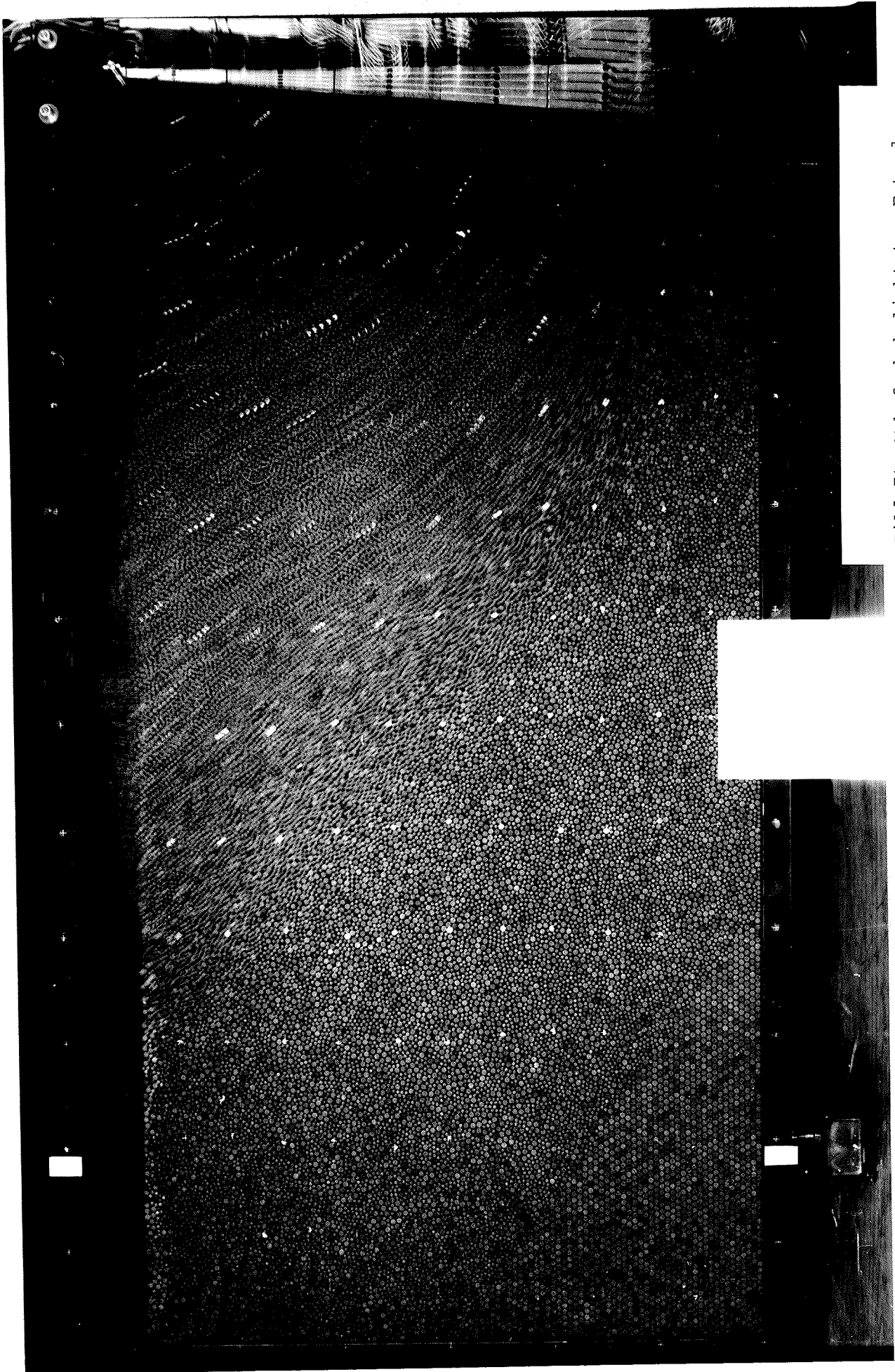


Bild 71: Mehrfach belichtetes Foto der
mit Kohlestäbchen hinterfüll-
ten Modellwand bei einer
Kopfpunktdrehung

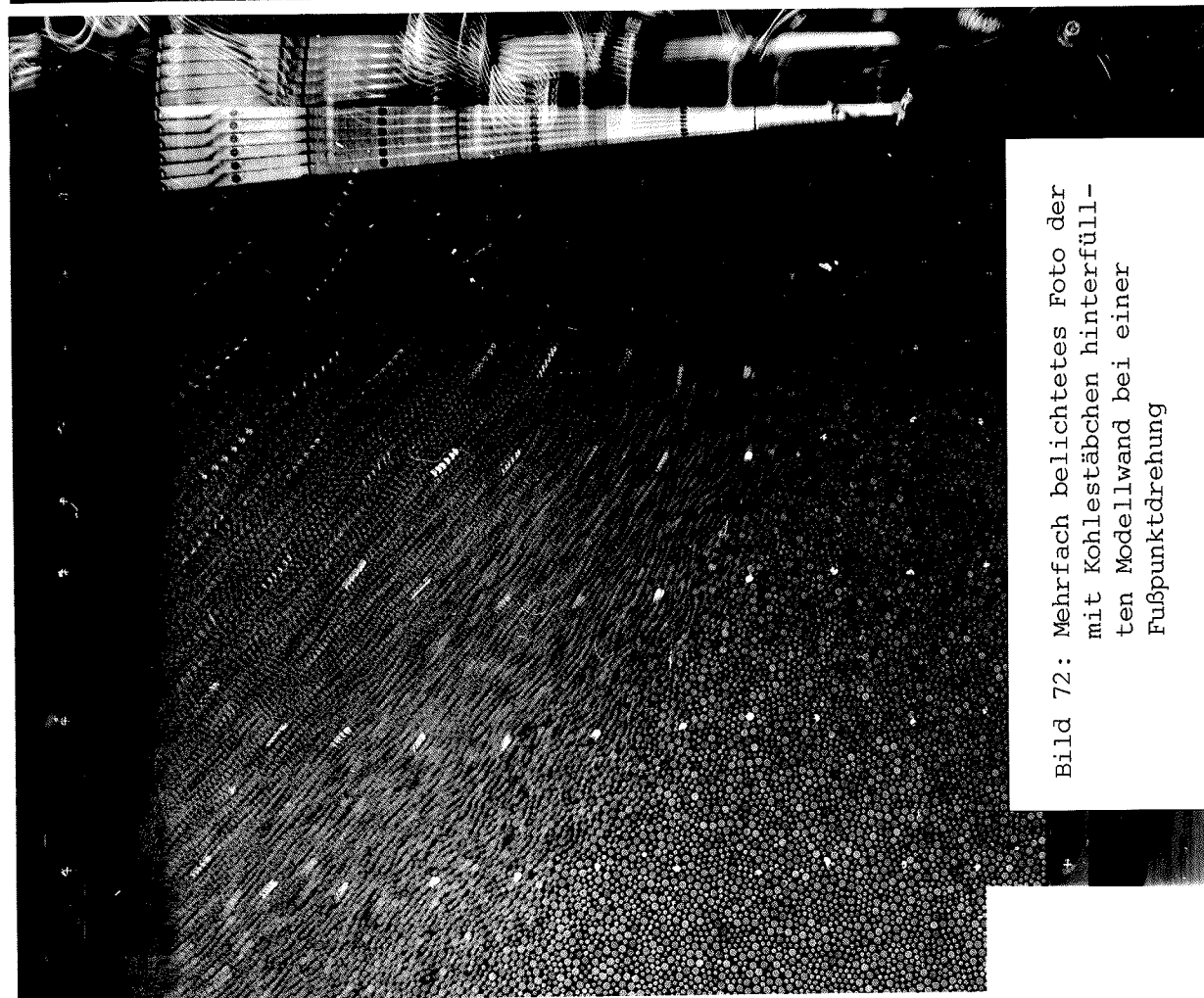


Bild 72: Mehrfach belichtetes Foto der
mit Kohlestäbchen hinterfüll-
ten Modellwand bei einer
Fußpunktdrehung

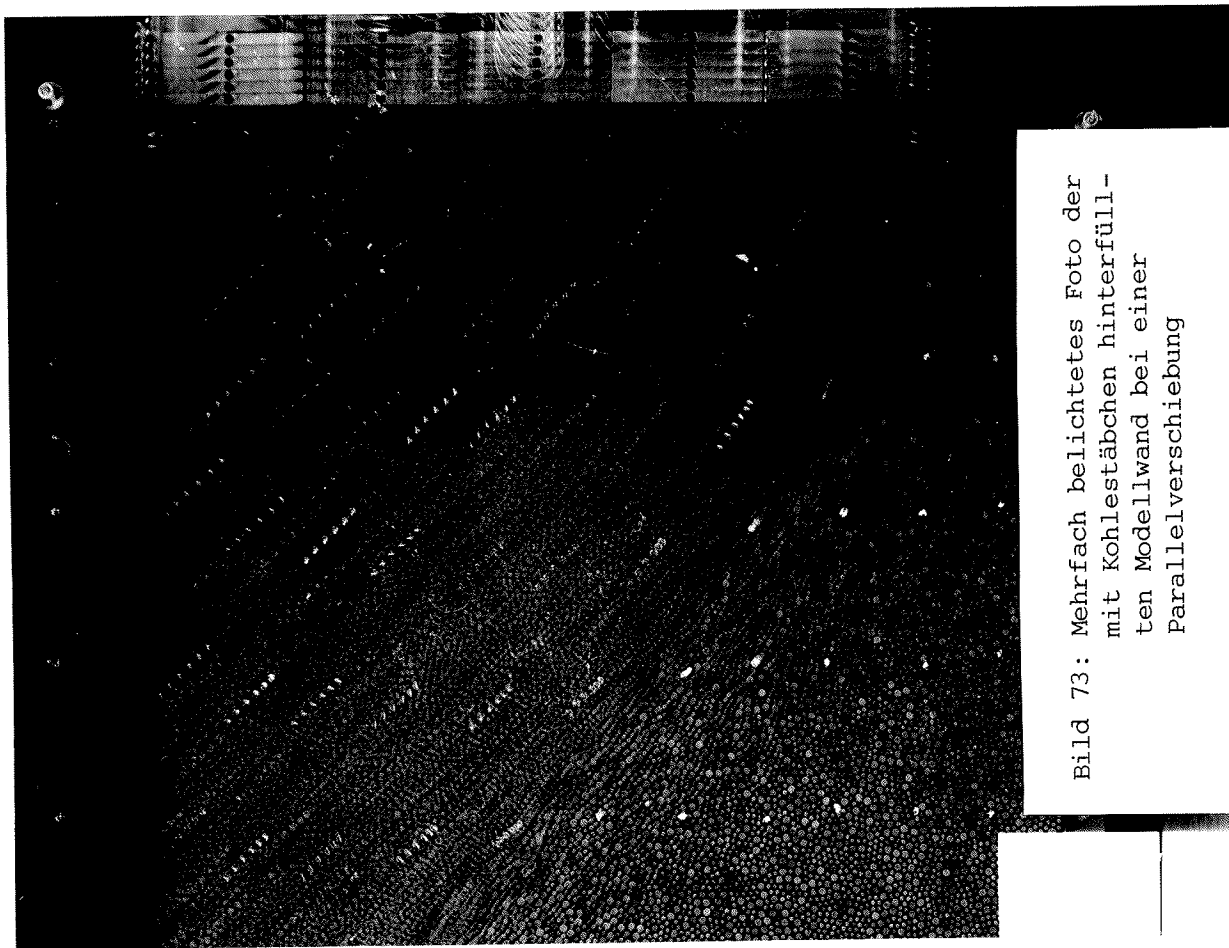


Bild 73: Mehrfach belichtetes Foto der
mit Kohlestäbchen hinterfüll-
ten Modellwand bei einer
Parallelverschiebung

Die auf die Wand wirkenden Kräfte wurden regelmäßig mit einem Meßwerterfassungssystem registriert. Ich danke dem Institut für Modellstatik der Universität Stuttgart dafür, daß es sein System zur Verfügung stellte. Die Erddruckverteilungen, die sich bei den jeweils maximalen Verschiebungen im Versuch bei Fußpunktdrehung, Kopfpunktdrehung und Parallelverschiebung einstellen, sind für einen Versuch in Bild 74 aufgetragen. Der theoretisch ermittelte passive Erddruck für $\phi = 23^\circ$ und $\delta = -22^\circ$ ist zum Vergleich mit eingezeichnet.

Wie weit mit den im Versuch erreichten Verschiebungen tatsächlich Grenzzustände erreicht wurden, zeigt Bild 75. Dort sind in Abhängigkeit der Verschiebungen die insgesamt geweckten Erddruckkräfte aufgetragen, die sich bei den verschiedenen Wandbewegungsarten einstellen. Man erkennt, daß für die Parallelverschiebung und die Kopfpunktdrehung die Verschiebungen für das Erreichen eines

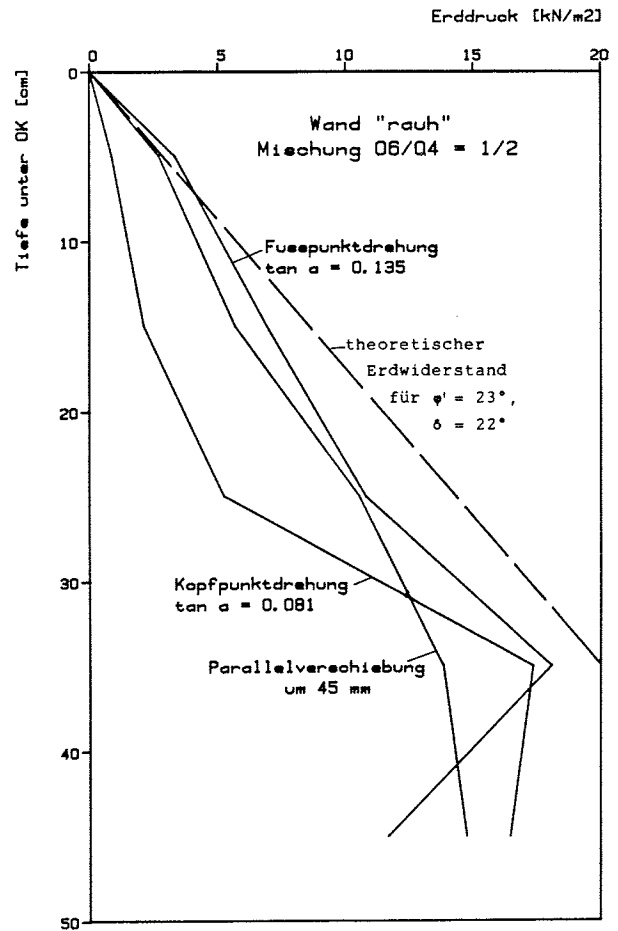


Bild 74:

Erddruckverteilungen der mit Kohlestäbchen hinterfüllten Wand bei maximalen Wandbewegungen

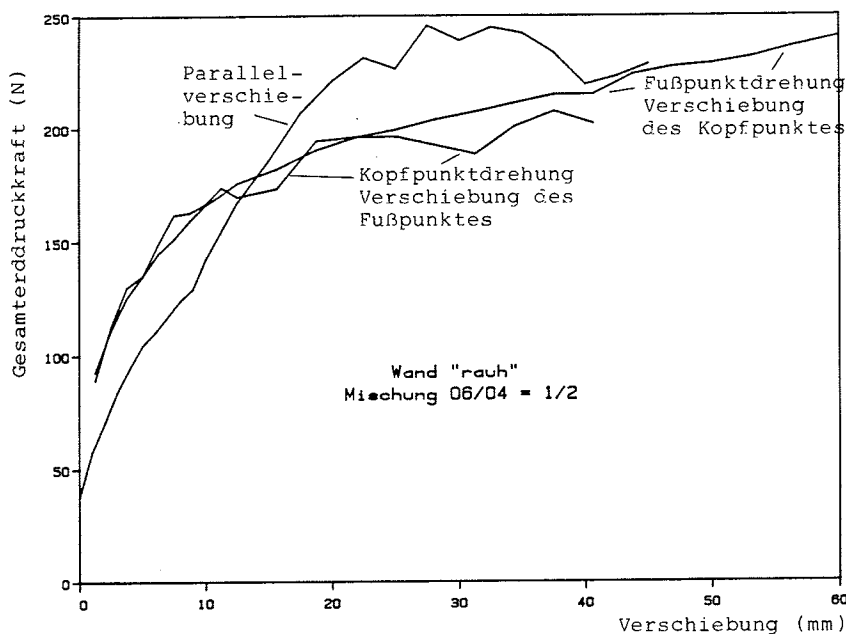


Bild 75:

Erddruckverteilungsmobilisierung bei der mit Kohlestäbchen hinterfüllten Modellwand und verschiedenen Wandbewegungsarten

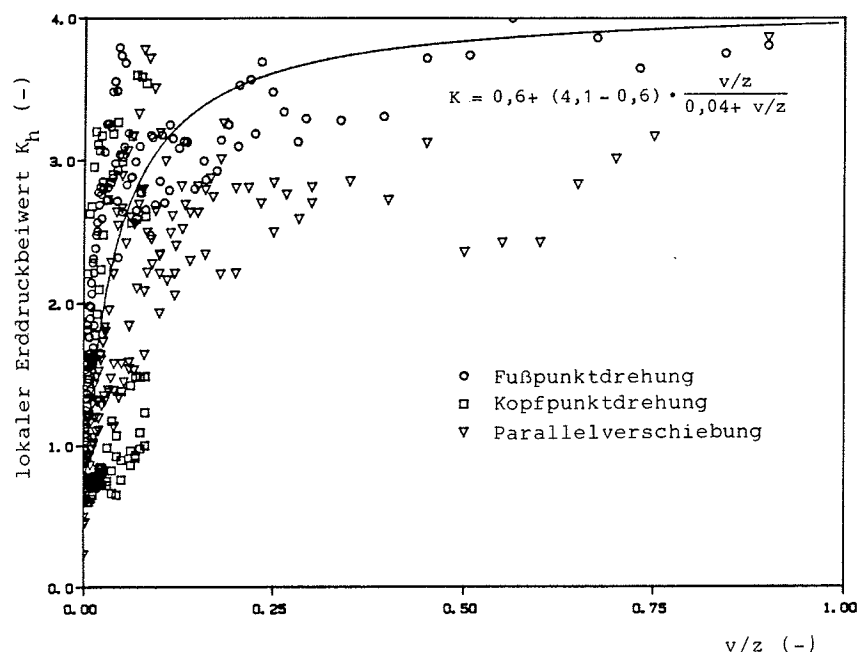
maximalen Erddruckes schon ausreichen, während bei der Fußpunktdrehung noch eine leichte Steigerung möglich gewesen wäre. Der theoretisch ermittelte passive Erddruck beträgt für $\varphi = 23^\circ$, $\delta = -22^\circ$ und $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ 344 N und konnte nicht erreicht werden.

Der bei Fußpunktdrehung und Parallelverschiebung geweckte Erddruck ist offensichtlich größer als die erreichte Kraft bei der Kopfpunktdrehung. Dies gilt auch für die hier nicht dargestellten anderen 3 Versuche. Die gleiche Aussage läßt sich auch aus einer Auswertung der Fotos (Bild 70 - 72) gewinnen: Die Verschiebungsvektoren innerhalb der Hinterfüllung haben für die Fälle Parallelverschiebung und Fußpunktdrehung die gleiche Richtung ($\approx 40^\circ$ gegen die Waagerechte), während sie im Fall der Kopfpunktdrehung steiler nach oben ($\approx 54^\circ$) gerichtet sind. Im letzten Fall wird ein geringeres Hinterfüllvolumen bewegt, was hier zu einer kleineren Erddruckkraft führt. Der interessierte Leser kann sich mit Hilfe von Transparentpapier und Bleistift die Unterschiede in den Bewegungsmechanismen deutlich machen.

Nicht zuletzt dienen die Versuche dazu, die im Abschnitt 5 vorgeschlagene und erläuterte dimensionslose Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand bei anderen Wandbewegungsarten zu kontrollieren. In Bild 76 sind die Messungen in der dazu geeigneten Weise aufgetragen. Auf der Abszisse ist v/z , die lokale Verschiebung der Wand in der Tiefe z , normiert durch diese Tiefe, darüber sind die lokalen Erddruckbeiwerte: $K_h = \sigma_x / (\gamma \cdot z)$ aufgetragen, die sich aus den gemessenen Erddruckkräften, dividiert durch die Fläche der Kraftmeßdose und dividiert durch die vertikale Eigengewichtsspannung $\gamma \cdot z$ in der Tiefe der Mitte der Kraftmeßdose ergeben.

Bild 76:

Vergleich aller Versuchsdaten der mit Kohlestäbchen hinterfüllten Wand mit der neu vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktion



Die Punkte, die aus der Auswertung des Versuchsteils Fußpunktdrehung resultieren, passen im Rahmen der Versuchsstreuungen am besten zu der eingezeichneten Ausgleichshyperbel. Die Meßpunkte, die sich für die Kopfpunktdrehung ergeben, korrelieren am schlechtesten mit der Ausgleichskurve. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß für die Hyperbel

$$K = 0,6 + (4,1 - 0,6) \cdot (v/z) / (a + v/z)$$

a der einzige freie Parameter war.

Eine weitere Diskussion der Ergebnisse und ein zusammenhängender Vergleich mit anderen Versuchsergebnissen werden im folgenden Kapitel durchgeführt.

5. Theoretische und numerische Untersuchungen

5.1 Vorschlag einer Mobilisierungsfunktion

Vor allem die Auftragung der Ergebnisse aus den großen Modellversuchen in Bild 64 legte es nahe, die Mobilisierung des Erdwiderstandes als lokales Problem anzusehen.

Üblicherweise wird die Mobilisierung des Erdwiderstandes global beschrieben (DIN 4085 (1982)) mit ergänzenden qualitativen Aussagen zur Erddruckverteilung. Dies stammt in erster Linie wohl aus den klassischen Ableitungen des Grenzwertes des Erdwiderstandes (Coulomb (1776), Rankine (1857)). Rankine stellte seine Überlegungen zwar am Bodenelement an, ging aber davon aus, daß sich der gesamte Boden hinter der Wand im Grenzzustand befinde.

Die Auswertung der eigenen Versuche zeigte klar, daß der Spannungszustand im Boden während einer passiven Wandverschiebung sich nicht über die gesamte Wandhöhe gleichmäßig dem Rankine-Zustand nähert, sondern daß die Reibung im Boden zuerst nahe der Oberfläche und erst bei zunehmenden Verschiebungen auch in größerer Tiefe mobilisiert wird. Der gleiche Grad an Erddruckmobilisierung wird demnach erreicht mit kleiner Verschiebung in geringer Tiefe unter OK Hinterfüllung oder mit großer Verschiebung in größerer Tiefe. Das entspricht auch den Feststellungen von Hilmer (1976), Laumans (1977) und Schmidt (1981).

Davis und Auger (1979) haben aus großmaßstäblichen Erddruckversuchen die gleiche Erkenntnis abgeleitet, nachdem sie Linien gleicher mobilisierter Reibungswinkel aufgetragen hatten.

Der Erddruckbeiwert

$$K_h = \sigma_x / (\gamma \cdot z) \quad (5.1)$$

ist also eine mit zunehmender Wandverschiebung v zunehmende und mit zunehmender Tiefe z (bei konstanter Verschiebung) abnehmende Funktion.

Es ist vernünftig zu fordern, daß für relative Bewegungen einer Wand gegen die Hinterfüllung

$$K_o \leq K_h \leq K_{ph} \quad (5.2)$$

gilt.

Erfahrungsgemäß sind in lockerem Sand größere Verschiebungen zur Weckung eines Erdwiderstandes erforderlich als in dicht gelagertem Boden (vgl. Bilder 5 und 19). Eine Mobilisierungsfunktion sollte daher einen Parameter zur Beschreibung dieser Eigenschaft haben.

Entsprechend diesen Überlegungen wurde willkürlich eine möglichst einfache Funktion als Mobilisierungsfunktion für den Erdwiderstand gewählt:

$$K_h = K_o + (K_{ph} - K_o) \cdot (v/z) / (a + v/z) \quad (5.3)$$

(v positiv für passive Wandbewegung).

Diese Funktion ist für $z=0$ nicht bestimmbar, doch ist in dieser Tiefe auch die Definition des Erddruckbeiwertes gemäß (5.1) nicht anwendbar. Diese Einschränkung hat keine praktische Bedeutung, wie sich gezeigt hat.

In (5.3) sind K_o und K_{ph} die gebräuchlichen Erddruckbeiwerte für die Grenzfälle des Ruhezustandes ($K_o \approx 1 - \sin \varphi$) und des voll mobilisierten Erdwiderstands ($K_{ph} = f(\delta, \varphi)$). a ist ein dimensionsloser Parameter.

Für Wandverschiebungen $v \equiv 0$ ergibt (5.3) $K_h \equiv K_o$. Für genügend große Werte von v liefert (5.3) $K_h \equiv K_{ph}$. An einzelnen Stellen der Wand, bei denen gerade $v/z = a$ ist, wird der Erdwiderstand lokal gerade zu 50% mobilisiert:

$$\begin{aligned} K_h (v = 0) &= K_o \\ K_h (v = \infty) &= K_{ph} \\ K_h (v = a \cdot z) &= K_o + 0,5 \cdot (K_{ph} - K_o) \end{aligned}$$

Somit ist a der Parameter zur Beschreibung der Steifigkeit des Materials. Die Versuche an der großen Modellwand konnten am besten mit $a = 0,03$ (Bild 77), diejenigen mit den Kohlestäbchen mit $a = 0,04$ (Bild 76) und die von Laumans (1977) dokumentierten Versuche mit $a = 0,11$ (Sand locker!) (Bild 78) beschrieben werden.

In der Mobilisierungsfunktion wird nur eine Beziehung an einem Wandpunkt zwischen lokal definierten Größen angegeben. Globale Größen (Höhe der Wand, Elastische Länge, Lage eines Drehpunktes etc) werden in der Formel nicht berücksichtigt. Die Beziehung (5.3) ist demnach einem Bettungsansatz vergleichbar, welcher lokal eine Verknüpfung zwischen Verschiebung und Spannung herstellt. Der wesentliche Unterschied zu üblicherweise definierten Bettungsmoduln ist der, daß die

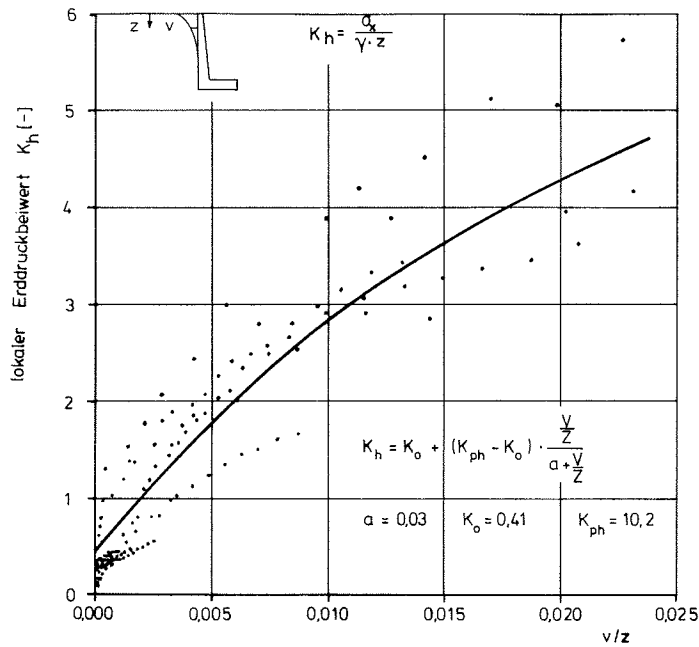
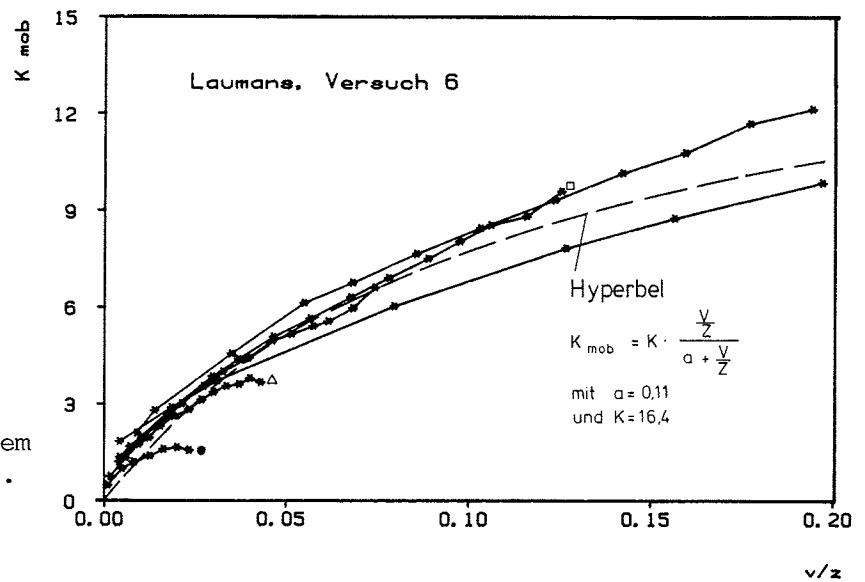


Bild 77:

Mobilisierungsfunktion als Hyperbel und Daten aus dem dritten großen Modellversuch

Bild 78:

Mobilisierungsfunktion als Hyperbel und Daten aus einem Versuch von Laumans (1977).



hier definierte Steifigkeit sich an einem Ort während der Verformungsgeschichte ändern kann und das nichtlineare Verhalten des Hinterfüllungsmaterials wiederzugeben vermag, ohne daß die Spannungsgrenzbedingungen verletzt werden.

Eine Berechtigung, Bettungsmoduln zu verwenden und somit darauf zu verzichten, das Verhalten von Nachbarpunkten mit zu erfassen (wie etwa bei Halbraumverfahren), läßt sich vor allem aus dem kontraktanten Materialverhalten ableiten. Bei kleinen Dehnungen gibt der Boden in Querrichtung keine Verformungen weiter (vgl. Bild 14) und quer zur eingeleiteten Verformung benachbarte Punkte im Boden können damit näherungsweise als entkoppelt angesehen werden.

Die lokale Deutung der Erdwiderstandsmobilisierung läßt sich auch mit Elementversuchen und im Mohrschen Diagramm erläutern:

Falls an der Wand keine Wandreibung aufgenommen werden kann, verläuft die Spannungsgeschichte eines Teilchens der Hinterfüllung so wie in Bild 79 oben dargestellt. Ausgehend vom Ruhezustand nimmt die horizontale Spannung zu, der isotrope Spannungszustand wird durchlaufen, anschließend ist die horizontale Spannung größer als die vertikale und nimmt weiter zu bis zum Erreichen des Grenzzustandes. Horizontale und vertikale Spannungen sind Hauptspannungen, die vertikale Spannung bleibt unverändert. (Die etwas anders verlaufende vermutete Geschichte bei Auftreten von Wandreibung ist in Bild 79 unten dargestellt.) Der Spannungspfad für den Fall ohne Wandreibung war auch in den Quaderverformungsversuchen teilweise aufgebracht worden (Bild 17).

Nun wäre es erstrebenswert, eine Beziehung zwischen dem Verhältnis v/z und den Dehnungen ϵ_{xx} herzustellen. Dies gelingt für den Fall der parallel verschobenen Wand bei Ansatz des in Bild 80 dargestellten Verschiebungsfeldes. In diesem Verschiebungsfeld ändern sich die Beträge der Verschiebungen entlang gerader Linien linear. Entlang der Wand und an der Oberfläche sind alle Verschiebungen gleich groß. Dabei ergibt sich allerdings eine lokale Unverträglichkeit am Kopf der Wand.

Für dieses spezielle Verschiebungsfeld sind die Dehnungen ϵ_{xx} hinter der Wand proportional der Größe v/z . Zwar entspricht dieses Verschiebungsfeld nicht ganz der Wirklichkeit (vgl. Bild 73), es belegt aber m.E. dennoch die Verwandtschaft der Arbeitslinie in Bild 20 mit der (lokalen) Mobilisierung des Erdwiderstandes.

Auch die Kurven in Bild 20 ließen sich mit einer Hyperbel gut wiedergeben. Die Verwendung einer Hyperbel als Ausgleichsfunktion ist geeignet, um das asymptotische Annähern an das Grenzzspannungsverhältnis zu beschreiben. Bei Verwendung von Potenzansätzen müßte man eine Grenzdehnung definieren, welche zum Grenzzspan-

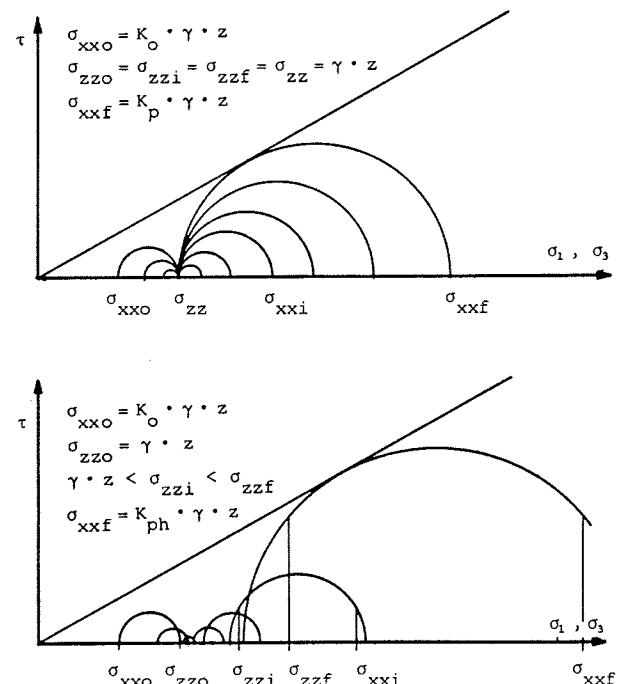
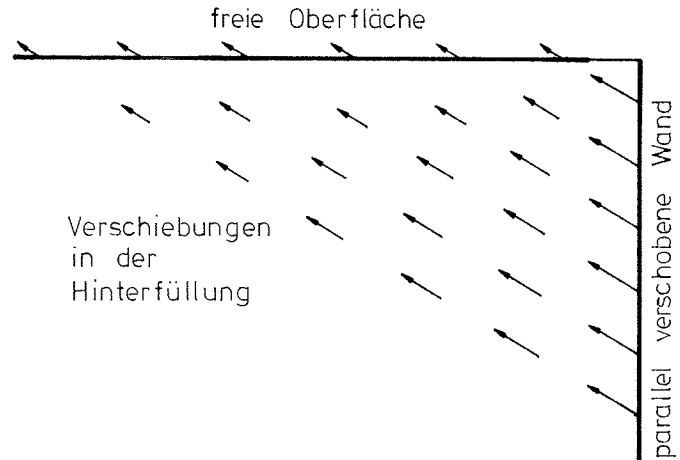


Bild 79:

Spannungsgeschichte eines Bodenteilchens hinter einer passiv beanspruchten Wand. oben: ohne, unten: mit Wandreibung

Bild 80:

Verschiebungsfeld, für
welches bei einer Parallel-
verschiebung der Wand v/z
proportional zu ϵ_{xx} ist



nungsverhältnis gehört; das ist jedoch problematisch, weil Grenzdehnungen sich nur sehr unscharf im Versuch ermitteln lassen.

5.2 Erddruckberechnungen mit Hilfe der Mobilisierungsfunktion

Mit der vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktion lassen sich zunächst einmal Erddruckverteilungen für die verschiedenen Formen von Bewegungen starrer Wände angeben (s. Bild 81). Für den Fall der Fußpunktdrehung und der Parallelverschiebung passen sie qualitativ zu den Beobachtung aus den Stäbchen-Modellversuchen (vgl. Bild 74). Für den Fall der Kopfpunktdrehung wird ein linearer Spannungsverlauf errechnet; die Messungen für diesen Bewegungstyp sprechen jedoch mehr für ein überlineares Anwachsen der Erddruckspannungen. Andererseits ist dieser Bewegungstyp bei der praktischen Anwendung eher eine Ausnahme.

Die Mobilisierungsfunktion kann mühelos auch für den Fall biegeweicher Wände angewandt werden. Bild 82 zeigt den errechneten Erddruck für die Biegelinien aus Bild 58. Im unteren Wandbereich mit Entlastungen wurde der Mobilisierungsansatz ohne näheren Nachweis in entsprechend gewandelter Form auf aktive Zwischenzustände übertragen:

Dazu setzten wir

$$K_h = K_o - (K_o - K_{ah}) \cdot (v/z) / (b + v/z)$$

v positiv für aktive Wandbewegung;

$$b = a/10$$

Die Größenordnung des Verhältnisses a/b wurde Bild 20 entnommen.

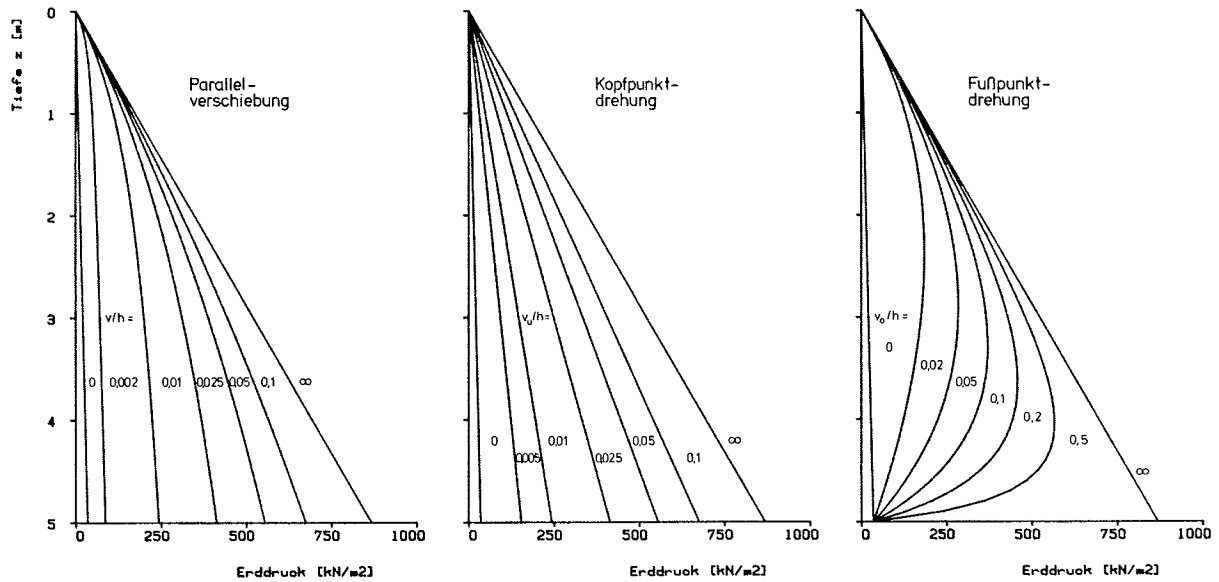
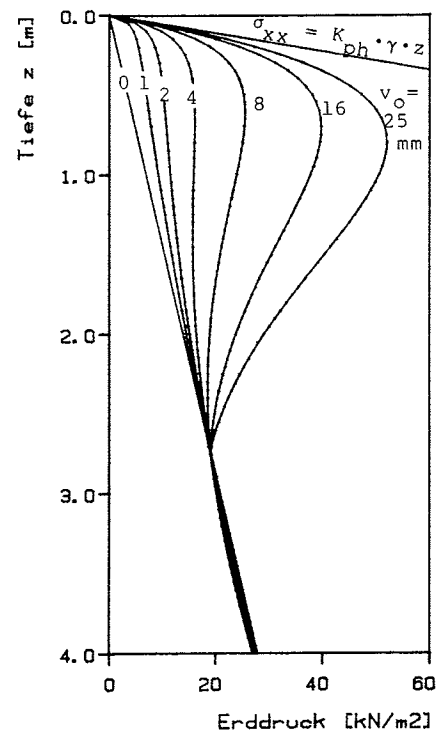


Bild 81:

Mobilisierung des Erdwiderstandes bei starren Wänden und verschiedenen Wandbewegungsarten entsprechend dem vorgeschlagene Mobilisierungsansatz

Bild 82:

Errechnete Erddruckverteilungen für die in Bild 58 angegebenen Biegelinien der großen Modellwand mit Hilfe der Mobilisierungsfunktion.



Für die Berechnung des Erddruckes auf eine wassergefüllte Schleusenammerwand bietet sich folgender Weg an:

1. Annahme einer plausiblen Biegelinie (z.B. durch Berechnung der Biegelinie ohne die stützende Wirkung des Bodens und einer Reduktion um z.B. 50%)
2. Berechnung des zugehörigen Erddruckes nach der Mobilisierungsfunktion
3. Berechnung der Biegelinie infolge vorgegebener Lasten + errechnetem Erddruck

Iteration über die Punkte 2 und 3

Für eine neue Erddruckberechnung sollte dabei nicht die zuletzt errechnete Biegelinie angesetzt werden, sondern

$$v_{\text{für Erddruckberechnung } i+1} = v_i + d \cdot (v_{i+1} - v_i).$$

Hierin ist d ein Dämpfungsfaktor mit $0 < d < 1$, welcher die Konvergenz erfahrungsgemäß sichert.

Eine Berechnung nach diesem Schema wurde für die geometrischen Verhältnisse der Schleuse Eibach durchgeführt (Anlage 3); die Ergebnisse, die mit den Parametern $a = 0,04$ und $E_{\text{Beton}} = 15000 \text{ MN/m}^2$ (aufgerissen) errechnet wurden, passen qualitativ und quantitativ gut zu den Bauwerksmessungen (vgl. Bild 43) und sind in Bild 83 dargestellt.

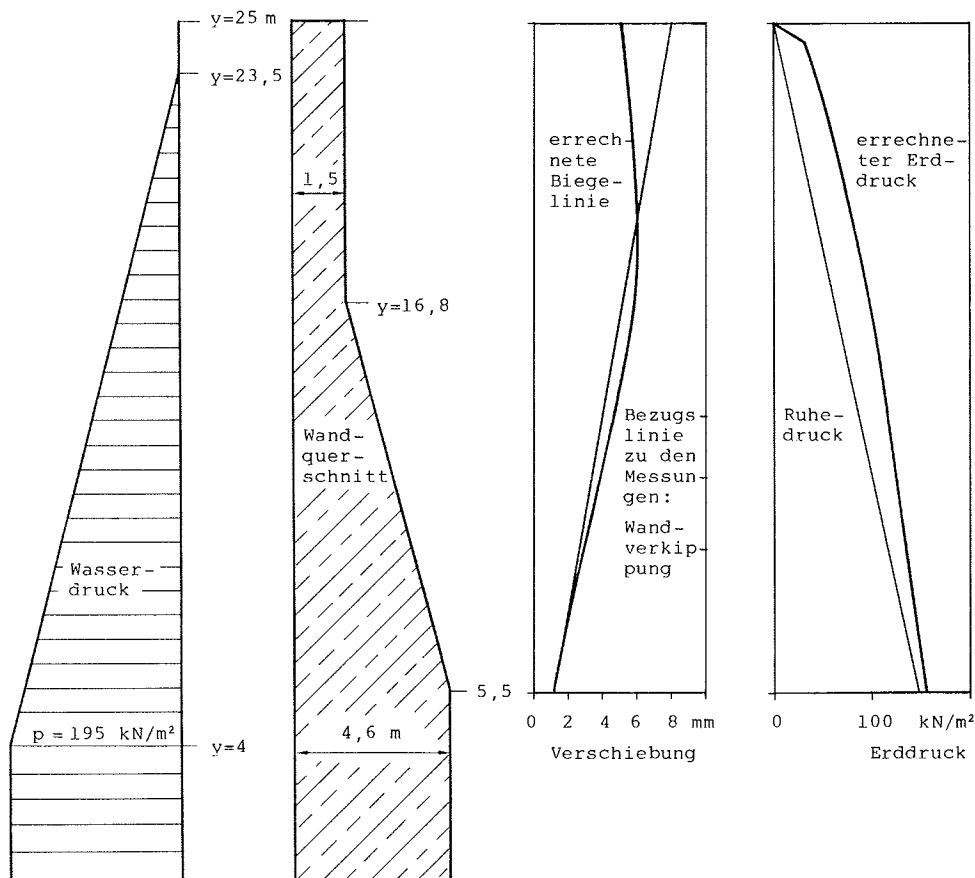


Bild 83: Mit Hilfe der Mobilisierungsfunktion errechnete Erddruckverteilung und Biegelinie für die Schleuse Eibach beim Lastfall "Schleuse auf Oberwasser"

Auch bei anderen Erddruckproblemen können durch ähnliche Iterationsschemata Verformungen, äußere Lasten und resultierender Erddruck in Einklang gebracht werden. Bei wiederholter Bewegung der Wand darf man denselben Erddruck ansetzen.

5.3 Erddruckberechnung mit Finiten Elementen

Der in Kapitel 5.2 vorgeschlagene Weg der Erddruckberechnung erwies sich als einfach und führte mit geringem numerischen Aufwand zu teilweise plausiblen Ergebnissen. Bisher hätte man für ähnliche Probleme Erddruckberechnungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente durchgeführt, wenn man den Erddruck nicht nur grob in Verlauf und Größe schätzen wollte (s.a. Hilmer & Vogt (1978)). Bei einer denkbaren Berechnung nach dem Bettungsmodulverfahren hätte die Schwierigkeit im Ansatz des Bettungsmoduls gelegen.

Der numerische Aufwand solcher Berechnungen ist selbst bei einfachen Stoffgesetzen wesentlich größer, und er führt bisher keinesfalls zu besser gesicherten Ergebnissen. Auch bei FE-Berechnungen können allenfalls Parameterstudien zu Bemessungsansätzen für die durch Erddruck belasteten Bauwerke führen. Die größte, aber keineswegs einzige Schwierigkeit bei Finite-Element-Berechnungen liegt in der Auswahl eines geeigneten Stoffgesetzes und in der Bestimmung der darin einzusetzenden Parameter. Hier wird auf eine Diskussion vorhandener Stoffgesetze mit ihren Stärken und Schwächen verzichtet (hierzu s. Schad (1979)), zum anderen jedoch gezeigt, daß auch mit einem einfachen Stoffgesetz wesentliche Eigenschaften der Böden beschrieben und die durch Messungen festgestellten Interaktionen zwischen Bauwerk und Boden plausibel dargestellt werden können.

Für die Beschreibung des Bodens mit einem Stoffgesetz erscheint mir wesentlich, daß der Boden mit zunehmender isotroper Beanspruchung an Kompressionssteifigkeit gewinnt (z.B. in Oedometerversuchen) und mit zunehmender deviatorischer Beanspruchung an Schersteifigkeit verliert (z.B. in Quaderverformungs- und Triaxialversuchen). Ich wählte ein inkrementelles Hooke'sches Gesetz mit 6 Parametern (C , D , n , v_o , ϕ' , v), um diese Eigenschaften zu beschreiben:

$$E_{s_t} = C \cdot p_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 \cdot p_{atm}} \right)^n$$

$$v_t = v_o + (0,5 - v_o) \cdot S.$$

Hierin sind:

E_{s_t} : "Steifemodul"; Tangente an die Arbeitslinie, die die Zunahme von σ_{11} in Abhängigkeit von $\Delta \epsilon_{11}$ bei behinderter Seitendehnung wiedergibt.

v_t : "Querdehnzahl"; beschreibt das Verhältnis der Hauptdehnungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{33}$ und $\dot{\epsilon}_{11}$ zueinander.

$v_t = 0,5$ im Grenzzustand bedeutet Volumenkonstanz. Volumenänderungen infolge reiner Scherung (Dilatanz, Kontraktanz) sind hiermit nicht darstellbar.

C, D: dimensionslose Parameter

p_{atm} : atmosphärischer Druck zur Spannungsnormierung (100 kN/m²)

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Hauptspannungen; die mittlere Hauptspannung bleibt unberücksichtigt.

n: dimensionsloser Parameter

v_o : dimensionsloser Parameter; entspricht der Querkontraktionszahl für $S = 0$; bestimmt die "Sprödigkeit" des Materials

S: Scherzahl; definiert die Scherbeanspruchung des Materials:

$$S = \frac{\sin \varphi_{mob}}{\sin \varphi} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi}$$

Um numerische Stabilität zu gewährleisten, wird

$$\begin{aligned} E_{s_t} &\geq C \cdot p_{atm} \cdot (0,1)^n && \text{und} \\ v_t &\leq 0,495 && \text{gefordert.} \end{aligned}$$

Außerdem ist die Wahl geeigneter Iterationsschema und kleiner Lastinkremente für die numerische Stabilität von Bedeutung (s. Schad (1979)).

Dieser Stoffansatz gilt nur für "Belastung", welche hier durch ein Anwachsen der Hauptspannungsdifferenz definiert wird. Für "Entlastungen" und "Wiederbelastungen", also Zustandsänderungen mit abnehmender Hauptspannungsdifferenz oder wachsender Hauptspannungsdifferenz, aber unterhalb einer vorher erreichten maximalen Größe, werden

$$\begin{aligned} E_{s_t} &= D \cdot p_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 \cdot p_{atm}} \right)^n && \text{und} \\ v_t &= v = \text{konst} && \text{angesetzt.} \end{aligned}$$

Durch die Vorgabe von E_{s_t} und v_t sind die weiteren Parameter eines inkrementellen Hooke'schen Gesetzes E_t , G_t und K_t bestimmt:

$$E_t = \frac{(1+v_t) \cdot (1-2 \cdot v_t)}{1-v_t} \cdot E_{s_t}$$

Die weiteren Umrechnungen sind in Anlage 1 angegeben.

Die Abhängigkeit der o.g. Moduln von der Scherbeanspruchung bei konstanter mittlerer Hauptspannung ist in Bild 84 für $\nu_o = 0,1$ und $E_{s_t} = 10 \text{ MN/m}^2$ dargestellt.

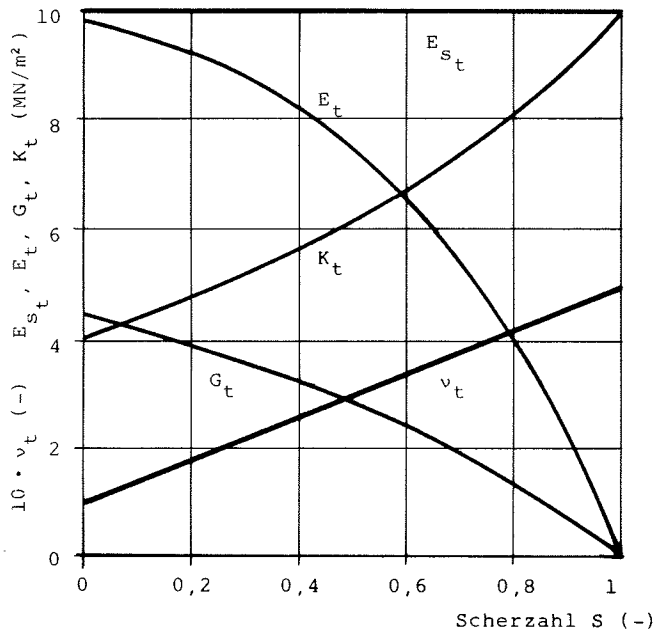


Bild 84:

Abhängigkeit der Parameter des verwendeten inkrementellen Hooke'schen Gesetzes von der Scherbeanspruchung

Bild 85 zeigt die Nachrechnung eines Kompressionsversuches mit diesem Stoffgesetz. Es ist vergleichbar mit Bild 11 und zeigt den Einfluß der Parameter C (D) und n . Die Parameter φ und ν_o haben hier keinen Einfluß. Die in Bild 11 dargestellten Versuche sind mit der Parameterkombination $C = 1000$ und $n = 0,9$ gut zu beschreiben. Dabei ist zu beachten, daß, bedingt durch die in allen Quaderverformungsversuchen vor Versuchsbeginn aufgebrachte hohe isotrope Spannung zur besseren Kontaktherstellung zwischen Probe, Gummi, Fett und Stahlflächen, eigentlich Verhältnisse einer Wiederbelastung mit entsprechend hohen Moduln vorliegen.

Die Nachrechnung eines zwei axialen Kompressionsversuches unter Variation der Parameter C und ν_o ist in Bild 86 wiedergegeben. Die nicht variierten Parameter sind $n = 0,9$ und $\varphi = 42^\circ$. Die kleinere Hauptspannung wurde mit $\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$ vorgegeben. Ein direkter Vergleich mit Bild 18 liefert passende Parameterkombinationen $C = 300 / \nu_o = 0,3$ oder $C = 500 / \nu_o = 0,4$.

Mit den Parametern $C = 300$ $D = 1000$ $\nu_o = 0,3$ $n = 0,9$ $\varphi = 42^\circ$ lassen sich demnach wesentliche Teile der Quaderverformungsversuche nachvollziehen.

Bild 85:

Nachrechnung eines Kompressionsversuches und Variation der Parameter C (D) und n .

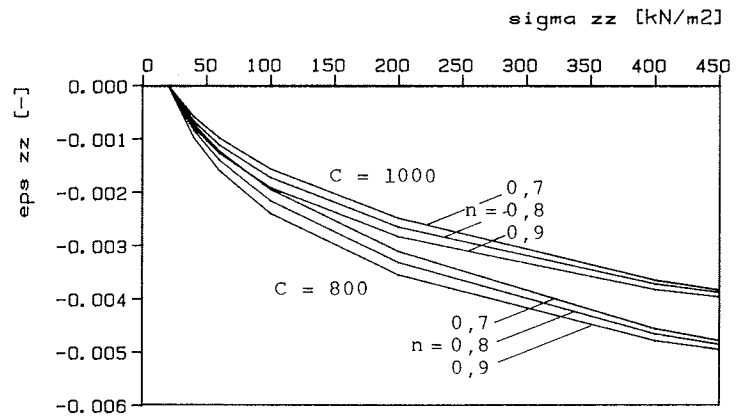
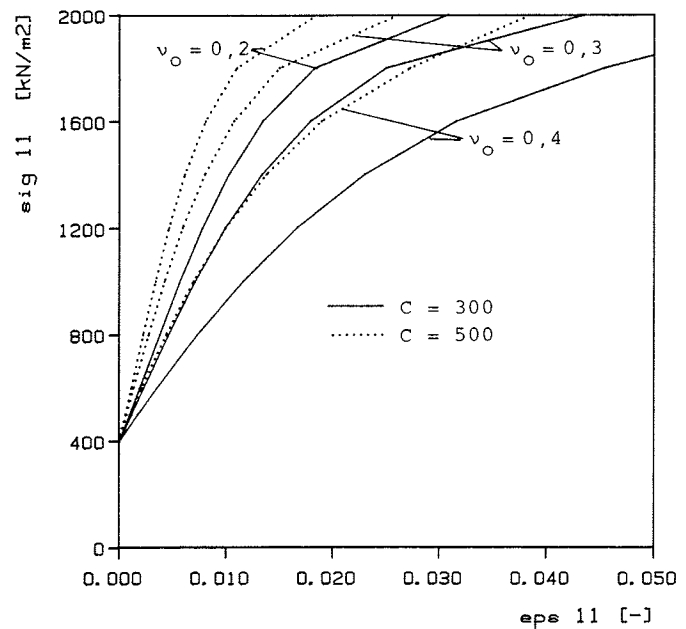


Bild 86:

Nachrechnung eines Quaderverformungsversuches; Variation von C und ν_o



Das Stoffgesetz ist nicht in der Lage, Volumenänderungen infolge reiner Scherbeanspruchung oder infolge von Spannungspfadknicken, also Dilatanz und Kontraktanz wiederzugeben. Es vermag keine Aussagen über Spannungen und Dehnungen in größeren plastifizierten Gebieten zu liefern, kann also keine Grenzlaster (z.B. Grundbruch oder auch vollständige Erddruckmobilisierung) vorhersagen. Die Anwendung muß auf monotone Belastungen beschränkt werden.

Finite-Element-Berechnungen mit diesem Stoffgesetz sind linear elastischen Berechnungen auf jeden Fall vorzuziehen, da damit die Spannungsgrenzbedingungen im Boden eingehalten werden können. Außerdem sind die einzugebenden Parameter durch Versuche bestimmbar. Spannungsunabhängige, also nicht nur inkrementell gültige Hooke'sche Parameter für Böden sind auch unter groben Näherungen nicht quantifizierbar.

Mit der Finiten-Element-Methode und dem erläuterten Stoffgesetz wurden im Rahmen dieser Arbeit zwei Beispiele durchgerechnet:

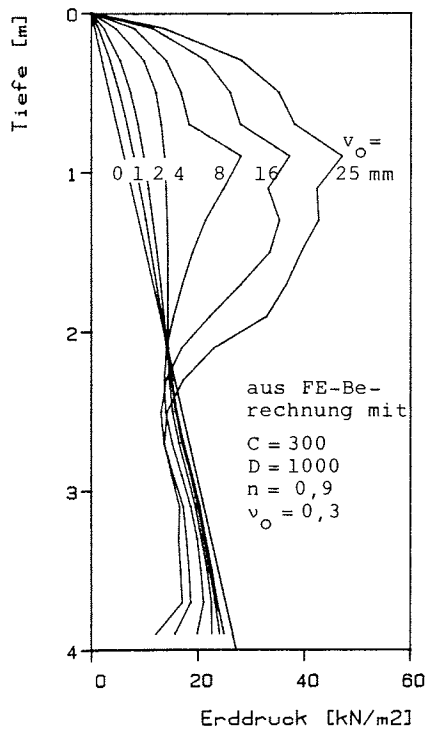


Bild 87:

Bild 87 zeigt die errechneten Erddruckverteilungen für die 4 m hohe Modellwand bei verschiedenen vorgegebenen Wandkopfverschiebungen, Bild 88 die Biegelinie und Erddruckmobilisierung für die Kammerwand der Schleuse Eibach im Lastzustand "Schleuse auf Oberwasser". In beiden Fällen konnte der aus den Bauwerksmessungen bekannte Erddruck qualitativ und quantitativ gut wiedergegeben werden (vgl. Bilder 43 und 62).

Auch die FE-Nachrechnung der Modellwand ergibt einen Anstieg des Erdwiderstandes nahe der Geländeoberkante bis zum Erreichen des vollen pas-

Errechnete Erddruckverteilungen mit Hilfe der Finiten-Element-Methode und inkrementellem Hooke'schen Stoffgesetz für die 4 m hohe verschobene Modellwand

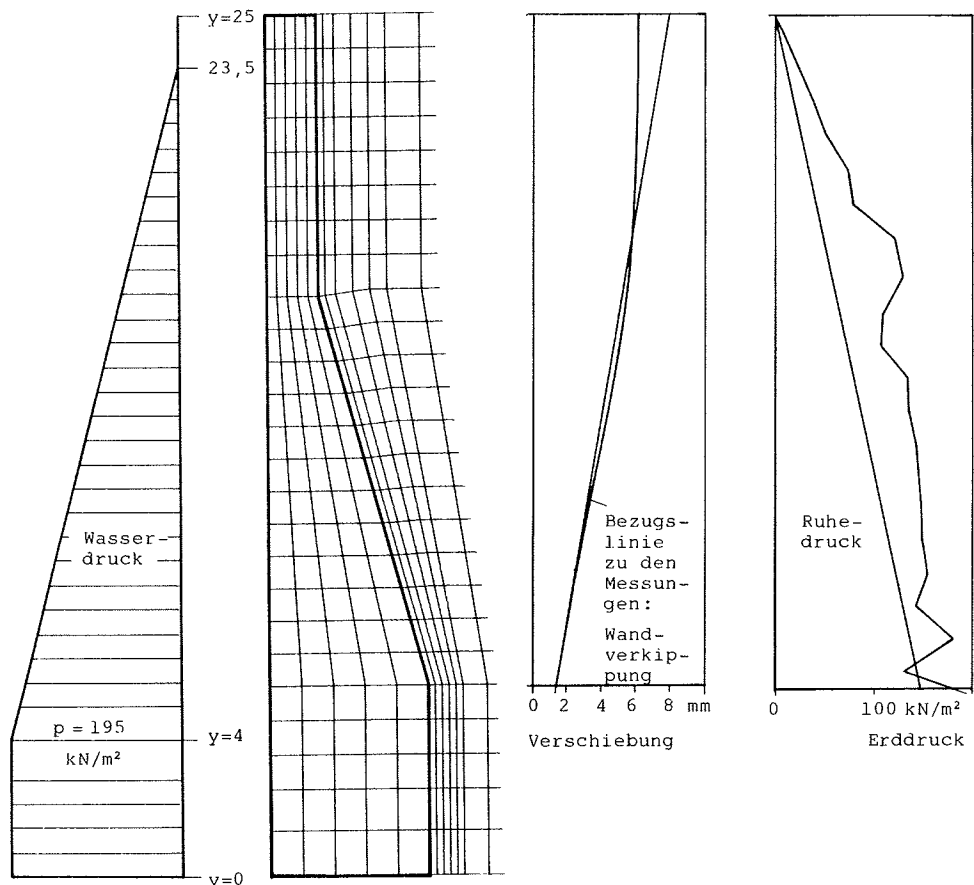


Bild 88: Mit Finiten Elementen und inkrementellem Hooke'schen Stoffgesetz errechnete Erddruckverteilung und Biegelinie für die Schleuse Eibach beim Lastfall "Schleuse auf Oberwasser".

siven Erddrucks und eine Abnahme der Erddruckbeiwerte mit zunehmender Tiefe. Ein Vergleich mit Bild 82, welches die entsprechende, mit Hilfe vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktion errechneten Erddruckverteilungen zeigt, läßt aufgrund der guten Übereinstimmung die Aussage zu, daß für dieses Beispiel die Annahme der Entkoppelung, die in meinem Ansatz enthalten ist (siehe Diskussion im Abschnitt 5.1), keinen Einfluß hatte.

Auch der Vergleich der Bilder 83 und 88 zeigt befriedigende Übereinstimmung. Die wesentlich aufwendigere Finite-Element-Berechnung, die mit dem gewählten Stoffansatz und ohne Verletzung von Kontinuitäts- und Gleichgewichtsbedingungen für die nachgerechneten Randbedingungen das präzisere mechanische Modell verwendet, bestätigt somit die Erddruckberechnung entsprechend Kapitel 5.2 mit ihren vereinfachten Ansätzen.

Beide Berechnungsverfahren waren in der Lage, die Meßergebnisse am Modell bzw. am Bauwerk so weit wiederzugeben, wie es in der Ingenieurpraxis erforderlich ist. Dies zeigt in einem abschließenden Vergleich die folgende Tabelle:

	gemessen	berechnet mit	
		Mobilisierungsfunktion	Finiten Elementen
Erddruckänderung infolge Wasserstandsänderung von UW → OW	710 kN/m ± 25%	530 kN/m	690 kN/m
Änderung des Momentes bei Kote 314 m NN infolge Wasserstandsänderung	5300 kNm/m ± 25%	5900 kNm/m	7100 kNm/m
Erddruck auf die Modellwand (h = 4 m) bei einer Wandkopfverschiebung von 8 mm	60 - 85 kN/m	86 kN/m	71 kN/m
Lage der Resultierenden des Erddrucks bei einer Wandkopfverschiebung von 8 mm	2,50 - 2,80 m *)	1,93 m	1,96 m

*) schon im Ruhezustand Abweichung von $h/3$ (dreieckförmige Verteilung)

6. Zusammenfassung

Auf der Grundlage von Laborversuchen, Bauwerksmessungen und Modellversuchen liefert die Arbeit einen Beitrag zur Berechnung von teilweise mobilisiertem Erdwiderstand in Abhängigkeit von Wandverformungen. Ein wesentlicher Aspekt war dabei die Klärung der Frage, welchen Einfluß zyklische Belastungen haben.

Die Ähnlichkeit zwischen Scherspannungsmobilisierung im Kleinen und Erdwiderstandsmobilisierung im Großen sowohl für aktive als auch für passive Belastungen konnte herausgestellt werden.

Bei allen durchgeführten Laborversuchen zeigte sich der Einfluß wechselnder Belastungen in einer Kontraktanz bei jeder Wegumkehr. Diese Kontraktanz führt unter drainierten Bedingungen immer zu einer Dichtezunahme im Sand.

Bei kleinen und mittleren Spannungen (bezogen auf das Spannungsgrenzkriterium) zeigten die Laborversuche, daß zyklische Belastungen zu zyklischem Materialverhalten führen (shake down).

Bei den untersuchten Erddruckproblemen, sowohl bei den Bauwerksmessungen als auch bei den Modellversuchen, bei denen zyklische Wandbewegungen oder zyklische Wandbelastungen vorgegeben waren, war der Einfluß der mehrfachen Belastungen dagegen offenbar so gering - vor allem wegen der kleinen Amplituden im Vergleich zu den bis zum Erreichen der Spannungsgrenzbedingung möglichen Amplituden -, daß er in den Bauwerks- und Modellmessungen nicht signifikant erkennbar wurde.

Ein vor allem aus den Modellversuchen abgeleiteter Mobilisierungsansatz für den Erdwiderstand erlaubte eine zufriedenstellende qualitative und quantitative Nachrechnung der Meßergebnisse mit verhältnismäßig geringem Aufwand. Im vorgeschlagenen Ansatz wird die Erddruckspannung an jedem Wandpunkt abhängig gemacht von der lokalen Verschiebung dieses Wandpunktes und seiner Lage unter der Hinterfüllungsoberkante.

Eine zusätzlich und zur Kontrolle des einfachen Ansatzes durchgeführte Finite-Element-Berechnung lieferte bei Verwendung eines spannungsabhängigen inkrementellen Hooke'schen Stoffgesetzes ebenso gute Ergebnisse, jedoch mit einem wesentlich höheren Aufwand.

Literaturverzeichnis

- | | | |
|--|------|--|
| Andrawes, K. &
El Sobhy, A. | 1973 | Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure
Ko. ASCE 99, SM 7, p. 527-539 |
| Bishop, A. | 1958 | Test Requirements for Measuring the Coefficient
of Earth Pressure at Rest. Proc. Int. Conf.
Earth Pressure, Brüssel |
| Bent Hansen, C.E. | 1958 | Line ruptures regarded as narrow rupture zones.
Proc. Int. Conf. Earth Pressure, Brüssel |
| Buchmaier, R.F. | 1984 | Beitrag zur Berechnung von Konsolidationsproble-
men bei nichtlinearem Stoffverhalten.
Mitteilung 20 des Baugrundinstituts Stuttgart. |
| Carev, A.I. &
Feldmann, A.J. | 1965 | Erddruck sandiger Hinterfüllungen auf die
Kammerwände von Schiffahrtsschleusen. Übersetzt in
Mitteilung 5 des Baugrundinstituts Stuttgart. |
| Castro & Poulos | 1977 | Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobi-
lity. JSMFD, ASCE, Vol 103 GT 6, S. 501 |
| Coulomb | 1776 | Essai sur une application des regles de maximis
et minimis a quelques problemes de statique rela-
tifs a l'architecture. Mem. de mathematique et de
physique presentes a l'Acad. Royale des sciences
par divers savants. T VII Annee 1773, Paris 1776. |
| Davis, A. & Auger, D. | 1977 | La Butee des Sables: Essais en Vrai Grandeur.
Annales Inst. Techn. Bat. Travaux Publics, Heft
375, S. 70-90 |
| Finn & Pickering &
Bransby | 1971 | Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear
Tests. JSMFD, ASCE, Vol 97, SM 4, S. 639 |
| Floß & Siedek & Voß | 1968 | Verdichtungs- und Verformungseigenschaften grob-
körniger, bindiger Mischböden. Verlag W. Ernst
& Sohn, Berlin, München |
| Gaskin & Raymond & Lan
& Addo-Abedi | 1979 | Repeated compressive loading of a sand.
Can. Geot. Jour., Vol 16, No 4, S. 798 |
| Ghaboussi, J. &
Momen, H. | 1980 | Modeling and analysis of cyclic behaviour of
sands. Proc. Int. Symp. on Soils under Cyclic and
Transient Loading, Swansea, S. 299 |
| Goldscheider, M. | 1975 | Dilatanzverhalten von Sand bei geknickten Verfor-
mungswegen. Mech. Res. Comm. Vol. 2, S. 143-148
Pergamon Press |
| Goldscheider, M. &
Gudehus, G. | 1973 | Rectilinear Extension of Dry Sand: Testing Appa-
ratus and Experimental Results. Proc 8 ICSMFE
Moskau, 1.1, 143-149 |
| Goldscheider, M &
Gudehus, G. | 1976 | Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten- und
Offshore-Bauwerken. Vorträge der Deutschen Bau-
grundtagung in Berlin, S. 507-522 |

- | | | |
|------------------------------------|------|---|
| Gudehus, G. | 1979 | Foundation and Soil Mechanics Problems for Wheel-on-Rail Systems. Proc. Int. Symp. on Traffic and Transportation Technologies, Hamburg |
| Gudehus, G. | 1980 | Materialverhalten von Sand: Neuere Erkenntnisse. Bauingenieur 55, S. 57-67 |
| Gudehus & Darve
& Vardoulakis | 1984 | Constitutive Relations of Soils; Results of a Workshop. Balkema Verlag, Rotterdam |
| Gudehus & Goldscheider
& Winter | 1977 | Mechanical Properties of Sand and Clay and Numerical Integration Methods: Some Sources of Errors and Bonds of Accuracy. in: Finite Elements in Geomechanics, ed. by Gudehus, Wiley |
| Hain, S.J. | 1979 | Repeated Load Behaviour of a Fine Sand. UNICIV Report No. R-187, Univ. of New South Wales, Kensington NSW, Australia |
| Henke, K.F. &
Keppler, E. | 1966 | Ermittlung der Zusammendrückbarkeit von Kiessandschichten unter wiederholter Belastung. Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 53, Forschungsbericht der Forschungsges. für das Straßenwesen. |
| Hettler, A. | 1983 | Modelluntersuchungen für Gründungen in Sand. Bauingenieur 58, S. 41-48 |
| Hettler, A. &
Gudehus, G. | 1980 | Estimation of shakedown displacement in sand bodies with the aid of model tests. Proc. Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading Swansea |
| Hilmer, K. | 1976 | Erddruck auf Schleusenkammerwände. Mitteilung 6 des Baugrundinstituts Stuttgart |
| Hilmer, K. & Vogt, N. | 1978 | Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden. Geotechnik 1, S. 75 |
| Ishihara, K. | 1977 | Pore Water Pressure Response and Liquefaction of Sand Deposits during Earthquakes. Proc of DMS77 Karlsruhe, Vol 2, S. 161 |
| Ishihara & Okada | 1978 | Yielding of Overconsolidated Sand and Liquefaction Model under Cyclic Stresses. Soils and Foundations, Jap. Soc. of SMFE, Vol 18, No 1, S. 57 |
| Jaky, J. | 1944 | The Coefficient of Earth Pressure at Rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, S. 355 - 358 |
| James, R.G. &
Bransby, P.L. | 1970 | Experimental and Theoretical Investigations of a Passive Earth Pressure Problem. Geotechnique 20, S. 17-37 |
| Kezdi, A. | 1962 | Erddrucktheorien. Springer Verlag, Berlin |
| Lade, P.V. | 1982 | Localization effects in triaxial tests on sand. IUTAM Symp. on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, S. 461-471 |

- | | | |
|-------------------------------------|------|--|
| Lambe, T.W. &
Whitman, R.V. | 1969 | Soil Mechanics
ed. J. Wiley & Sons Inc., New York |
| Laumans, Q. | 1977 | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten
Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des
Bodens.
Mitteilung 7 des Baugrundinstituts Stuttgart |
| Lentz, R.W. &
Baladi, G.Y. | 1980 | Prediction of Permanent Strain in Sand Subjected
to Cyclic Loading. Transportation Research Record
749, S. 54-58 |
| Lenz, C. | 1980 | Untersuchung von Sand im Triaxialversuch bei
zyklischer Beanspruchung. Diplomarbeit am Insti-
tut für Grundbau und Bodenmechanik, Uni. Stuttg. |
| Malcharek, K. | 1976 | Forschungsbericht Sprawozdanie 1, Instytut Drog
I Mostow, Politechniki Slaskiej, Glawice, Polen |
| Martin & Finn & Seed | 1975 | Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading
JSMFD, ASCE, Vol 101 GT 5, S. 423 |
| Müller, R.K. | 1971 | Handbuch der Modellstatik. Springer Verlag,
Berlin, Heidelberg, New York |
| Müller-Salzburg, L. | 1980 | Sinn und Berechtigung von Modellversuchen in der
Geomechanik-Forschung. Rock Mechanics 13, S. 39. |
| Pruska, L. | 1978 | Einfache Rechnung des Erddruckes der verdichteten
kohäsionslosen Böden an die unbewegliche Wand
(tschechisch) Inzenyrske stavby 26, 5, 238 - 244 |
| Rankine | 1857 | On the stability of loose earth. Phil. Transac-
tions of the London Royal Soc. 1857, S.9. |
| Richter, T. & Wulf, A. | 1980 | Einfluß der Belastungsgeschichte auf das zykli-
sche Dilatationsverhalten von Sand im Einfach-
schergerät. Geotechnik 3, S. 79-86 |
| Rizkallah & Richwien &
Maschwitz | 1979 | Das Einfeldschergerät und Stand der dreiaxialen
Versuchstechnik. Bericht des Instituts für Grund-
bau und Bodenmechanik der TU Hannover. |
| Rommewinkel, J. | 1982 | Mobilisierung des Erdwiderstandes. Durchführung
und Auswertung von Modellversuchen. Diplomarbeit
am Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, Univ.
Stuttgart |
| Sandhu, R.S. &
Wilson, E.L. | 1969 | Finite Element analysis of seepage in elastic
media. J.Eng.Mech.Div. ASCE 95, 641-652 |
| Schad, H. | 1979 | Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre
Verwendung bei der numerischen Analyse von Grund-
bauaufgaben.
Mitteilung 10 des Baugrundinstituts Stuttgart |
| Schmidt, H.H. | 1981 | Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stütz-
wände bei nachgiebigem Baugrund.
Mitteilung 14 des Baugrundinstituts Stuttgart |

- | | | |
|--|------|---|
| Schneebeli, G. | 1957 | Une Analogie Mechanique pour l'Etude de la Stabilité des Ouvrages du Terre a Deux Dimensions.
Proc 4 ICSMFE, London II, 228-232 |
| Seed, B. | 1979 | Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. JSMFD, ASCE, Vol 105 GT 6, S. 201 |
| Seed & Idriss | 1971 | Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, JSMFD, ASCE, Vol 97 SM 9 1249 |
| Seed & Peacock | 1971 | Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics. JSMFE, ASCE, Vol 97 SM 8, 1099 |
| Smoltczyk, U. | 1960 | Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin |
| Smoltczyk, U. | 1964 | Statische und konstruktive Fragen beim Bau des Leuchtturms "Alte Weser". Bautechnik 41, S. 203 und zugehörige Unterlagen |
| Smoltczyk, U. | 1980 | Influence of foundation depth on raft analyses. 3. Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Aachen |
| Smoltczyk & Hilmer & Franke & Schuppener | 1977 | Earth Pressure Variations due to Temperature Change. Proc. of the 9th ICSMFE, Tokio |
| Smoltczyk, U. & Vogt, N. | 1982 | Berücksichtigung von Wechsellasten (Umkehr-Spannungswegen) bei der Erddruckberechnung, Großmaßstäbliche Modellversuche. Forschungsbericht Sm 3/21 an die DFG. |
| Spotka, H. | 1977 | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand Mitteilung 9 des Baugrundinstituts Stuttgart |
| Steenfelt, J.S. | 1979 | The pin model - an analogue model of sand in plane strain. DGI Bulletin No.33, Copenhagen, Danish Geotechnical Institute |
| Steenfelt, J.S. | 1979 | Earth pressure on a rotating vertical rough wall. DGI Bulletin No.33, Copenhagen, Danish Geotechnical Institute |
| Stroud, M.A. | 1977 | The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus. Dissertation, Univ. of Cambridge, Dep. of Engineering. |
| Tatsuoka, F. & Ishihara, K. | 1974 | Drained Deformation of Sand under Cyclic Stresses Reversing Direction. Soils and Foundations, Vol. 14, No 3, S. 51-65 |
| Terzaghi, K. | 1920 | Old Earth Pressure Theories and New Test Results Engineering News Record 1920, Vol. 85, No. 14 |
| Terzaghi, K. | 1934 | Large Retainig Wall Tests, Pressure of Dry Sand. Engineering News Record 1934, Vol. 112 |

- | | | |
|---------------------------------|------|---|
| Vardoulakis, I.G. &
Graf, B. | 1982 | Imperfection sensitivity of the biaxial test on dry sand.
IUTAM Symp. on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, S. 485-492 |
| Vogt, N. | 1982 | Large Scale model tests with partial mobilisation of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall. IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft. |
| Zienkewicz, O.C. | 1980 | Keynote Lecture. Int.Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea |

Anlage 1**Spannungs - Dehnungsbeziehungen im Rahmen der linearen Elastizitätstheorie für isotropes Material und im ebenen Verzerrungszustand**

Allgemein dreidimensional:

$$\epsilon_{ik} = 1/E \cdot [(1+\nu) \cdot \sigma_{ij} - \nu \cdot I_{\sigma} \cdot \delta_{ik}]$$

$$\sigma_{ik} = 2 \cdot G \cdot \left(\epsilon_{ik} + \frac{\nu}{1-2 \cdot \nu} \cdot I_{\epsilon} \cdot \delta_{ik} \right)$$

Für den ebenen Verzerrungszustand:

$$\epsilon_{yy} = 0 \qquad \sigma_{yy} = \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})$$

$$\sigma_{xx} = \frac{2 \cdot G \cdot (1-\nu)}{1-2 \cdot \nu} \cdot \left(\epsilon_{xx} + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \epsilon_{zz} \right)$$

$$\sigma_{zz} = \frac{2 \cdot G \cdot (1-\nu)}{1-2 \cdot \nu} \cdot \left(\epsilon_{zz} + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \epsilon_{xx} \right)$$

$$\sigma_{xz} = 2 \cdot G \cdot \epsilon_{xz} \qquad \epsilon_{xz} = \frac{1}{2 \cdot G} \cdot \sigma_{xz}$$

$$\epsilon_{xx} = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \left(\sigma_{xx} - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{zz} \right)$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \left(\sigma_{zz} - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{xx} \right)$$

Mit den Randbedingungen $\sigma_{ik} = 0$ für $i \neq k$
 und $\epsilon_{ik} = 0$ für $i \neq k$
 sowie $\Delta \sigma_{zz} = 0$ und $\Delta \epsilon_{yy} = 0$

ergibt sich:

$$\Delta \sigma_{xx} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \Delta \epsilon_{xx}$$

$$\Delta \epsilon_{xx} = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \Delta \sigma_{xx}$$

$$\Delta \epsilon_{zz} = - \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \Delta \epsilon_{xx}$$

außerdem gilt:

$$\Delta \sigma_{xx} - \Delta \sigma_{zz} = 2 \cdot G \cdot (\Delta \epsilon_{xx} - \Delta \epsilon_{zz})$$

und

$$\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz} = 3 \cdot K \cdot (\Delta \epsilon_{xx} + \Delta \epsilon_{yy} + \Delta \epsilon_{zz})$$

Zur Umrechnung:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1-2 \cdot \nu)}$$

$$E = \frac{9 \cdot G \cdot K}{3 \cdot K + G}$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$$

$$\nu = \frac{3 \cdot K - 2 \cdot G}{6 \cdot K + 2 \cdot G}$$

Anlage 2**Berechnung einer mittleren Probenspannung aus Randkräften**

Als Maß für die in der Probe wirkenden Spannungen, welche nicht homogen verteilt sind, soll folgender Mittelwert definiert werden:

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \cdot \int \sigma_{ij} \, dV$$

$$\sigma_{ij} = \delta_{ik} \cdot \sigma_{jk}$$

mit $\delta_{ik} = 0$ für $i \neq k$,

$$\delta_{ik} = 1 \text{ für } i = k$$

und Summenbildung über den doppelt vorkommenden Index k

$$\delta_{ik} = x_{i,k}$$

partielle Ableitung des Ortsvektors x_i nach der Richtung k

$$\sigma_{ij} = x_{i,k} \cdot \sigma_{jk}$$

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \cdot \int x_{i,k} \cdot \sigma_{jk} \, dV$$

Mit dem Divergenztheorem ergibt sich

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \cdot \int x_i \cdot \sigma_{ij} \cdot n_i \, ds - \frac{1}{V} \cdot \int x_i \cdot \sigma_{jk,k} \, dV$$

n_i ist die Normale auf die Oberfläche

Wegen

$$\sigma_{jk,k} = 0$$

(Gleichgewichtsbedingung bei vernachlässigten Volumenkräften)

folgt

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{ij} &= \frac{1}{V} \int x_i \cdot \sigma_{jk} \cdot n_k \, ds \\ &= \frac{1}{V} \int p_j \cdot x_i \, ds \end{aligned}$$

p_j sind Randspannungen entlang der Volumenoberfläche.

Bei einer diskreten Verteilung der Oberflächenkräfte läßt sich dann schreiben:

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \cdot \sum (T_j \cdot x_i)$$

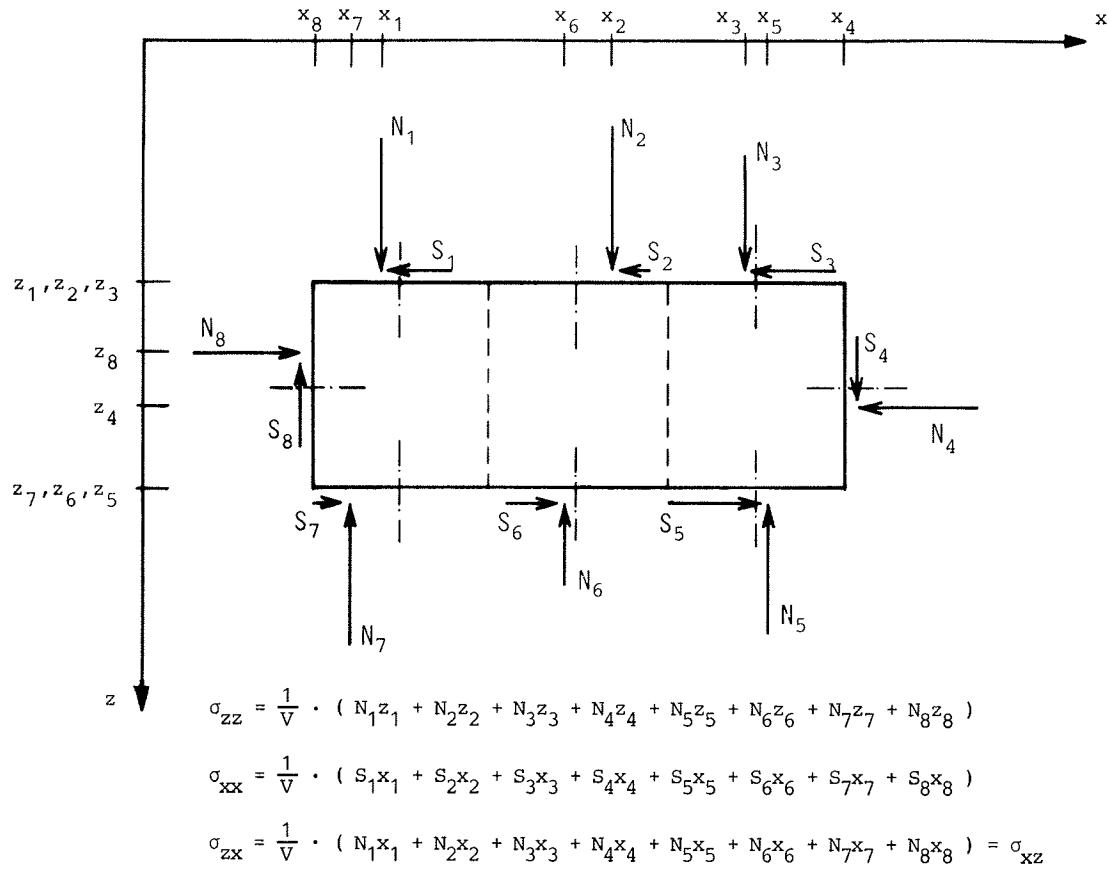
$$\bar{\sigma}_{xx} = \frac{1}{V} \cdot \sum (T_x \cdot x)$$

$$\bar{\sigma}_{zz} = \frac{1}{V} \cdot \sum (T_z \cdot z)$$

$$\bar{\sigma}_{xz} = \frac{1}{V} \cdot \sum (T_z \cdot x)$$

$$\bar{\sigma}_{zx} = \frac{1}{V} \cdot \sum (T_x \cdot z)$$

Die Summen sind in Bild 34 auf der folgenden Seite vollständig ausgeschrieben.



Die Kräfte N_i und S_i sind positiv einzusetzen, wenn ihre Wirkungsrichtung mit einer Achsenrichtung zusammenfällt. → Druckspannungen negativ.

Bild 34: Erläuterung zur Ermittlung mittlerer Probenstressspannungen aus gemessenen Probenrandkräften.

Anlage 3

Berechnungsbeispiel mit der Mobilisierungsfunktion

An Hand einer Erddruckberechnung für die Schleuse Eibach und für den Lastfall "Wasserdruck in der Schleusenammer" soll die Anwendung der Mobilisierungsfunktion vorgeführt werden.

Belastung und Geometrie sind in Bild 83 dargestellt. Aus dem Wasserdruck wirkt in Höhe der Kote $y = 5,50$ m eine Querkraft von $18 \cdot 180/2 = 1620$ kN/m und ein Moment von $1620 \cdot 18/3 = 9720$ kNm/m.

Als Eingangsgrößen für die Berechnung des Erddruckes werden angesetzt:

$$K_o = 0,4 \quad K_{ph} = 5,70 \quad K_{ah} = 0,28 \quad a = 0,015 \quad E_{\text{Beton}} = 15000 \text{ MN/m}^2$$

Der E-Modul des Betons berücksichtigt ein teilweises Aufreißen (Zustand II).

Die Berechnung wurde mit Hilfe eines Basic-Programms auf einem Kleincomputer durchgeführt. Programmausdruck und errechnete Ergebnisse sind auf den nächsten Seiten wiedergegeben.

Zuerst wurde die Biegelinie der Wand ohne Stützung durch den Boden berechnet. Der auf der Rückseite für 70% dieser berechneten Verschiebungen (Dämpfungsfaktor 0,7) geweckte Erddruck wurde mit Hilfe der Mobilisierungsfunktion ermittelt. Die Berechnung von Verschiebung und Erddruck erfolgte in einzelnen Stützpunkten. Bei einer erneuten Berechnung der Biegelinie wird der so ermittelte Erddruck berücksichtigt. Die nächste Erddruckermittlung erfolgt mit lokalen Verschiebungen, die die letzte Änderung der Biegelinie wieder nur zu 70% berücksichtigt. Es ist nicht sinnvoll, die neu errechneten Verschiebungen jeweils zu 100% anzusetzen, da der damit ermittelte Erddruck mit Sicherheit zu groß wäre. Es kann dann sogar zu einer Divergenz des Iterationsverfahrens kommen.

Die mittlere Abweichung (Summe der Differenzen der absoluten Beträge) zwischen den beiden zuletzt ermittelten Biegelinien wird jeweils ausgedruckt. Nach 12 Iterationen (etwa 5 min Rechenzeit) paßten Biegelinie und Erddruckmobilisierung hinreichend genau zusammen, die mittlere Verschiebungsabweichung betrug nur noch 1 o/oo der Abweichung bei der ersten Iteration.

Biegelinie und Erddruckverteilung sind in Bild 83 wiedergegeben. Mit dem errechneten Zusatzerddruck wird der Wasserdruck zu 60% hinsichtlich des Momentes und zu 33% hinsichtlich der Querkraft aufgenommen. Die Ergebnisse können mit den Bauwerksmessungen, dargestellt in den Bildern 43 bis 45, verglichen werden; sie geben m.E. das Bauwerksverhalten im Rahmen der Möglichkeiten gut wieder.

```

5 LPRINT CHR$(27); "A1w"; CHR$(27); "A010s"; CHR$(13);
10 PRINT CHR$(27); "EErddruckberechnung einer im Boden z.T. eingespannten Wand"
20 PRINT "Wand oben frei verschieblich, unten eingespannt,";
21 PRINT "dazwischen im Boden gebettet"
25 PRINT "Berechnung an einem Wandstreifen von 1 m Breite"
30 PRINT
40 INPUT "Hoehe der Wand (m) "; WANDH
50 INPUT "E-Modul der Wand (MN/m2)"; EMOD
60 PRINT
70 PRINT "Koordinatensystem: y nach oben positiv, am Einspannpunkt y=0"
80 PRINT "Hinterfüllung auf der rechten Seite"
90 PRINT "äußere Last auf der linken Seite"
100 PRINT "Verschiebungen nach rechts (passiv) positiv"
110 PRINT
120 INPUT "Anzahl der Berechnungspunkte"; NPUZ: NPUZ=NPUZ-1
130 DIM Y(99), D(99), I(99), P(99), E(99), V(99), M(99), G(99), N(99), Y1(20), D1(20)
131 DIM KH(99), EO(99), VA(99), GAZ(99), KAH(99), KO(99), KPH(99), A(99)
140 Y(0)=WANDH: Y(1)=WANDH
150 PRINT "y( 1) ="; WANDH
160 FOR IX=2 TO NPUZ: Y(IX)=Y(IX-1)-(Y(IX-2)-Y(IX-1)): PRINT "y(", IX, ") ="; Y(IX);
170 INPUT " "; Y$: IF Y$<>" " THEN Y(IX)=VAL(Y$)
180 NEXT: NPUZ=NPUZ+1: PRINT "y(", NPUZ, ") = 0"
190 Y(NPUZ+1)=-1
200 PRINT
210 PRINT "Eingabe der Wandgeometrie, bereichsweise linear"
220 PRINT "jeweils Eingabe von Ordinate y(m) und Dicke d(m)"
230 PRINT "erstes y muß gleich der Wandhöhe, das letzte gleich 0 sein": IX=1
240 INPUT "y, d"; Y1(IX), D1(IX): IF Y1(IX)<>0 THEN IX=IX+1: GOTO 240
250 IF Y1(1)<>WANDH THEN 230
260 IX%=0: NZ=IX: FOR IX=2 TO NZ: IF Y1(IX)<Y1(IX-1) THEN 280
270 PRINT "y muß monoton fallen": IX%=1
280 NEXT: IF IX%=1 THEN PRINT: GOTO 230
290 REM INTERPOLATION VON EINGABEWERTEN AUF STÜTZPUNKTE
300 IX=1: JZ=1
310 Y=Y(IX): IF Y<=Y1(JZ) AND Y>=Y1(JZ+1) THEN 320 ELSE JZ=JZ+1
320 D(IX)=D1(JZ)+(D1(JZ+1)-D1(JZ))*(Y-Y1(JZ))/(Y1(JZ+1)-Y1(JZ))
330 IF IX>NPUZ THEN IX=IX+1: GOTO 310
340 FOR IX=1 TO NPUZ: I(IX)=D(IX)^3/12:NEXT
400 PRINT
410 PRINT "Eingabe der äußeren Belastung, bereichsweise linear"
420 PRINT "jeweils Eingabe von Ordinate y(m) und Belastung p(kN/m2)"
430 PRINT "erstes y muß gleich der Wandhöhe, das letzte gleich 0 sein": IX=1
440 INPUT "y, p"; Y1(IX), D1(IX): IF Y1(IX)<>0 THEN IX=IX+1: GOTO 440
450 IF Y1(1)<>WANDH THEN 430
460 IX%=0: NZ=IX: FOR IX=2 TO NZ: IF Y1(IX)<Y1(IX-1) THEN 480
470 PRINT "y muß monoton fallen": IX%=1
480 NEXT: IF IX%=1 THEN PRINT: GOTO 430
500 IX=1: JZ=1
510 Y=Y(IX): IF Y<=Y1(JZ) AND Y>=Y1(JZ+1) THEN 520 ELSE JZ=JZ+1
520 P(IX)=D1(JZ)+(D1(JZ+1)-D1(JZ))*(Y-Y1(JZ))/(Y1(JZ+1)-Y1(JZ))
530 IF IX>NPUZ THEN IX=IX+1: GOTO 510
540 FOR IX=1 TO NPUZ: I(IX)=D(IX)^3/12:NEXT
550 PRINT
555 PRINT "Eingabe der den Erddruck bestimmenden Parameter": IX=1: GAZ(0)=0
560 PRINT "Schichten von oben nach unten eingeben!"
565 PRINT
570 INPUT "Unterkante der Schicht"; UK
575 INPUT "Gamma (kN/m3) "; GAMMA
580 INPUT "akt. Erddruckbeiwert "; KAH
585 INPUT "Erdruehdruckbeiwert "; KO
590 INPUT "pass. Erddruckbeiwert "; KPH
595 INPUT "Mobilisierungswert a "; A

```

```

600 GAZ(IX)=GAZ(IX-1)+Y(IX-1)-Y(IX)*GAMMA
605 KAH(IX)=KAH:KO(IX)=KO:KPH(IX)=KPH:A(IX)=A
610 IX=IX+1: IF UK <= Y(IX) THEN 600
615 IF UK>0 THEN 570
620 PRINT
641 INPUT"dämpfungsfaktor <1 ";D: DAEMPF=1-D
642 REM D BESTIMMT KONVERGENZ: D=0 HEISST KEINE DAEMPfung, GEFahr VON DIVERGENZ
643 REM D=1 TOTALE DAEMPfung, KEIN ITERATIONSFORTSCHRITT MOEGlich
650 FOR IX=1 TO NPUX: KH(IX)=KO(IX): E(IX)=KO(IX)*GAZ(IX)
660 EO(IX)=E(IX): VA(IX)=0: NEXT
700 LPRINT"Erdruckberechnung einer im Boden z.T. eingespannten Wand"
710 LPRINT"Wand oben frei verschieblich, unten eingespannt,";
715 LPRINT"dazwischen im Boden gebettet"
720 LPRINT"Berechnung an einem Wandstreifen von 1 m Breite"
730 LPRINT
740 LPRINT"Hoehe der Wand (m) ";WANDH
750 LPRINT"E-Modul der Wand (MN/m2)";EMOD
760 LPRINT
770 LPRINT"Koordinatensystem: y nach oben positiv, am Einspannpunkt y=0"
780 LPRINT"                Hinterfüllung auf der rechten Seite"
790 LPRINT"                äußere Last auf der linken Seite"
800 LPRINT"                Verschiebungen nach rechts (passiv) positiv"
810 LPRINT
820 LPRINT "Es wird angenommen, daß zum Verschiebungszustand der Wand mit "
825 LPRINT "v = 0 der Erdruhedruck gehört"
900 LPRINT
910 LPRINT"Dämpfungsfaktor für die Iterationen: ";1-DAEMPF
920 LPRINT: LPRINT
930 MAS$="###.##.###.###.###.###.###.###.###.###"
935 MAS$=MAS$+"###.###.###.###"
940 LPRINT" i      y      d      I      p      e0      kah      k0      kph ";
945 LPRINT"      a"
950 LPRINT"      m      m      m4/m      kN/m2      kN/m2      -      -      - ";
955 LPRINT"      -:LPRINT
960 FOR I=1 TO NPUX
965 LPRINT USING MAS$;I,Y(I);D(I);I(I);P(I);E(I);KAH(I);KO(I);KPH(I);A(I): NEXT
970 LPRINT: LPRINT
1000 REM ERMITTLUNG VON QUERKRAFT, MOMENT, NEIGUNG, VERSCHIEBUNG
1010 Q(1)=0: FOR IX=2 TO NPUX
1015 PO=P(IX-1)-E(IX-1)+EO(IX-1): PU=P(IX)-E(IX)+EO(IX)
1020 Q(IX)=Q(IX-1)+(PO+PU)/2*(Y(IX-1)-Y(IX)): NEXT
1030 M(1)=0: FOR IX=2 TO NPUX: M(IX)=M(IX-1)+Q(IX-1)*(Y(IX-1)-Y(IX))
1040 PO=P(IX-1)-E(IX-1)+EO(IX-1): PU=P(IX)-E(IX)+EO(IX): DY=Y(IX-1)-Y(IX)
1045 IF PO=0 AND PU=0 THEN 1051
1050 SPY=((2*PO+PU)/(3*(PO+PU)))*DY: M(IX)=M(IX)+(PO+PU)/2*DY*SPY
1051 NEXT
1060 N(NPUX)=0: FOR IX=NPUX-1 TO 1 STEP -1
1065 PU=M(IX+1)/EMOD/I(IX+1): PO=M(IX)/EMOD/I(IX)
1070 N(IX)=N(IX+1)+(PO+PU)/2*(Y(IX)-Y(IX+1)): NEXT
1080 V(NPUX)=0: FOR IX=NPUX-1 TO 1 STEP -1: DY=Y(IX)-Y(IX+1)
1090 V(IX)=V(IX+1)+N(IX+1)*DY:PO=M(IX)/EMOD/I(IX): PU=M(IX+1)/EMOD/I(IX+1)
1095 IF PO=0 AND PU=0 THEN 1101
1100 SPY=((2*PU+PO)/(3*(PU+PO)))*DY: V(IX)=V(IX)+(PO+PU)/2*DY*SPY
1101 NEXT
1110 E(1)=0: FOR IX=2 TO NPUX: V=VA(IX)+(V(IX)-VA(IX))*DAEMPF: VA(IX)=V
1115 KO=KO(IX):KAH=KAH(IX):KPH=KPH(IX):A=A(IX)
1120 IF V>0 THEN VDZ=V/1000/(Y(1)-Y(IX)): KH=KO+(KPH-KO)*VDZ/(A+VDZ)
1125 IF V<0 THEN VDZ=-V/1000/(Y(1)-Y(IX)): KH=KO-(KO-KAH)*VDZ/(A/10+VDZ)
1130 KH(IX)=KH: E(IX)=KH(IX)*GAZ(IX): NEXT
1140 FEHL=0: FOR IX=2 TO NPUX: FEHL=FEHL+ABS(V(IX)-VA(IX)): NEXT:FEHL=FEHL/NPUX
1141 LPRINT "Iteration";ITER;" mittlere Verschiebungsabweichung:";FEHL
1142 ITER=ITER+1: IF ITER=1 THEN FEHL0=FEHL
1143 IF ITER=0 OR FEHL>FEHL0*.001 THEN 1000
1200 MAS$="###.###.###.###.###.###.###.###.###.###"
1201 MAS$=MAS$+"###.###.###.###"
1202 LPRINT
1210 LPRINT" i      y      Q      M      alpha      v      v-alt ";
1211 LPRINT"      Kh      e"
1220 LPRINT"      m      kN/m      kNm/m      o/oo      mm      mm ";
1225 LPRINT"      -      kN/m2": LPRINT
1230 FOR IX=1 TO NPUX
1231 LPRINT USING MAS$;IX,Y(IX);Q(IX);M(IX);N(IX);V(IX);VA(IX);KH(IX);E(IX)
1240 NEXT: LPRINT: LPRINT
1250 END

```

Erddruckberechnung einer im Boden z.T. eingespannten Wand
Wand oben frei verschieblich, unten eingespannt, dazwischen im Boden gebettet
Berechnung an einem Wandstreifen von 1 m Breite

Höhe der Wand (m) 25
E-Modul der Wand (MN/m²) 15000

Koordinatensystem: y nach oben positiv, am Einspannpunkt y=0
Hinterfüllung auf der rechten Seite
äußere Last auf der linken Seite
Verschiebungen nach rechts (passiv) positiv

Es wird angenommen, daß zum Verschiebungszustand der Wand mit
 $v = 0$ der Erdrückdruck gehört

Dämpfungsfaktor für die Iterationen: .8

i	y m	d m	I m ⁴ /m	p kN/m ²	e0 kN/m ²	kah -	k0 -	kph -	a -
1	25.00	1.500	0.3	0.000	0.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
2	24.50	1.500	0.3	0.000	3.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
3	24.00	1.500	0.3	0.000	7.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
4	23.50	1.500	0.3	0.000	11.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
5	23.00	1.500	0.3	5.000	15.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
6	22.50	1.500	0.3	10.000	19.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
7	22.00	1.500	0.3	15.000	22.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
8	21.50	1.500	0.3	20.000	26.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
9	21.00	1.500	0.3	25.000	30.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
10	20.50	1.500	0.3	30.000	34.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
11	20.00	1.500	0.3	35.000	38.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
12	19.50	1.500	0.3	40.000	41.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
13	19.00	1.500	0.3	45.000	45.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
14	18.50	1.500	0.3	50.000	49.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
15	18.00	1.500	0.3	55.000	53.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
16	17.50	1.500	0.3	60.000	57.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
17	17.00	1.500	0.3	65.000	60.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
18	16.50	1.582	0.3	70.000	64.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
19	16.00	1.719	0.4	75.000	68.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
20	15.50	1.857	0.5	80.000	72.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
21	15.00	1.994	0.7	85.000	76.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
22	14.50	2.131	0.8	90.000	79.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
23	14.00	2.268	1.0	95.000	83.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
24	13.50	2.405	1.2	100.000	87.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
25	13.00	2.542	1.4	105.000	91.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
26	12.50	2.680	1.6	110.000	95.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
27	12.00	2.817	1.9	115.000	98.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
28	11.50	2.954	2.1	120.000	102.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
29	11.00	3.091	2.5	125.000	106.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
30	10.50	3.228	2.8	130.000	110.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
31	10.00	3.365	3.2	135.000	114.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
32	9.50	3.503	3.6	140.000	117.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
33	9.00	3.640	4.0	145.000	121.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
34	8.50	3.777	4.5	150.000	125.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
35	8.00	3.914	5.0	155.000	129.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
36	7.50	4.051	5.5	160.000	133.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
37	7.00	4.188	6.1	165.000	136.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
38	6.50	4.326	6.7	170.000	140.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
39	6.00	4.463	7.4	175.000	144.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
40	5.50	4.600	8.1	180.000	148.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
41	5.00	4.600	8.1	185.000	152.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
42	4.50	4.600	8.1	190.000	155.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
43	4.00	4.600	8.1	195.000	159.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
44	3.50	4.600	8.1	195.000	163.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
45	3.00	4.600	8.1	195.000	167.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
46	2.50	4.600	8.1	195.000	171.00	0.17	0.40	13.70	0.0400
47	2.00	4.600	8.1	195.000	174.80	0.17	0.40	13.70	0.0400
48	1.50	4.600	8.1	195.000	178.60	0.17	0.40	13.70	0.0400
49	1.00	4.600	8.1	195.000	182.40	0.17	0.40	13.70	0.0400
50	0.50	4.600	8.1	195.000	186.20	0.17	0.40	13.70	0.0400
51	0.00	4.600	8.1	195.000	190.00	0.17	0.40	13.70	0.0400

Iteration 0 mittlere Verschiebungsabweichung: 8.559724
 Iteration 1 mittlere Verschiebungsabweichung: 2.475658
 Iteration 2 mittlere Verschiebungsabweichung: 1.020672
 Iteration 3 mittlere Verschiebungsabweichung: .6817729
 Iteration 4 mittlere Verschiebungsabweichung: .5090304
 Iteration 5 mittlere Verschiebungsabweichung: .2885541
 Iteration 6 mittlere Verschiebungsabweichung: .1488463
 Iteration 7 mittlere Verschiebungsabweichung: 7.665131E-02
 Iteration 8 mittlere Verschiebungsabweichung: 3.963898E-02
 Iteration 9 mittlere Verschiebungsabweichung: 2.046091E-02
 Iteration 10 mittlere Verschiebungsabweichung: 1.060238E-02
 Iteration 11 mittlere Verschiebungsabweichung: 5.489775E-03

i	y m	Q kN/m	M kNm/m	alpha o/oo	v mm	v-alt mm	Kh -	e kN/m2
1	25.00	0.00	0.00	-0.208	5.03	0.00	0.40	0.00
2	24.50	-6.47	-1.08	-0.208	5.14	5.15	3.12	29.67
3	24.00	-20.29	-7.70	-0.207	5.24	5.25	1.94	36.93
4	23.50	-35.40	-21.58	-0.205	5.35	5.35	1.49	42.45
5	23.00	-49.99	-43.01	-0.202	5.45	5.45	1.25	47.46
6	22.50	-62.63	-71.25	-0.195	5.55	5.55	1.10	52.23
7	22.00	-73.21	-105.29	-0.184	5.64	5.65	1.00	56.87
8	21.50	-81.68	-144.11	-0.170	5.73	5.73	0.92	61.39
9	21.00	-87.99	-186.62	-0.150	5.81	5.81	0.87	65.83
10	20.50	-92.10	-231.73	-0.125	5.88	5.88	0.82	70.17
11	20.00	-93.94	-278.34	-0.095	5.93	5.93	0.78	74.41
12	19.50	-93.47	-325.29	-0.059	5.97	5.97	0.75	78.53
13	19.00	-90.63	-371.42	-0.018	5.99	5.99	0.72	82.52
14	18.50	-85.34	-415.51	0.029	5.99	5.99	0.70	86.36
15	18.00	-77.54	-456.34	0.080	5.96	5.96	0.68	90.05
16	17.50	-67.14	-492.62	0.137	5.91	5.90	0.66	93.57
17	17.00	-54.04	-523.03	0.197	5.83	5.82	0.64	96.90
18	16.50	-38.16	-546.19	0.255	5.71	5.70	0.62	100.04
19	16.00	-19.41	-560.71	0.305	5.57	5.56	0.60	103.01
20	15.50	2.30	-565.11	0.345	5.41	5.40	0.59	105.83
21	15.00	27.02	-557.91	0.377	5.23	5.22	0.57	108.54
22	14.50	54.82	-537.57	0.402	5.03	5.02	0.56	111.16
23	14.00	85.72	-502.57	0.421	4.83	4.82	0.54	113.70
24	13.50	119.77	-451.33	0.437	4.61	4.60	0.53	116.19
25	13.00	156.99	-382.27	0.448	4.39	4.38	0.52	118.63
26	12.50	197.39	-293.81	0.455	4.17	4.16	0.51	121.03
27	12.00	241.00	-184.35	0.460	3.94	3.93	0.50	123.42
28	11.50	287.82	-52.28	0.462	3.71	3.70	0.49	125.79
29	11.00	337.85	104.00	0.462	3.47	3.47	0.48	128.16
30	10.50	391.10	286.11	0.459	3.24	3.24	0.47	130.52
31	10.00	447.56	495.64	0.455	3.02	3.01	0.47	132.90
32	9.50	507.23	734.20	0.449	2.79	2.78	0.46	135.29
33	9.00	570.10	1003.40	0.442	2.57	2.56	0.45	137.70
34	8.50	636.16	1304.83	0.433	2.35	2.34	0.45	140.13
35	8.00	705.39	1640.08	0.422	2.13	2.13	0.44	142.60
36	7.50	777.78	2010.74	0.411	1.93	1.92	0.44	145.09
37	7.00	853.31	2418.39	0.398	1.72	1.72	0.43	147.63
38	6.50	931.97	2864.58	0.384	1.53	1.52	0.43	150.20
39	6.00	1013.72	3350.87	0.370	1.34	1.33	0.42	152.82
40	5.50	1098.56	3878.81	0.354	1.16	1.15	0.42	155.48
41	5.00	1186.45	4449.94	0.337	0.99	0.98	0.42	158.19
42	4.50	1277.37	5065.77	0.318	0.82	0.82	0.41	160.96
43	4.00	1371.28	5727.80	0.295	0.67	0.67	0.41	163.80
44	3.50	1466.91	6437.33	0.270	0.53	0.52	0.41	166.71
45	3.00	1562.96	7194.78	0.242	0.40	0.40	0.41	169.70
46	2.50	1659.39	8000.35	0.211	0.28	0.28	0.40	172.79
47	2.00	1756.15	8854.22	0.177	0.19	0.19	0.40	175.98
48	1.50	1853.18	9756.55	0.138	0.11	0.11	0.40	179.28
49	1.00	1950.44	10707.44	0.096	0.05	0.05	0.40	182.71
50	0.50	2047.84	11707.01	0.050	0.01	0.01	0.40	186.28
51	0.00	2145.32	12755.30	0.000	0.00	0.00	0.40	190.00