

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 49

IGB·TUBS

---

# **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**

von  
Jan Kayser

Braunschweig 1995

---

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz



## Vorwort des Herausgebers

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig ist seit vielen Jahren mit Problemstellungen des Dichtwandbaues in praktischer Tätigkeit in enger Zusammenarbeit mit Planern, Aufsichtsbehörden und Bauausführenden befaßt. Mit der wissenschaftlichen Bearbeitung von wichtigen Fragestellungen aus der Praxis hoffen wir, einen Beitrag zur Herstellung sicherer Dichtwände liefern zu können.

Zur Verhinderung von Grundwasserströmungen können als vertikale Barrieren im Boden, z. B. zur Einkapselung von Altlasten oder Deponien, Dichtwände wirtschaftlich im Einphasen-Schlitzwandverfahren hergestellt werden. Für die Herstellung derartiger Dichtwände wird eine Bentonit-Zement-Suspension verwendet, die im flüssigen Zustand während der Herstellung des Schlitzes als Stützflüssigkeit dient und im erhärteten Zustand die möglichst gering wasserdurchlässige Dichtung bildet. Daraus ergeben sich Anforderungen an das Material, die einerseits die sichere und fehlerfreie Herstellung der Dichtwand und andererseits die Dichtungsfunktion betreffen. Im Rahmen dieser Arbeit werden Aspekte der Dichtungsfunktion nach ordnungsgemäßer Herstellung der Dichtwand behandelt. Die für die dauerhaft geringe Wasserdurchlässigkeit wichtigsten Anforderungen an die erhärteten Dichtwandmassen sind Beständigkeit gegen schädliches Grund- und Sickerwasser, Erosionssicherheit und ein Spannungs-Verformungs-Verhalten, das bei sich ändernden Belastungen nicht zur Erhöhung der Durchlässigkeit führt. Die Auswirkungen von Belastungen auf Dichtwände werden in der Praxis jedoch kaum untersucht, man hofft auf ein 'Selbstheilungsvermögen' durch vermutete dauerhaft vorhandene plastische Verformbarkeit.

Aus diesem Grunde und weil Herr Kayser im Rahmen von früheren Untersuchungen festgestellt hatte, daß offenbar die Struktur von Dichtwandmassen oberhalb einer Grenzbeanspruchung infolge zusätzlicher Belastungen, z. B. durch Grundwasserabsenkung, Bodenaushub oder Übersättigung, zusammenbricht, hat er in seiner Arbeit Fragen im Zusammenhang mit dem Spannungs-Verformungs-Verhalten und der möglicherweise in Abhängigkeit hiervon beeinflussten Durchlässigkeit ausgehärteter Dichtwandmassen behandelt. Sein Ziel war, auf der Grundlage umfangreicher Laborversuche eine Formulierung von Gesetzmäßigkeiten zu ermöglichen, die das Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwandmassen beschreiben. Damit soll es dem planenden und ausführenden Ingenieur möglich sein, die Gefährdung einer mechanisch belasteten Dichtwand fundiert abzuschätzen.

Braunschweig, im Dezember 1995



Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz



<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
<b>1 EINLEITUNG</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziele der Arbeit	2
1.3 Aufbau der Arbeit	3
<b>2 DICHTWÄNDE FÜR VERTIKALE BARRIEREN</b>	<b>4</b>
2.1 Überblick über die Dichtwandssysteme	4
2.2 Herstellung von Dichtwänden im Schlitzwandverfahren	5
2.3 Anforderungen an Einphasen - Dichtwandmassen	9
2.3.1 Anforderungen an die frische Dichtwandmasse	9
2.3.2 Anforderungen an die erhärtete Dichtwandmasse	10
2.4 Zusammensetzung und Herstellung von Einphasen - Dichtwandmassen	11
2.5 Mechanische Belastung von Dichtwänden	14
2.5.1 Allgemeines	14
2.5.2 Spannungsnachweis für eine überschüttete Dichtwand	15
<b>3 VORLIEGENDE UNTERSUCHUNGEN ÜBER DAS SPANNUNGS - VERFORMUNGS - VERHALTEN VON DICHTWANDMASSEN FÜR DAS EINPHASENVERFAHREN</b>	<b>17</b>
<b>4 DICHTWANDMASSEN FÜR EIGENE VERSUCHE</b>	<b>23</b>
4.1 Allgemeines	23
4.2 Grundmaterialien	24
4.3 Herstellen der Dichtwandmassen	25
4.3.1 Allgemeines	25
4.3.2 Prüfung des Herstellverfahrens	26
4.4 Hydratation der Dichtwandmasse	28

4.5	Struktur und Gefüge der erhärteten Dichtwandmasse	31
4.6	Vorbehandlung der Dichtwandmassen	36
4.6.1	Thermische Vorbehandlung	36
4.6.2	Hydratation unter Druck	40
<b>5</b>	<b>EINAXIALE DRUCKVERSUCHE</b>	<b>43</b>
5.1	Allgemeines	43
5.2	Durchführung einaxialer Druckversuche	43
5.3	Genauigkeit und Einflußgrößen des einaxialen Druckversuchs	45
5.4	Empfehlungen zur Durchführung einaxialer Druckversuche im Rahmen von Qualitätssicherungsmaßnahmen	49
<b>6</b>	<b>VERHALTEN DER DICHTWANDMASSEN UNTER ÖDOMETRISCHER BELASTUNG</b>	<b>51</b>
6.1	Allgemeines	51
6.2	Versuchsdurchführung	51
6.3	Ergebnisse der ödometrischen Versuche	52
6.4	Veränderung der Struktur infolge der Verdichtung	55
6.5	Zusammenfassung der ödometrischen Untersuchungen	60
<b>7</b>	<b>TRIAXIALE SCHERVERSUCHE</b>	<b>61</b>
7.1	Allgemeines	61
7.1.1	Erfahrungen aus direkten Scherversuchen	61
7.1.2	Untersuchungsprogramm	63
7.2	Triaxial - Scherversuchsanlage	64
7.2.1	Allgemeines	64
7.2.2	Steuerung und Meßwerterfassung	64
7.2.3	Triaxialzelle für Scherversuche	66
7.3	Vorbereitung der Dichtwandmasse für Triaxialversuche	67
7.3.1	Probenherstellung	67
7.3.2	Probensättigung und Konsolidation	68

7.4 CU - Versuche	70
7.4.1 Verlauf der CU - Versuche	70
7.4.2 Festigkeit von Dichtwandmassen unter undrainierten Bedingungen	73
7.4.3 Verformungsverhalten von Dichtwandmassen unter undrainierten Bedingungen	77
7.5 CD - Versuche	79
7.5.1 Verlauf der CD - Versuche	79
7.5.2 Festigkeit von Dichtwandmassen unter drainierten Bedingungen	81
7.5.3 Verformungsverhalten von Dichtwandmassen unter drainierten Bedingungen	85
7.5.4 Plastizität von Dichtwandmassen	87
7.6 Zusammenfassung der triaxialen Scherversuche	88
<b>8 ZUGFESTIGKEIT DER DICHTWANDMASSEN</b>	<b>90</b>
8.1 Allgemeines	90
8.2 Versuchstechnik	91
8.3 Ermittlung der Zugfestigkeit von Dichtwandmassen in Spaltzugversuchen	93
<b>9 VERFORMUNGSVERHALTEN DER DICHTWANDMASSEN UNTER LANGER LASTEINWIRKUNG</b>	<b>96</b>
9.1 Allgemeines	96
9.2 Anlage für triaxiale Kriechversuche	98
9.3 Durchführung der Kriechversuche	100
9.4 Auswertung der Kriechversuche	102
9.4.1 Definition des Kriechbegriffes	102
9.4.2 Beschreibung des Kriechverhaltens	104
9.4.3 Versuchsergebnisse	106

<b>10 ABSCHÄTZUNG DER QUERDEHNUNG DER EINPHASEN-DICHTWANDMASSEN</b>	<b>108</b>
10.1 Allgemeines	108
10.2 Ermittlung des Querdehnungsverhalten der Einphasen-Dichtwandmassen	109
<b>11 SCHLUSSBETRACHTUNGEN</b>	<b>114</b>
11.1 Wesentliche Versuchsergebnisse und Empfehlungen zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen	114
11.2 Vorschlag für ein übergeordnetes Stoffgesetz	116
11.3 Zukünftiger Untersuchungsbedarf	120
<b>12 ZUSAMMENFASSUNG</b>	<b>121</b>
<b>LITERATURVERZEICHNIS</b>	<b>122</b>

Bezeichnungen, lateinische Schrift

Zeichen	Einheit	Bedeutung
$b'$	kPa	Ordinatenabschnitt der Bruchgeraden im $p'$ - $q$ -Diagramm
$c$	kPa	Kohäsion
$d$	cm	Durchmesser der Probekörper
$E$	MPa	Verformungsmodul
$E_{\text{dyn}}$	MPa	dynamischer Elastizitätsmodul
$f$	$\text{cm}^3$	Filtratwasserabgabe
$h$	cm	Höhe der Probekörper
$k$	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert
$n$	-	Anzahl der Stichproben
$p_{\text{wd}}$	kPa	Porenwasserdruck
$q_u$	kPa	einaxiale Druckfestigkeit
$r$	$\mu\text{m}$	Porenradius
$R$	Kh	Reifegrad in Kelvinstunden
$t_M$	s	Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
$w/z$	-	Wasser-Zement-Wert

Indizes

$d$	drainiert
$f$	Bruchzustand („failure“) bei Festigkeitsuntersuchungen
$u$	undrainiert

Bezeichnungen, griechische Schrift

Zeichen	Einheit	Bedeutung
$\alpha'$	°	Winkel der Bruchgeraden im p'-q-Diagramm
$\varphi$	°	Reibungswinkel
$\varepsilon_{br}$	%	Bruchstauchung
$\kappa$	-	Verhältniszahl $q_u/\sigma_1$ ( $\sigma_3=0$ )
$\nu$	-	Poissonszahl
$\rho_d$	t/m <sup>3</sup>	Trockendichte
$\rho_t$	t/m <sup>3</sup>	Feuchtdichte
$\sigma^2$		statistischer Begriff „Varianz“
$\sigma$	kPa	Oberflächenspannung von Flüssigkeiten
$\sigma_{c,\ddot{a}}$	-	äquivalente Konsolidationsspannung
$\sigma_t$	kPa	Zugfestigkeit
$\sigma_1', \sigma_3'$	kPa	effektive Hauptspannungen
$\sigma_1, \sigma_3$	kPa	totale Hauptspannungen
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	kPa	Deviatorspannung im Triaxialversuch
$\Theta$	°	Benetzungswinkel von Flüssigkeiten
$\tau_f$	Pa	Fließgrenze Bingham'scher Flüssigkeiten





# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Die Beherrschung des Grundwassers ist eine im Bereich des Spezialtiefbaus häufig zu bewältigende Aufgabe. In vielen Fällen bietet sich die Erstellung vertikaler Barrieren zur Verringerung oder Verhinderung von Grundwasserströmungen an. Vertikale Barrieren sind i. d. R. Dichtwände. Idealerweise bindet die Dichtwand in geringdurchlässige Bodenschichten ein, wie es in Bild 1 für unterschiedliche Anwendungsfälle dargestellt ist.

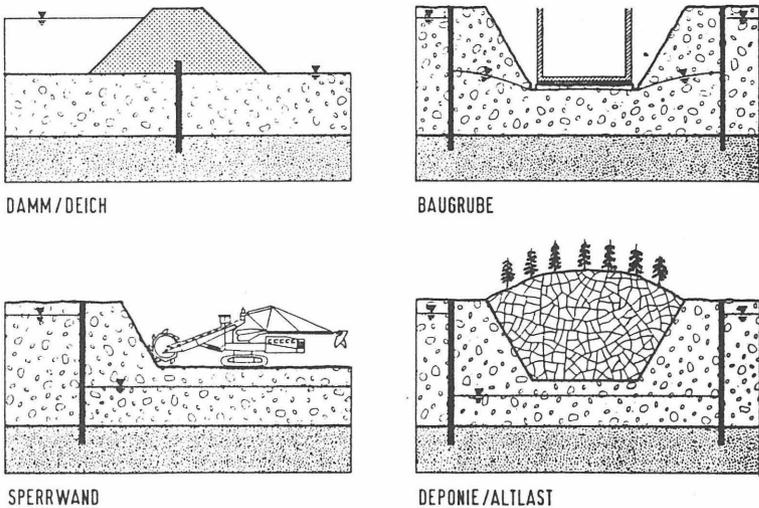


Bild 1: Einsatzgebiete für Dichtwände (Meseck, 1987)

Als wesentliche Bedingungen für die Wirksamkeit einer Dichtwand sind zu nennen

1. Verwendung eines geringdurchlässigen Dichtungsmaterials mit gleichbleibender Qualität,
2. leckagefreie Herstellung der Dichtwand,
3. Resistenz des Dichtungsmaterials gegen äußere Einflüsse, i. w. gegen aggressive Grund- und Sickerwässer,
4. ausreichende mechanische Stabilität gegenüber aufgezwungenen Belastungen.

Durch die Qualitätssicherung im Vorfeld und während der Bauarbeiten wird eine gleichbleibend gute Qualität des Dichtungsmaterials sichergestellt. Leckagen sind bei Schlitzverfahren mit ordnungsgemäßer Bauausführung, nach dem Stand der Technik mit Lage- und Aushubkontrollen, nahezu ausgeschlossen. Bezüglich der Resistenz gegen Umwelteinflüsse wurden und werden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt.

Lediglich das mechanische Verhalten der Dichtwand wird in der Praxis häufig mit der Hoffnung auf ein „Selbsteheilungsvermögen“ und eine „plastische Verformbarkeit“ - beides konnte noch nie zuverlässig nachgewiesen werden - vernachlässigt. Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß bereits kleine Fehlstellen den Erfolg der gesamten Abdichtungsmaßnahme verhindern, birgt dieses Vorgehen dort ein nicht zu kalkulierendes Risiko, wo mit einer mechanischen Belastung der Dichtwand zu rechnen ist.

Eine Möglichkeit, diesem nicht kalkulierbaren Risiko zu begegnen, ist der aufwendige Einbau eines zusätzlichen Dichtungselementes, z. B. einer Kunststoffdichtungsbahn, in die Dichtwand. Volkswirtschaftlich und technisch sinnvoll wäre es jedoch, die Belastung auf die Dichtwand zu berechnen und entsprechend den Berechnungsergebnissen über mögliche Zusatzmaßnahmen zu entscheiden. Grundlage der Berechnungen ist das im Labor zu ermittelnde mechanische Verhalten der Dichtwandmasse.

## **1.2 Ziele der Arbeit**

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll das mechanische Verhalten von Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren unter Belastung untersucht werden. Ziel der Untersuchungen ist die Formulierung von Gesetzmäßigkeiten, die das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse beschreiben. Für die labormäßige Ermittlung der relevanten Parameter sollen die Versuchstypen mit den einzuhaltenden Randbedingungen erarbeitet werden.

Mit Hilfe der formulierten Gesetzmäßigkeiten und mit den auf Grundlage der vorliegenden Arbeit ermittelten Parametern soll es dem Ingenieur möglich sein, die Gefährdung einer mechanisch belasteten Dichtwand auf fundierter Basis abzuschätzen.

Es gibt eine Vielzahl unterschiedlicher Dichtwandmassen, die sich in ihren Rezepturen unterscheiden. Zudem ändert sich die Zusammensetzung und die Eigenschaft einer nach gleichbleibender Rezeptur hergestellten Dichtwandmasse noch lokal durch den Herstellungsprozeß. Aufgrund der sich so ergebenden großen Bandbreite unterschiedlicher Dichtwandmassen können für die in den Gesetzen implizierten Parameter keine festen Größen sondern nur Größenordnungen genannt werden.

### **1.3 Aufbau der Arbeit**

Zunächst gibt die Arbeit einen Überblick über die gängigen Dichtwandsysteme, Grundsätzliches zu Dichtwandmassen und Beispiele für mögliche mechanische Belastungen von Dichtwänden. Danach wird der Stand der Wissenschaft im Bereich des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen, wie er sich bis zum gegenwärtigen Zeitpunkt aus der Literatur ergibt, erarbeitet.

Im zweiten Teil der Arbeit werden zwei gängige Rezepturen und die Herstellverfahren für zwei Dichtwandmassen, die anschließend auf ihr Spannungs-Verformungs-Verhalten untersucht werden, auf ihre Eignung hin untersucht. Weiterhin wird auf die Struktur der Dichtwandmasse eingegangen und die mögliche Beeinflussung deren mechanischer Eigenschaften durch unterschiedliche Lagerungsbedingungen während der Hydratation geprüft.

Eine wichtige Versuchstechnik in der Dichtwandmasstechnologie ist der einaxiale Druckversuch. In der vorliegenden Arbeit dient dieser Versuchstyp aufgrund seiner allgemeinen Verbreitung und einfachen Versuchstechnik als Referenzversuch. Daher beginnt der dritte Teil der Arbeit, der die eigentlichen Untersuchungen zu den Verformungs- und Festigkeitseigenschaften der Dichtwandmasse enthält, mit der Überprüfung der im einaxialen Druckversuch erreichbaren Genauigkeit und mit Möglichkeiten zu deren Optimierung.

In den weiteren Laborversuchen wird das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Einphasen-Dichtwandmasse unter den in situ möglichen Randbedingungen untersucht. Die wesentlichen zu variierenden Randbedingungen sind die Drainage- und Hauptspannungsverhältnisse. Grundsätzlich wird zwischen Belastung mit konstanter Stauchungsgeschwindigkeit und konstanter Belastung unterschieden. Die sich aus den jeweiligen Versuchsergebnissen ergebenden Aussagen sind den entsprechenden Versuchstypen zugeordnet formuliert. Wegen der Vielzahl der an dieser Stelle durchzuführenden Versuche ist häufig eine Beschränkung auf eine Dichtwandmasse erforderlich.

Der letzte Teil der Arbeit beinhaltet neben der Zusammenfassung der Ergebnisse praxisgerechte Empfehlungen für die Prüfung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren.

## 2 Dichtwände für vertikale Barrieren

### 2.1 Überblick über die Dichtwandssysteme

Dichtwände können, angepaßt an die jeweiligen Randbedingungen des Bauwerkes, in einer Vielzahl unterschiedlicher Systeme hergestellt werden. Die gängigen Systeme und deren Einteilung in die drei möglichen Herstellungsprinzipien zeigt Bild 2.

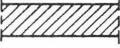
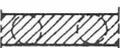
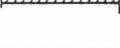
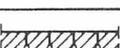
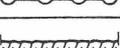
Prinzip	Dichtwandsystem	Grundriß	Böden	Material
Aushub des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials	Dichtwand Einphasen-Verfahren		begr. anwendbar bei Torf/Huminsäuren	Bentonit-Zement-Suspension mit / ohne Füllstoff
	Dichtwand Zweiphasen-Verfahren		wie vor	Bentonit-Suspension, Erdbeton
	Dichtwand Kombinationsdichtung		wie vor sowie nur im Einphasen-Verfahren	Bentonit-Zement-Suspension, zusätzliche Dichtungselemente (z.B. PEHD-Bahn, Stahlspondbohlen)
	überschnittene Bohrpfehlwand		keine Einschränkungen bei verrohrtem Bohrverfahren	Erdbeton, Beton
Verdrängung des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials	Schmalwand			Bentonit-Zement-Suspension mit Füllstoff
	Spundwand		rammfähige bzw. rüttelfähige	Stahl
	gerammte Dichtwand			Erdbeton Beton
Verringerung der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens	Injektionswand		in injizierbaren	Zement-, Ton-Zement-Suspensionen, Silikat-Gele
	Düsenstrahlwand (HDI)		auch in sehr feinkörnigen	Bentonit-Zement-Suspension mit / ohne Füllstoff
	Gefrierwand			flüssiger Stickstoff, Gefrieranlage

Bild 2: Dichtwandssysteme (Jessberger, 1993)

Bei den zwei oberen Prinzipien wird das Dichtungsmaterial in einen durch Bodenaushub oder Bodenverdrängung hergestellten Hohlraum eingebracht. Das dritte

Prinzip beruht auf der Verfüllung des im Boden vorhandenen Luft- und Wasservolumens mit der Dichtmasse.

Entscheidende Kriterien für die Auswahl des geeigneten Verfahrens sind

- die mechanischen Eigenschaften des umgebenden Bodens,
- mögliche Bohrhindernisse im Untergrund,
- die erforderliche Tiefe,
- die Grundwasserverhältnisse,
- das erforderliche Sicherheitsniveau der Dichtung,
- die chemische Beanspruchung durch Grund- und Sickerwasser sowie
- die mechanische Beanspruchung infolge Bewegungen im umgebenden Boden.

In der Praxis finden die Ein- und Zweiphasenschlitzwand sowie die Schmal- und Spundwand bevorzugt Anwendung. Von diesen Verfahren bieten die Schlitzwandverfahren die größte Sicherheit gegen Imperfektionen, die den Erfolg der Dichtung zunichte machen können. Durch die Ansprache des geförderten Bodens kann die Einbindetiefe in den geringdurchlässigen Horizont überprüft werden. Die Lagegenauigkeit der Einzellamellen in der Vertikalität und der Wandflucht ist mit Inklinometern kontrollierbar. So können durch Lageungenauigkeit der Einzellamellen in der Dichtwand entstandene Fenster noch in der Bauphase erkannt und sofort geschlossen werden.

Schmalwände können zur Erhöhung der Systemsicherheit als doppelte Wand mit einzeln kontrollierbaren Kammern ausgeführt werden. Neuere Entwicklungen verbinden die Injektionstechnik und die Schmalwandtechnik zur Hochdruck - Erosions - Schmalwand (KRUBASIK, 1994).

## **2.2 Herstellung von Dichtwänden im Schlitzwandverfahren**

Dichtwände nach dem Schlitzwandverfahren können als Einphasen-Dichtwand oder als Zweiphasen-Dichtwand ausgeführt werden.

### **Einphasenverfahren**

Bei der Einphasendichtwand wird ein Schlitz ausgehoben und der offene Schlitz mit einer Bentonit - Zement - Suspension gestützt (Bild 3). Nach dem Aushub härtet die im Schlitz verbleibende Suspension aus und bildet das Dichtungselement.

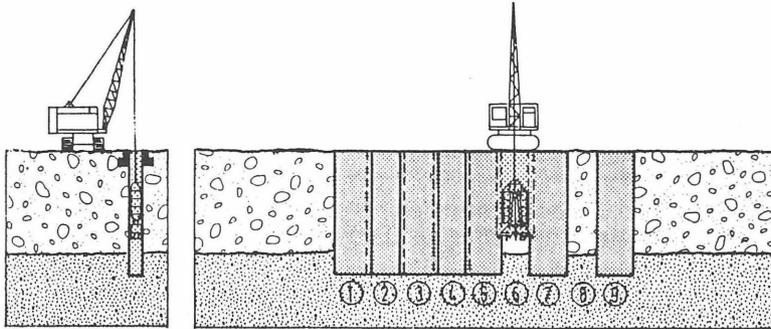


Bild 3: Einphasenverfahren mit Schlitzwandgreifer (MESECK, 1987)

In die noch frische Dichtwandmasse kann ein zweites Dichtungselement, i. d. R. eine Stahlpundwand oder eine Kunststoffdichtungsbahn, eingestellt werden.

In letzter Zeit finden Einphasenschlitzwände mit eingehängten Stahlpundbohlen zunehmend für Baugrubensicherungen bei innerstädtischen Bauvorhaben Anwendung. Hier sind für den Schutz der umliegenden Bebauung Systeme mit geringer Restwasserhaltung und erschütterungsarmer Bauweise erforderlich. Ein solcher Baugrubenverbau wird entsprechend den statischen Erfordernissen horizontal ausgesteift oder im Boden rückverankert (SÄNGER et al., 1994). Die erdstatischen Berechnungen für den Spundwandverbau werden ohne Berücksichtigung der zwischen Boden und Spundwand befindlichen Dichtwandmasse mit dem Ansatz eines Wandreibungswinkels  $\delta' = 2/3 \varphi'$  durchgeführt. Bei geringen zulässigen Verformungen wird auf den Erdruhedruck bemessen (ZÜBLIN, 1992).

### Zweiphasenverfahren

Beim Zweiphasenverfahren wird der Schlitz unter Stützung einer reinen Bentonitsuspension ausgehoben. Nach dem Erreichen der Endteufe vedrängt die im Kontraktorverfahren einzubringende eigentliche Dichtmasse („Zweite Phase“) die Bentonitsuspension (s. Bild 4).

Das Zweiphasenverfahren ermöglicht den Einsatz besonders sickerwasserresistenter Dichtmassen, die je nach Art des chemischen Angriffes zementgebunden oder zementfrei sein können. Zementgebundene Zweiphasenmassen bestehen üblicherweise aus Wasser, Bentonit, Tonmehl, Zement sowie Zuschlägen aus Gesteinsmehl, Sand oder Kies. Zementfreie Dichtwandmassen werden aus einem nach der Fuller-Kurve gut abgestuften, inerten Mineralgemisch und einem Bindemittel auf Wasserbasis hergestellt. Zementfreie Massen sind i. d. R. sehr weich (HITZE, 1987).

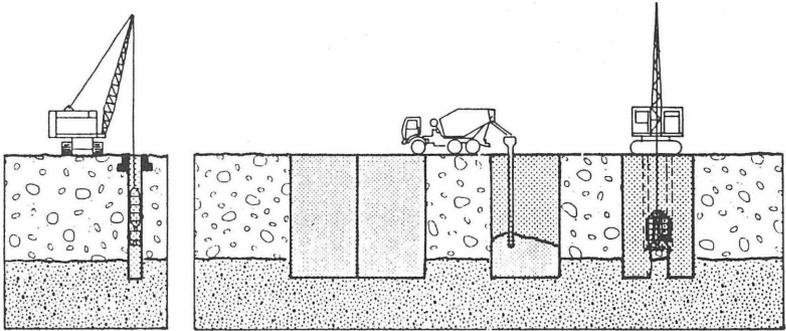


Bild 4: Zweiphasenverfahren (MESECK, 1987)

Entscheidend für den Erfolg der Zweiphasen-Dichtwand ist der komplette Austausch der Bentonitsuspension durch die eigentliche Dichtmasse. Hierfür muß - bei sauberer Bentonitsuspension, die nicht mit Feststoff aufgeladen ist - die Dichtmasse eine Feuchtdichte  $\rho_t \geq 1,5 \text{ t/m}^3$  haben (HERMANN, 1993). Problembereiche bei Zweiphasen-Dichtwänden sind die Fugen zwischen den einzelnen Lamellen. Hier kann es beim Phasentausch zu Einschlüssen von Bentonitsuspension oder Boden kommen, was bereichsweise zu deutlich erhöhter Wanddurchlässigkeit führt.

### Herstellverfahren

Der Aushub des Schlitzes für das Ein- und Zweiphasenverfahren erfolgt i. d. R. lamellenweise im Pilgerschrittverfahren. Zuerst werden die Primärlamellen ausgehoben. Der Abstand der Primärlamellen untereinander ist i. d. R. etwas geringer als eine Lamellenbreite. Nachdem die Dichtmasse in den Primärlamellen eine bestimmte Festigkeit besitzt kann die Dichtwand mit dem Aushub der Sekundärlamellen geschlossen werden (s. Bild 3 und Bild 4). Die maximal mögliche Lamellenbreite ergibt sich aus Standsicherheitsbetrachtungen für den offenen Schlitz, bei ausreichender Standsicherheit kann im Einphasenverfahren ein Endlosschlitz ausgeführt werden.

Aushubwerkzeuge für den Schlitz beim Ein- und Zweiphasenverfahren sind der Schlitzwandgreifer oder die Schlitzfräse, beim Endlosschlitz auch der Tieflöffel. Schlitzwandgreifer und Schlitzfräse sind i. d. R. mit einem Seil am Trägergerät aufgehängt. Die bevorzugten Einsatzbereiche der verschiedenen Aushubwerkzeuge ergeben sich aus den in Tabelle 1 aufgeführten Vor- und Nachteilen.

	Schlitzwandgreifer	Schlitzfräse	Tiefelöffel
<b>Vorteile</b>	<p>gute Vertikalität durch senkrecht hängendes Seil</p> <p>problemloser Wechsel auf Meißel</p> <p>beschränkte Arbeitshöhe möglich</p> <p>Einsatz auch ohne Leitwand möglich</p>	<p>kontinuierliche Lagekontrolle</p> <p>Richtungskorrektur möglich</p> <p>auch im Festgestein einsetzbar</p> <p>Tiefen &gt; 100 m erreichbar</p> <p>tiefe Schlitzte werden in kurzer Zeit abgeteuft</p>	<p>geringer maschineller Aufwand</p> <p>relativ hohe Leistung</p>
<b>Nachteile</b>	<p>nur im Lockergestein einsetzbar</p> <p>lange Spielzeiten bei tiefen Schlitzten</p>	<p>großer maschineller Aufwand</p> <p>nicht für weiche Böden geeignet</p> <p>zweites Gerät für den Voraushub und zum Meißeln bei Bohrhindernissen erforderlich</p> <p>Einzelkorndurchmesser des Aushubmaterials auf 100 mm begrenzt</p>	<p>nur im kontinuierlichen Endlosschlitz im Einphasenverfahren einsetzbar</p> <p>Schlitztiefe auf 15 m begrenzt</p>

Tabelle 1: Vor- und Nachteile der Aushubwerkzeuge für das Schlitzwandverfahren

Bei allen Herstellverfahren ist mit Eintrag des umgebenden Bodens in die Dichtwandmasse zu rechnen. Je nach Bodenart kann die Feststoffanreicherung bis zu 33 Gew.-% bezogen auf die gesamte Suspension betragen. Durch den erhöhten Feststoffeintrag werden die physikalischen Eigenschaften des tatsächlich eingebauten Materials gegenüber dem Ausgangsmaterial deutlich verändert.

## Kosten

Bezüglich der Kosten der unterschiedlichen Dichtwandssysteme bestehen folgende Relationen:

Dichtwandssystem	Kostenrelation
60 cm starke, einfache Einphasen-Dichtwand	1,0
Einphasen-Dichtwand mit Kunststoffdichtungsbahn	1,6
Einphasen-Dichtwand mit eingehängten Spundbohlen	2,2
60 cm starke Zweiphasen-Dichtwand mit Erdbeton	1,4
Zweiphasen-Dichtwand mit zementfreier Dichtungsmasse	3,3

Tabelle 2: Kostenrelation verschiedener Dichtwandssysteme (nach KRUBASIK, 1993)

Der Kostenvergleich verdeutlicht, daß aus wirtschaftlichen Erwägungen die einfache Einphasendichtwand den anderen Schlitzwandverfahren vorzuziehen ist.

### 2.3 Anforderungen an Einphasen - Dichtwandmassen

#### 2.3.1 Anforderungen an die frische Dichtwandmasse

Als „frisch“ wird die noch fließfähige Dichtwandmasse bezeichnet. Gebräuchlich ist auch der Begriff „Dichtwandsuspension“.

Frische Dichtwandmassen besitzen die rheologischen Eigenschaften thixotroper, Bingham'scher Flüssigkeiten. Wesentliches Merkmal einer Bingham'schen Flüssigkeit ist deren als „Fließgrenze  $\tau_f$ “ bezeichnete Festigkeit im unbewegten Zustand. Die Fließgrenze fällt bei Bewegung der Suspension ab und nimmt im Ruhezustand wieder zu, d. h. die Suspension ist thixotrop. Bei frischen Dichtwandmassen ist der Vorgang der Ver- und Entfestigung reversibel.

Die Fließgrenze der frischen Dichtwandmasse begrenzt die durch Abfiltern in den umgebenden Boden entstehenden Suspensionsverluste und trägt zur äußeren und inneren Standsicherheit des offenen Schlitzes bei (KILCHERT/KARSTEDT, 1984). Die aus diesen Gründen aufzustellende Forderung nach einer hohen Fließgrenze steht in Konkurrenz zur Verarbeitbarkeit der frischen Dichtwandmasse. Eine zu hohe Fließgrenze bewirkt, daß die Dichtwandmasse nicht pump- und schlitzfähig ist. Es sollten Fließgrenzen  $\tau_f < 80$  Pa angestrebt werden.

Die Dauer der Verarbeitbarkeit einer Dichtwandmasse wird wesentlich von der Hydratationsgeschwindigkeit des in ihm enthaltenen hydraulischen Bindemittels bestimmt. Für die Baustellenpraxis ist i. d. R. eine Verarbeitbarkeit über 12 h erforderlich.

Im Zeitraum von der Herstellung bis zum Aushärten dürfen sich die einzelnen Komponenten der Dichtwandmasse nicht entmischen, d. h. die Dichtwandmasse muß ausreichend stabil sein.

Angaben über die zur Beschreibung der frischen Dichtwandmasse verwendeten Kennwerte, deren versuchstechnische Ermittlung und übliche Zielgrößen können der Literatur entnommen werden (MESECK, 1987; GEIL, 1989).

Nach einer Übergangszeit, in der die Dichtwandmasse pastös ist, geht die frische Dichtwandmasse durch Hydratation des hydraulischen Bindemittels in den festen Zustand der erhärteten Dichtwandmasse über.

### 2.3.2 Anforderungen an die erhärtete Dichtwandmasse

Die im Schlitz erhärtete Dichtwandmasse bildet das eigentliche Dichtungselement. Ihre Eigenschaften bestimmen wesentlich den Erfolg der Dichtungsmaßnahme.

Die wichtigsten Anforderungen an die erhärtete Dichtwandmasse sind

- geringe Wasserdurchlässigkeit,
- Beständigkeit gegen schädliches Grund- und Sickerwasser,
- Erosionssicherheit und
- mechanische Belastbarkeit.

Nach dem heutigen Stand der Dichtwandtechnik sind geringdurchlässige Dichtwandmassen problemlos herstellbar. Im Bereich der Deponien und Altlasten wird der erforderliche Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  häufig in Anlehnung an den für mineralische Abdichtungen geforderten Wert zu  $k \leq 5 \times 10^{-10}$  m/s festgelegt (TA ABFALL, 1991).

Bezüglich der Beständigkeit werden seit einigen Jahren Untersuchungen mit unterschiedlichen Methoden durchgeführt. Die meisten Erfahrungen über die Langzeitbeständigkeit liegen bis jetzt aus Lagerungs- oder Durchströmungsversuchen vor. Neuere Forschungsarbeiten liefern Ansätze zur Standardisierung von Beständigkeitsuntersuchungen, deren Ziel die größtmögliche Prognosesicherheit bei minimaler Prüfdauer ist (ROGNER, 1993).

Untersuchungen zur Erosion von Einphasen-Dichtwandmassen weisen einen Zusammenhang zwischen der Erosionssicherheit und der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  nach. Festgestellt wurde eine erforderliche einaxiale Druckfestigkeit von  $q_u = 275$  kPa, um die Erosionssicherheit auch unter extremen Bedingungen (hydraulischer Gradient  $i=70$ , Filtermaterial sandiger Kies) zu gewährleisten (DÜLLMANN/HEITFELD, 1982). Aus Gründen der Erosionssicherheit wird daher i. d. R. eine einaxiale Druckfestigkeit  $q_u = 300 - 350$  kPa gefordert.

Bezüglich des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Dichtwandmassen wird die allgemeine Anforderung der gleichen Verformbarkeit von Boden und Dichtwandmasse gestellt, damit eine mechanische Belastung der Dichtwand ausgeschlossen ist. In der Praxis wird die Einhaltung dieser Forderung zumeist nicht genauer untersucht.

Zur Ermittlung der mechanischen Belastbarkeit der Dichtwand wird die Durchführung der „in der Bodenmechanik üblichen Kompressionsversuche oder Dreiaxialversuche“ sowie von einaxialen Druckversuchen empfohlen (JESSBERGER, 1993, S. 110). Detaillierte Empfehlungen existieren nicht.

Im Wasserbau wird bei Dichtwandmassen im Einphasenverfahren eine Bruchstauung  $\varepsilon_{br} \geq 2\%$  vorausgesetzt. Bei größeren Verformungen ist ein rechnerischer Nachweis zur Verträglichkeit der Formänderung zu führen (DVWK, 1990). Eine Prüfvorschrift zur Ermittlung der erforderlichen Kennwerte ist hier nicht formuliert.

#### **2.4 Zusammensetzung und Herstellung von Einphasen - Dichtwandmassen**

Die drei Grundbestandteile von Einphasen - Dichtwandmassen sind Wasser, Bentonit und hydraulische Bindemittel. Im Bedarfsfall können Füllstoffe in Form von Gesteinsmehl, Tonmehl oder Sand zugegeben werden. Die Zugabe von Verflüssigern (z. B. Alkyltrimethoxysilane) und Abbindeverzögerern (z. B. Lignosulfonat) verbessert die Verarbeitbarkeit der Dichtwandmasse.

##### **Bentonit**

Bentonite sind durch Umwandlung vulkanischer Aschen entstandene Tone. Ihre charakteristische physikalische Eigenschaft, das ausgeprägte Quellvermögen, erhalten sie durch einen Anteil an Montmorillonit von über 50 %.

Der Montmorillonit gehört innerhalb der Gruppe der Dreischicht-Tonminerale zu den innerkristallin quellfähigen Smectiten. Seine Oberfläche ist negativ geladen, weshalb er bestrebt ist, Kationen zwischen seinen Oberflächen (in den Zwischenschichten) anzulagern. Diese Kationen sind austauschbar (GRIM, 1968).

Baupraktisch relevant sind Montmorillonite mit angelagertem Natrium- ( $\text{Na}^+$ ) oder Calcium- ( $\text{Ca}^{++}$ ) Ion. Die Bentonite werden nach dem im Montmorillonit hauptsächlich eingelagerten Kation als Natrium- oder Calcium-Bentonit bezeichnet. In den Zwischenschichten können sich durch innerkristalline Quellung zwei (Na-Bentonit) bzw. drei bis vier (Ca-Bentonit) Wasserschichten anlagern.

Bei weiterem Wasserangebot kommt es beim Natrium-Bentonit infolge osmotischer Quellung zum Zerfall des Tonminerals in einzelne Silikatschichten. Aufgrund der stärkeren Ladung der Calcium-Ionen findet beim Calcium-Bentonit kein osmotisches Quellen statt (HEIM, 1990). Dies erklärt das unterschiedliche Wasserbindevermögen von Natrium-Bentonit (600-700 %) und Calcium-Bentonit (200-300 %). Durch Zugabe von Soda ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) entsteht aus einem Calcium-Bentonit ein aktivierter Natrium-Bentonit. Dieser Aktivierungsprozeß ist reversibel.

Osmotisches Quellen findet in elektrolythaltigem Anmachwasser gar nicht oder nur teilweise statt. Elektrolyte im Anmachwasser bewirken eine Angleichung der Elektrolytkonzentration zwischen der Oberfläche der Tonteilchen und dem Anmachwasser. Das für osmotisches Quellen erforderliche Konzentrationsgefälle und damit auch das osmotische Quellen selber wird somit verringert oder sogar ganz unterbunden. Innerhalb der Bentonitsuspension bildet sich dann keine Kartenhausstruktur. Besonders empfindlich auf Elektrolyte im Anmachwasser reagieren Natriumbentonite,

deren hohes Quellvermögen zu wesentlichen Teilen auf osmotisches Quellen zurückzuführen ist.

Innerhalb der frischen Einphasen-Dichtwandmasse sorgt der Bentonit für die Festigkeit und die Stabilität der Suspension, als deren Folge

- a) die Bindemittelteilchen bis zur Hydratation in Schwebelage bleiben,
- b) die Suspension im Ruhezustand eine Fließgrenze besitzt, die die Penetration der Dichtwandmasse in den umgebenden Boden begrenzt und
- c) das Einbrechen einzelner Bodenschichten in den offenen Schlitz verhindert wird.

Desweiteren trägt der Bentonit zur Dichtwirkung der erhärteten Dichtwandmasse bei.

### **Zement**

Zement gehört zur Gruppe der hydraulischen Bindemittel, die ohne vorherige Luftlagerung unter Wasser erhärten und dann unter Wasser beständig sind. Zemente bestehen i. w. aus Verbindungen von CaO mit SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> und Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, die durch Sintern oder Schmelzen entstanden sind (WESCHE, 1981).

Für die Verwendung in Dichtwandmassen haben sich Hochofenzemente (HOZ) nach DIN 1164 wegen ihrer relativ langen Verarbeitbarkeit nach dem Anmachen durchgesetzt. Wesentliche Bestandteile von Hochofenzement sind Portlandzement-Klinker (20-64 % Anteil) und Hüttensand (80-36 % Anteil). In Sonderfällen können auch sogenannte „hochgeschlackte“ Zemente mit einem Hüttensandanteil von 90 % eingesetzt werden, die länger verarbeitbar als die nach DIN 1164 genormten Zemente sind.

Die Bezeichnung einer Dichtwandmasse beinhaltet die Massenanteile der einzelnen Komponenten in der Form Bentonit/Füllstoff/Bindemittel je m<sup>3</sup> frischer Dichtwandmasse. Der für die Herstellung eines m<sup>3</sup> Dichtwandmasse erforderliche Wasseranteil ist unter Vorgabe der Feststoffanteile nach der Stoffraumrechnung zu ermitteln (DIN 4126).

## Rezepturen

Übliche Rezepturen für Einphasen-Dichtwandmassen sind in Tabelle 3 aufgeführt. Diese Massen genügen den gängigen Anforderungen bezüglich der Verarbeitbarkeit und Durchlässigkeit.

Bezeichnung der Dichtwandmasse	Wasser	Natriumbentonit	Calciumbentonit	Zement	Fertigprodukt	chem. Additive	Dichte t/m <sup>3</sup>
konventionelle Na - DWM	920	40	-	200	-	-	1,16
konventionelle Ca - DWM	842	-	200	200	-	-	1,24
feststoffreiche DWM	814	8	306	184	-	3	1,32
Fertigmischung mit Na - Bentonit	921	-	-	-	225	-	1,15

Tabelle 3: Übliche Rezepturen für Einphasen-Dichtwandmassen in kg je m<sup>3</sup> Suspension

Die feststoffärmeren Dichtwandmassen auf Natriumbentonit-Basis sind i. d. R. wirtschaftlicher und leichter zu verarbeiten als die feststoffreicheren Massen. Den feststoffreicheren Dichtwandmassen auf Calciumbentonit-Basis wird eine höhere Resistenz gegen chemischen Angriff zugesprochen (ROGNER, 1993). Die Auswahl der zu verwendenden Dichtwandmasse hat auf Grundlage der projektspezifischen Randbedingungen zu erfolgen.

## Herstellung

Bei der Herstellung von Einphasen-Dichtwandmassen ist grundsätzlich zwischen zwei möglichen Verfahren zu unterscheiden.

Im traditionellen Verfahren wird der Bentonit im Wasser mit Hilfe hochtouriger Mischwerkzeuge dispergiert. In der anschließenden Ruhezeit quillt der Bentonit auf. Nach Abschluß des Quellvorganges erfolgt die Zugabe des Zementes unter Rühren. Diese Aufbereitungsmethode ist aufgrund des zweifachen Mischens relativ aufwendig.

Die Komponenten Bentonit und Zement werden von unterschiedlichen Herstellern als Fertigmischung zum überwiegenden Teil auf der Basis von Natriumbentonit angeboten. Mit diesen Produkten ist die Einphasen-Dichtwandmasse in einem energiereichen Mischvorgang herstellbar. Der zweite Mischvorgang und das aufwendige Vorquellen des Bentonits entfallen, wodurch die Baustelleneinrichtung deutlich verkleinert werden kann. Nachteil der Fertigmischung ist deren relativ hoher Preis. Erfahrungsgemäß besitzen Dichtwandmassen aus Fertigprodukten eine geringe Restdurchlässigkeit und sind relativ spröde.

## 2.5 Mechanische Belastung von Dichtwänden

### 2.5.1 Allgemeines

Jede Be- und Entlastung des Untergrundes führt zu Bewegungen im Boden. Von einer hergestellten Dichtwand ist zu fordern, daß sie diesen Bewegungen schadlos folgen kann. Im flüssigen und weichen Zustand der Dichtwandmasse ist diese Forderung - abgesehen von Bruchzuständen im Boden - sicherlich erfüllt. Im Regelfall treten die Bodenbewegungen jedoch erst nach Erhärten der Dichtwandmasse auf, wenn die Dichtwand infolge der fortgeschrittenen Hydratation steifer als der umgebende Boden ist.

Bei der Belastung von Dichtwänden sind zwei Mechanismen zu unterscheiden, die mit „indirekter Lasteinleitung“ und „direkter Lasteinleitung“ bezeichnet werden können. Bild 5 zeigt beide grundsätzlich möglichen Formen der auf eine Dichtwand wirkenden Belastung. In dem dargestellten Beispiel verringert die Dichtwand die bei einer offenen Wasserhaltung auftretenden Restwassermengen.

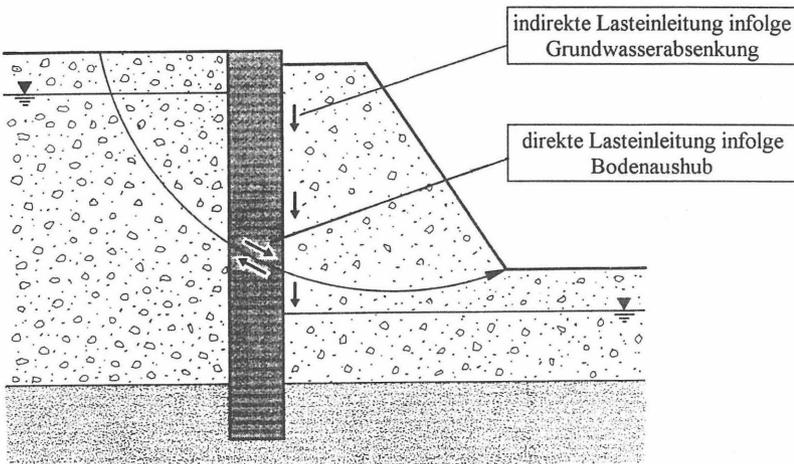


Bild 5: Belastung einer Dichtwand beim Aushub einer Baugrube mit Grundwasserabsenkung

Der Mechanismus der indirekten Lasteinleitung beruht auf dem unterschiedlichen Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwand und Boden. Die Grundwasserabsenkung bewirkt Setzungen, weil die effektiven Spannungen im Boden infolge des im entwässerten Bereich entfallenden Auftriebs ansteigen. Ist die Dichtwand steifer als der Boden, kommt es zu einer vertikalen Relativbewegung zwischen Boden und Dichtwand. Infolge der Relativbewegung werden über Schubspannungen Kräfte in die Dichtwand eingeleitet.

Beim zweiten Mechanismus resultiert die Belastung der Dichtwand aus der Stabilität

des Gesamtsystems. Befindet sich das Gesamtsystem im Grenzgleichgewichtszustand, wird die Dichtwand durch konzentrierte Lasteinleitung direkt in einer räumlich begrenzten Fläche belastet. Eine derartige punktuelle Belastung ist im dargestellten Beispiel durch den Schnitt einer kreisförmigen Gleitfuge mit der Dichtwand dargestellt.

Beim ersten Mechanismus ist das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwand wesentlich für die Ermittlung der auf die Dichtwand wirkenden Zusatzspannungen. Im zweiten Fall ist die Belastung der Dichtwand durch das Gesamtsystem vorgegeben. Bei beiden Fällen muß das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Materials für Standsicherheitsbetrachtungen bekannt sein.

Beide Mechanismen können z. B. bei Bergsenkung, Überschüttungen einer Dichtwand oder Fundamentlasten neben einer Dichtwand eine Belastung der Dichtwand bewirken.

### 2.5.2 Spannungsnachweis für eine überschüttete Dichtwand

Für den Fall der direkten Lasteinleitung in eine Dichtwand, z. B. über die Gleitfläche eines Rutschkörpers, ist die mögliche Überbelastung der Dichtwand leicht einsichtig. Das nachfolgend aufgeführte Beispiel zeigt, daß eine Dichtwand auch über indirekte Lasteinleitung erheblich belastet werden kann. Der dargestellte Belastungsfall ergab sich bei der Erweiterung einer Hausmülldeponie.

Untersucht wird folgendes Problem:

Eine ausgehärtete Einphasen - Dichtwand soll mit einem bis zu 17 m hohen Erdamm überschüttet werden. Die Dichtwand ist über ca. 6 m Höhe in Sand eingebettet und bindet 3 m tief in einen Schluffhorizont ein. Der Dichtwandkopf wird durch konstruktive Maßnahmen spannungsfrei gehalten.

Die für die Berechnung maßgeblichen Materialkennwerte wurden auf Grundlage von Laborversuchen und Erfahrungswerten angesetzt. Wesentliche Eingangsparameter waren die Steifigkeitskennwerte der Materialien. Das Verhältnis der Steifigkeiten von Sand bzw. Schluff und Dichtwandmasse wurde zu ca. 1 : 2 bzw. zu 1 : 13 angesetzt. Die Überschüttung wird durch die Auflast  $\sigma_v$  simuliert.

Bild 6 zeigt das erdstatische System zur Berechnung der Spannungen in der Dichtwand sowie den Mechanismus der indirekten Lasteinleitung. Im oberen Teil der Dichtwand findet eine Relativbewegung zwischen Dichtwand und Boden statt, da die steifere Dichtwand den Setzungen des Bodens nicht folgt. Hierdurch werden Kräfte in die Dichtwand eingeleitet, die im unteren Dichtwandteil, auf Höhe der neutralen Ebene, eine Umkehrung der Relativbewegung und somit eine teilweise Abtragung der Last aus der Dichtwand in den Boden bewirken. Die Vertikalspannungen in der Dichtwand sind somit in der neutralen Ebene am größten. Der nicht über die Seitenwände abgetragene Lastanteil wird am Dichtwandfuß als Spitzendruck  $\sigma_s$  wirksam. Der beschriebene Lastabtragungsmechanismus ist bei Tiefgründungen als „negative Mantelreibung“ bei nachträglicher Oberflächenbelastung bekannt.

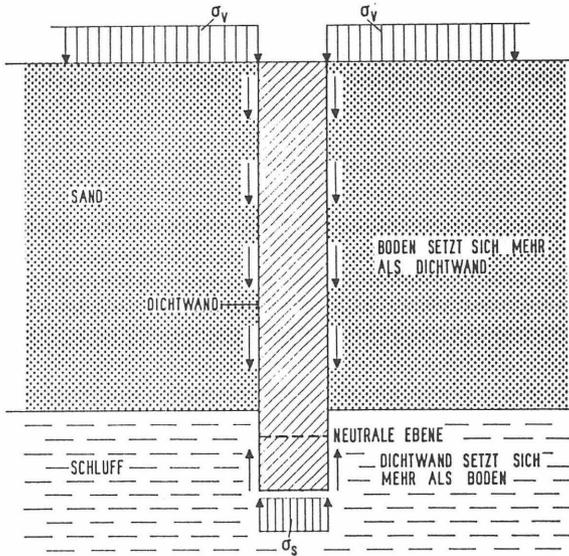


Bild 6: Skizze des erdstatischen System zur Berechnung einer überschütteten Dichtwand (MAYBAUM et al., 1993)

Auf der Grundlage des dargestellten Systems wurden die aus der Überschüttung resultierenden Spannungen in der Dichtwand mit Hilfe der Finite-Element-Methode berechnet. Die anschließende Sicherheitsanalyse erfolgte nach einer Sicherheitsdefinition über das Verhältnis der zulässigen zu den vorhandenen Spannungen. Die größten Vertikalspannungen und die niedrigsten Sicherheiten ergeben sich an den Seitenwänden in der untersten Lage der Elemente, durch die die Dichtwand nachgebildet wird. Die ermittelten Sicherheiten liegen mit  $\eta_{\min} = 1,05$  nur geringfügig über dem Bruchzustand, der durch Sicherheiten  $\eta < 1,0$  gekennzeichnet ist. Ein Versagen einzelner Dichtwandteile ist bei dem insgesamt niedrigen Sicherheitsniveau nicht auszuschließen (MAYBAUM et al., 1993).

Dieses Beispiel zeigt, wie eine Dichtwand über negative Mantelreibung stark belastet werden kann und verdeutlicht so die Erfordernis der Sicherheitsanalyse für belastete Dichtwände. Grundlage jeder Sicherheitsanalyse sind die Eingangsparameter für die Materialien. Für die Ermittlung der Bodenparameter existieren umfangreiche Regelwerke der Bodenmechanik. Bodenkennwerte können sogar, je nach Bedeutung der Berechnung, anhand von Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Für Dichtwandmassen existieren keine allgemeingültigen Regeln zur ausreichenden Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens. Solche Regeln sind jedoch für eine detaillierte Sicherheitsanalyse unabdingbar.

### **3 Vorliegende Untersuchungen über das Spannungs - Verformungs - Verhalten von Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren**

Die Ergebnisse der ersten Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen wurden Anfang der siebziger Jahre veröffentlicht. Geprüft wurde überwiegend die Beeinflussung der Materialeigenschaften durch unterschiedliche Zusammensetzung der Dichtwandmasse. Innerhalb von Untersuchungen zur Beständigkeit von Dichtwandmassen lieferten Spannungs-Verformungs-Beziehungen Kriterien zur Quantifizierung des degenerativen Verhaltens der Dichtwandmassen unter Sickerwassereinfluß.

Alle früheren Arbeiten orientierten sich weniger an der Fragestellung der tatsächlichen Verformbarkeit einer hergestellten Dichtwand. Zu dieser Fragestellung wurden die ersten Versuche in der Mitte der achtziger Jahre durchgeführt. Die hierzu angewendeten Untersuchungsmethoden waren einaxiale Druckversuche, triaxiale und direkte Scherversuche sowie Ödometerversuche. Diese Versuche entstammen der klassischen Bodenmechanik. Einen Überblick über die wesentlichen Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen gibt Tabelle 4. Ein Vergleich der Untersuchungen untereinander ist schwierig, da die jeweiligen Versuchsrandbedingungen stark variieren. Die wichtigsten Randbedingungen bei der Prüfung des Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmassen sind

- die Probenabmessungen,
- die Verformungsgeschwindigkeit und
- die Drainagebedingungen.

Diese Randbedingungen beeinflussen den Abbau des Porenwasserdruckes während des Versuchs. Weitere Unterschiede ergeben sich aus der Probenbehandlung, insbesondere bei der Herstellung der an die jeweilige Versuchseinrichtung geometrisch angepaßten Probekörper.

Quelle	Einaxiale Druckversuche	Triaxiale Scherversuche	Direkte Scherversuche	Ödometerversuche
CARON 1972	X			
CARON 1973	X	X		
DUPEUBLE/HABIB 1977		X		
DÜLLMANN/HEITFELD 1982	X			
MESECK 1987	X		X	X
HEITFELD 1989	X	(X)	X	X
RODATZ/KAYSER 1993	X	X	X	X

(X) nur sporadisch

Tabelle 4: Vorhandene Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen

### Einaxiale Druckversuche

Mit Hilfe einaxialer Druckversuche an Probekörpern mit einer Schlankheit  $h/d = 2$  zeigte CARON (1972), daß die Hydratation konventioneller Einphasen-Dichtwandmassen nach 90 Tagen nahezu abgeschlossen ist. Die Festigkeit steigt mit dem Logarithmus der Abbindezeit. Weitere Einflußfaktoren auf die Festigkeit einer Dichtwandmasse sind die Zementmenge sowie die Zement- und Bentonitsorte. Die Bentonitdosierung hat hier keinen Einfluß. Das Verformungsverhalten der Dichtwandmassen wird über einen Elastizitätsmodul vom 400- bis 500-fachen der einaxialen Druckfestigkeit beschrieben. Bei der Herstellung von Probekörpern ist der Einfluß der Sedimentation der Feststoffe, insbesondere des Zementes, zu berücksichtigen. Eine Folge der Sedimentation ist die erhöhte Festigkeit im unteren Bereich des Probekörpers. Zur Begrenzung dieses Einflusses wird eine Marshzeit  $t_M \geq 55$  s oder eine Fließgrenze  $\tau_f \geq 40$  Pa für die frische Dichtwandmasse gefordert (CARON, 1973).

DÜLLMANN und HEITFELD (1982) wiesen eine Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Erosionsstabilität der Dichtwandmasse nach. Für eine Erosionsbeständigkeit der Dichtwandmasse auch unter extremen Bedingungen ist entsprechend den Untersuchungen an Probekörpern mit den Abmessung  $h/d = 5,6/12$  cm mit einem zentrischen Hohlraum,  $d = 1,2$  cm, eine Festigkeit nach DIN 18 136 (1987) von 275 kPa nachzuweisen.

Den Einfluß der Probenschlankheit  $h/d$  und der Verformungsgeschwindigkeit auf das Ergebnis einaxialer Druckversuche untersuchte MESECK (1987). Für die Probenschlankheit ist eine Eichkurve, mit deren Hilfe die in Versuchen mit unterschiedlichen Probenabmessungen ermittelten Festigkeiten normiert werden können, angegeben. Desweiteren ermittelte er bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten höhere Festigkeiten, was mit einem höheren Porenwasserdruck bei schnellen Verformungen begründet wird. Ebenso wie CARON stellte MESECK eine Beeinflussung der Festigkeit durch die Zementsorte fest, eine Erhöhung des Hüttensandanteils im Zement bewirkt eine Festigkeitsteigerung. Desweiteren wird der Einfluß der Sedimentation

bewirkt eine Festigkeitsteigerung. Desweiteren wird der Einfluß der Sedimentation auf die Festigkeit der Probekörper bestätigt.

Im Rahmen der Arbeiten von HEITFELD wurde die zeitliche Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit ermittelt. Es ergab sich, wie schon bei CARON, eine deutliche Festigkeitsentwicklung bis zu einem Probenalter von ca. 90 Tagen. Der Einfluß der Sedimentation in Probekörpern der Schlankheit  $h/d = 2$  auf die einaxiale Druckfestigkeit ist, mit steigendem Zementgehalt der Dichtwandmasse, zu 15 bis 20 % angegeben. Anhand der Bruchstauchung und der Verformungsmoduln aus dem einaxialen Druckversuch konnte eine Versprödung des Materials mit zunehmendem Probenalter festgestellt werden. Wie MESECK stellte auch HEITFELD eine Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit mit steigender Verformungsgeschwindigkeit fest. Mit Hinweis auf den besseren Abbau des Porenwasserdruckes wählte HEITFELD für seine Hauptuntersuchungen eine niedrige Verformungsgeschwindigkeit von 0,2 % der Probenhöhe je Minute (HEITFELD, 1989).

Untersuchungen von feststoffreichen im Vergleich zu konventionellen Einphasen-Dichtwandmassen zeigten, daß die Festigkeit weniger vom Sandgehalt als von der Bentonitsorte abhängig ist. Im weiteren wurde ein Hydratationsablauf festgestellt, wie er bereits bei HEITFELD und CARON ermittelt wurde (RODATZ/KAYSER, 1993).

### **Direkte Scherversuche**

Erste Ansätze zur Ermittlung von lastabhängigen Festigkeitskennwerten von Dichtwandmassen in Form der Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  liefern die Untersuchungen von MESECK (1987) und HEITFELD (1989) mit direkten Scherversuchen. Beide untersuchten unter ähnlichen Randbedingungen Dichtwandmassen auf Natriumbentonit-Basis in vergleichbaren Zusammensetzungen.

MESECK stellte eine gute Korrelation zwischen der vertikalen Auflast und der maximalen Schubspannung in jeweils 3 Teilversuchen fest. Nach den Untersuchungen von Heitfeld im Kastenscherggerät (6 x 6 cm) sind aufgrund großer Versuchsstreuungen mindestens 6 Teilversuche für die Ermittlung der Scherparameter einer Dichtwandmasse erforderlich. Beide Autoren berichten von einer unregelmäßigen Ausbildung der Scherfuge. Die Versuchsergebnisse sind für vergleichbare Dichtwandmassen in Tabelle 5 dargestellt.

Quelle	Mischung	Probenalter	Reibungswinkel	Kohäsion
		[d]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
Meseck	35/200	14	29,3	140
		28	33,5	152
		56	37,5	166
Heitfeld	38/202	28	31	133
		56	32	160
		112	35	190

Tabelle 5: Scherparameter von Einphasen-Dichtwandmassen auf Grundlage direkter Scherversuche

Weitere direkte Scherversuche wurden von RODATZ und KAYSER an Einphasen-Dichtwandmassen auf Natrium- (Mischung 40/200) und Calcium-Bentonit-Basis (Mischung 200/200) sowie an feststoffangereicherten Massen durchgeführt. Bild 7 zeigt die in den direkten Scherversuchen ermittelten Bruchschubspannungen für unterschiedliche vertikale Auflasten. Erkennbar sind die relativ großen Streuungen sowohl innerhalb der einzelnen Teilversuche als auch zwischen den einzelnen Prüfterminen. Zwischen den Bruchspannungen unter den verschiedenen Auflasten sind Regelmäßigkeiten nicht deutlich erkennbar. Dieses Ergebnis legt die Vermutung nahe, daß die Festigkeit von Einphasen-Dichtwandmassen größtenteils unabhängig von der Vertikalspannung ist, so daß bei der Auswertung der Versuche nach Mohr-Coulomb schon bei geringen Versuchsstreuungen unrealistische Scherparameter, z. B. negative Reibungswinkel oder Kohäsionen, ermittelt werden. Desgleichen gilt für die feststoffreichen Dichtwandmassen (RODATZ/KAYSER, 1993).

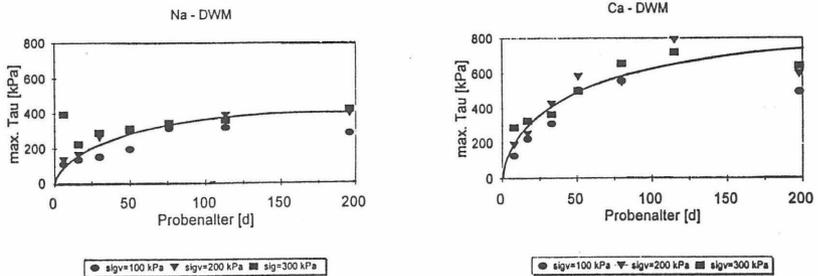


Bild 7: Bruchschubspannungen im direkten Scherversuch bei Auflasten  $\sigma_v = 100, 200, 300$  kPa für Einphasen-Dichtwandmassen auf Na- und Ca-Bentonit-Basis (RODATZ/KAYSER, 1993)

### Triaxial-Scherversuche

CARON (1973) und DUPEUBLE/HABIB (1977) untersuchten das Scherverhalten von erhärteten Bentonit-Zement-Suspensionen unter triaxialen Spannungszuständen. CARON faßt die Ergebnisse seiner Versuche wie folgt zusammen:

1. Unter dreiaxialer Belastung verformt sich die erhärtete Bentonit-Zement-Suspension in der Nähe der Bruchspannung ausgesprochen plastisch mit Verformungen bis zum Bruch von bis zu 30 %.
2. Die plastischen Verformungen sind um so größer, je höher das Verhältnis zwischen der Horizontalspannung  $\sigma_3$  und der einaxialen Druckfestigkeit ist.

Er beobachtete, daß die Proben mit Erreichen der größten Hauptspannungsdifferenz noch nicht gerissen waren. Bei Langzeitversuchen wurde ein Fließen des Materials festgestellt. Scherparameter sind nicht angegeben.

Die von DUPEUBLE und HABIB durchgeführten Triaxialversuche an einer Mischung 36/250 zeigen ebenfalls plastische Verformungen bei horizontal gestützten Proben. Bis zu Stauchungen von 3 % wurde ein Maximum der Hauptspannungsdifferenz, also ein Bruch, nicht erreicht, während eine entsprechende Probe im einaxialen Druckversuch bereits bei einer Stauchung von ca. 1 % einen ausgeprägten Bruch zeigte.

HEITFELD führte Triaxialversuche nach der Konsolidation des Materials unter undrainierten Bedingungen mit Messung des Porenwasserdruckes durch. Wegen der langen Versuchszeit für einen Teilversuch und bei der für die Konstruktion einer Schergeraden für erforderlich gehaltenen Anzahl von mindestens 5 Teilversuchen wurde auf die Ermittlung von Scherparametern unter triaxialen Spannungsverhältnissen verzichtet. Der Einfluß der fortschreitenden Hydratation wurde als zu gravierend erachtet (HEITFELD, 1989).

## Ödometerversuche

Das Last-Setzungs-Verhalten von Dichtwandmassen wurde von verschiedenen Autoren in Ödometerversuchen untersucht. MESECK beschreibt das Verhalten der Dichtwandmassen im Ödometer qualitativ. Im zeitlichen Verlauf treten 80 % der Verformungen innerhalb der ersten Minute auf. Die Bewegungen sind nach 100 Minuten abgeklungen. Bis zum Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  verhält sich das Material sehr steif, oberhalb dieser Spannung steigen die Setzungen stark an. Die Verformungen sind überwiegend plastisch (MESECK, 1987).

HEITFELD führte Ödometerversuche an Einphasen-Dichtwandmassen auf Na-Bentonit- und Ca-Bentonit-Basis mit unterschiedlichen Rezepturen an Probekörpern mit den Abmessungen  $d/h = 7,0/1,4$  cm durch. Er berichtet auch von einer Grenzspannung im Ödometer, die in der Größenordnung der einaxialen Druckfestigkeit liegt. Unterhalb dieser Grenzspannung gibt er lastabhängige Steifemoduln in der Größenordnung 10 bis 80 MPa, oberhalb der Grenzspannung zwischen 2 und 25 MPa für die Na-Massen und zwischen 24 und 34 MPa für die Ca-Massen an. Die plastischen Verformungen betragen ca. 90 % der Gesamtverformungen. Mit steigendem Zementgehalt wird das Material deutlich steifer (HEITFELD, 1989).

Die gleichen Größenordnungen der Steifemoduln ermittelten RODATZ und KAYSER, ebenso die Verdichtung der Struktur oberhalb einer Grenzspannung. Eine Anreicherung der Dichtwandmasse mit Feststoff bewirkt eine deutliche Erhöhung der Grenzspannung und der Steifigkeit. Bei einer Feststoffanreicherung auf eine Feuchtdichte  $\rho_f = 1,42$  t/m<sup>3</sup> wurden Steifemoduln bis 170 MPa ermittelt. Der Einfluß von Verflüssigern, die der frischen Dichtwandmasse zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit zugegeben werden können, auf die ermittelten Kennwerte ist gering (RODATZ/KAYSER, 1993).

## 4 Dichtwandmassen für eigene Versuche

### 4.1 Allgemeines

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchzuführenden Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwandmassen ist im Vorfeld eine Auswahl der geeigneten Massen zu treffen. Die Entscheidungskriterien hierfür sind:

1. Erfüllung der Anforderungen aus der Praxis bezüglich der Verarbeitbarkeit, Festigkeit und Durchlässigkeit,
2. ständige Verfügbarkeit der Grundmaterialien in gleichbleibender Qualität,
3. Reproduzierbarkeit der Zusammensetzung und der Eigenschaften der Massen,
4. Erfahrungen aus früheren Untersuchungen,
5. Repräsentativität der untersuchten Massen für die Vielzahl der in der Praxis eingesetzten unterschiedlichen Massen.

Bei der Herstellung der Probekörper kommt es immer zu Sedimentationserscheinungen, als deren Folge die Versuchsergebnisse beträchtlichen Schwankungen unterliegen. Durch die Begrenzung der rheologischen Kennwerte Marshzeit und Fließgrenze der Suspensionen nach unten hin kann dieser negative Effekt deutlich begrenzt werden (vgl. CARON, 1973).

Aus den Anforderungen aus der Praxis und der Herstellbarkeit der Probekörper ergeben sich die in Tabelle 6 aufgeführten Grenzwerte, die von den Massen einzuhalten sind. Nur Massen, die diesen Qualitätsanforderungen genügen, werden für die Erforschung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen eingesetzt.

Eigenschaft	Grenzwerte
Rheologische Kennwerte	Fließgrenze $\tau_f \geq 40$ Pa oder Marshzeit $t_M \geq 50$ s
Einaxiale Druckfestigkeit	$q_u \geq 350$ kPa
Durchlässigkeitsbeiwert	$k \leq 10^{-9}$ m/s

Tabelle 6: Grenzwerte für die zu untersuchenden Massen

Wegen ihrer wesentlich unterschiedlichen Zusammensetzung werden Dichtwandmassen auf der Basis von Natrium- und Calciumbentonit verwendet. Für beide Dichtwandmassen liegen bereits Erfahrungen aus früheren Untersuchungen vor. Die auf Grundlage der Erfahrungen aufgestellten Rezepturen sind in Tabelle 7 aufgeführt.

Mischungsbezeichnung	Na - Bentonit	Ca - Bentonit	Zement	Wasser
NA - Dichtwandmasse	40	-	200	920
CA - Dichtwandmasse	-	200	200	840

Tabelle 7: Grundrezepturen der untersuchten Massen in kg je m<sup>3</sup> fertiger Suspension

Fertigmischungen wurden nicht in das Untersuchungsprogramm aufgenommen, da hier kein Einfluß auf die genaue, zudem nicht bekannte Zusammensetzung möglich ist. Da Fertigmischungen überwiegend mit Natriumbentonit hergestellt werden, ist ein ähnliches Verhalten wie das der Na-Dichtwandmasse zu erwarten.

#### 4.2 Grundmaterialien

Bestandteile der untersuchten Dichtwandmassen sind Bentonit, Zement und Wasser. Bei den für die Herstellung der Dichtwandmassen gewählten mineralischen Grundmaterialien handelt es sich um handelsübliche, im Dichtwandbau erprobte Produkte.

Als Bentonite kamen die Produkte „Tixoton CV 15“ und „Calcigel“ der Firma SÜDCHEMIE, München, zum Einsatz. Tixoton CV 15 ist ein aktivierter Natriumbentonit. Als zementstabiler Bentonit ist er im Vergleich zu nicht zementstabilen Bentoniten unempfindlicher gegen Elektrolytangriff, der bei der Herstellung der Dichtwandmasse eine Folge der Zementbeimischung ist. Calcigel ist ein Calciumbentonit.

Entsprechend den Herstellerangaben besteht das Tixoton CV 15 zu ca. 50 % aus Montmorillonit, 15-20 % Quarz, 18-20 % Cristobalit sowie 1 % Feldspat und das Calcigels zu 96 % aus Montmorillonit, 1-2 % Quarz und 1-2 % Feldspat.

Bentonite sind Naturprodukte und unterliegen als solche gewissen Schwankungen. Daher sollte das verwendete Material möglichst wenigen unterschiedlichen Lieferungen entstammen, um Ergebnisstreuungen infolge der natürlichen Schwankungen zu minimieren. Dies erfordert eine lange Lagerzeit der Bentonite im Labor. Dem steht eine begrenzte Haltbarkeit der Bentonite entgegen, insbesondere bei aktivierten Bentoniten besteht bei langer Lagerung die Gefahr der Deaktivierung. Im Rahmen der Untersuchungen betrug die maximale Lagerungszeit ca. 4 Monate, wobei die Bentonite zum Schutz vor äußeren Einflüssen in diffusionsdichte Kunststoffbeutel eingeschweißt wurden.

Der verwendete Zement ist ein Hochofenzement der Firma Teutonia Zementwerke AG, Hannover. Hierbei handelt es sich um einen nach DIN 1164 genormten Zement mit der Bezeichnung HOZ 35 L NW HS. Er zeichnet sich durch langsame Anfangserhärtung, niedrige Hydratationswärme, hohe Sulfatbeständigkeit und einen niedrigen wirksamen Alkaligehalt aus. Seine Mindestdruckfestigkeit beträgt nach 28 Tagen 35 MPa. Entsprechend den Herstellerangaben sind die wesentlichen chemischen Bestandteile Kieselsäure (SiO<sub>2</sub>) mit einem Anteil von ca. 28 %, Tonerde (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, 9 %), Kalk (CaO, Gesamtkalk 48 %), Magnesia (MgO, 6 %) und Sulfatschwe-

fel ( $\text{SO}_3$ , 4 %). Das erforderliche Probenmaterial wurde ca. alle 4 Monate direkt im Werk mahlfrisch entnommen und in diffusionsdichte Kunststoffbeutel eingeschweißt gelagert.

Das Anmachwasser ist das aus den weichen Wassern des Harzes gewonnene Braunschweiger Leitungswasser. Eine Analyse des Wassers nach DIN 4030 T. 1 zeigte keine betonangreifenden Inhaltsstoffe. Die Gesamthärte beträgt  $2,6^\circ \text{dH}$ , der pH-Wert 7,5 und die Leitfähigkeit 142 mS/cm. Der niedrige Härtegrad des Wassers bewirkt beim Anmachen ein starkes Quellen der Bentonite.

### **4.3 Herstellen der Dichtwandmassen**

#### **4.3.1 Allgemeines**

Bezüglich der Herstellung von Dichtwandmassen im Labor existieren Vorgaben in der Literatur (MESECK, 1987) und in Regelwerken (JESSBERGER, 1993; DIN 4127), die den Stand der Technik wiedergeben. Die Regelwerke dienen der Vereinheitlichung der Herstellverfahren im Rahmen von Eignungsprüfungen.

Die Reihenfolge der Aufbereitung wird von der Notwendigkeit bestimmt, den Bentonit in möglichst reinem, d. h. in elektrolytfreiem Wasser anzumachen. Daher muß der Bentonit vor der Zementzugabe im Wasser dispergiert werden. Die für die Aufbereitung eingesetzte Mischenergie orientiert sich an den auf Baustellen in Großmischanlagen möglichen Energien.

Für die Herstellung ausreichender Probenmengen im Labor sind Chargengrößen zwischen 15 und 30 l erforderlich. Die verwendeten Mischbehälter haben ein Fassungsvermögen von ca. 38 l bei den Vorzugsmaßen (in Anlehnung an JESSBERGER, 1993)  $h = 45 \text{ cm}$ ,  $d_{\text{unten}} = 30 \text{ cm}$ ,  $d_{\text{oben}} = 36 \text{ cm}$ .

Die einzelnen Arbeitsschritte zur labormäßigen Herstellung der Dichtwandmassen für die eigenen Untersuchungen sind:

1. Einrühren des Bentonites in Wasser, 10 min dispergieren bei 2800 U/min mit einem Turboflügelrührer,  $\varnothing 10 \text{ cm}$ ,
2. Aufquellen des Bentonites im Ruhezustand, 30 min für Na-Bentonit und 24 h für Ca-Bentonit
3. Einrühren des Zementes in die Bentonitsuspension mit einem Turboflügel-Rührer, 5 min Mischen mit 1200 U/min,
4. Ermittlung der physikalischen Eigenschaften der frischen Dichtwandmasse direkt nach Beendigung des Mischvorganges und
5. Herstellen der Probekörper.

Vor Beginn der eigentlichen Untersuchungen ist zu prüfen, ob unter den vorgenannten Randbedingungen die gewählten Dichtwandmassen mit den in Tabelle 6 genannten Qualitätskriterien herstellbar sind.

Desweiteren sollten die physikalischen Kennwerte der frischen Dichtwandmasse ermittelt werden, die im Rahmen einer Gleichmäßigkeitskontrolle von den für die Hauptversuche hergestellten Dichtwandmassen einzuhalten sind. Die Prüfung der physikalischen Eigenschaften der Dichtwandmasse erfolgt anhand der in Tabelle 8 aufgeführten Kennwerte.

Kennwert	Prüfmethode	Prüfvorschrift
Dichte $\rho_f$	Spülungswaage	API
Fließgrenze $\tau_f$	Pendelgerät	DIN 4126
Marshzeit $t_M$	Marshtrichter	API
Filtratwasserabgabe $f$	Filterpresse	DIN 4127
pH-Wert	pH-Meter	-
Leitfähigkeit LF	Konduktometer	-

Tabelle 8: Kriterien, Methoden und Vorschriften für die Prüfung der physikalischen Eigenschaften von Einphasendichtwandmassen

Die aufgeführten Untersuchungen sind i. d. R. auch Bestandteile von Qualitätssicherungsmaßnahmen im Rahmen von Bauvorhaben.

#### 4.3.2 Prüfung des Herstellverfahrens

Bei der Herstellung der Dichtwandmassen ist ein Verfahren gefragt, das für eine gleichmäßige Verteilung des Zementes in der Bentonitsuspension sorgt. Inhomogenitäten führen zu Schwächungszonen im Prüfkörper, die dessen Spannungs-Verformungs-Verhalten beeinträchtigen.

Aus der Literatur ist bekannt, daß bereits die Änderung des Durchmessers des Rührwerkzeuges von 10 cm auf 15 cm einen wesentlichen Einfluß auf die Eigenschaften einer Dichtwandmasse haben kann (HERMANNNS, 1993). Wesentlich ist auch die Chargengröße. Zur Klärung der Einflußgrößen Propellerdurchmesser und Chargengröße wurden die Natrium-Bentonit- und die Calcium-Bentonit-Dichtwandmasse mit Propellerdurchmessern von 10 cm und 20 cm in Chargengrößen von 15 und 30 Litern hergestellt und sowohl im frischen als auch im erhärteten Zustand untersucht.

Im ersten Schritt wurden die Kennwerte der frischen Dichtwandmassen ermittelt. Es zeigte sich, daß die Dichtwandmassen bei allen Aufbreitungsmethoden zufriedenstellende Ergebnisse bezüglich Verarbeitbarkeit und Stabilität erreichten. Wesentliche Unterschiede zwischen den verschiedenen Mischungen waren nicht feststellbar. Der Einfluß von Chargengröße und Durchmesser des Rührwerkzeuges auf die frische Dichtwandmasse ist also im untersuchten Rahmen nicht feststellbar. Daher

sind die ermittelten Kennwerte für die weiteren Mischungen als Zielgrößen ansetzbar.

Hingegen ist bei den Eigenschaften der erhärteten Dichtwandmasse ein deutlicher Einfluß der variierten Parameter auf die Festigkeit feststellbar. Bild 8 zeigt die im Probenalter von 14, 28 und 56 Tagen ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten  $q_u$  beider Dichtwandmassen für die unterschiedlichen Aufbereitungsmethoden (Erläuterung der Prüfmethodik des einaxialen Druckversuchs in Kapitel 5). Die angegebenen Meßwerte sind Mittelwerte aus jeweils 3 - 4 Einzelversuchen. Die gestrichelten Linien markieren die Aufbereitung mit dem kleinen Propeller ( $\varnothing$  10 cm) und die durchgezogenen Linien die Aufbereitung mit dem großen Propeller ( $\varnothing$  20 cm) jeweils in Chargengrößen von 15 und 30 Litern. Die insgesamt höheren Festigkeiten wurden von der Calcium-Bentonit-Dichtwandmasse (obere Kurvenschar) erreicht. Die Mischungen sind nach der Bentonitsorte, Popellerdurchmesser/Chargengröße bezeichnet.

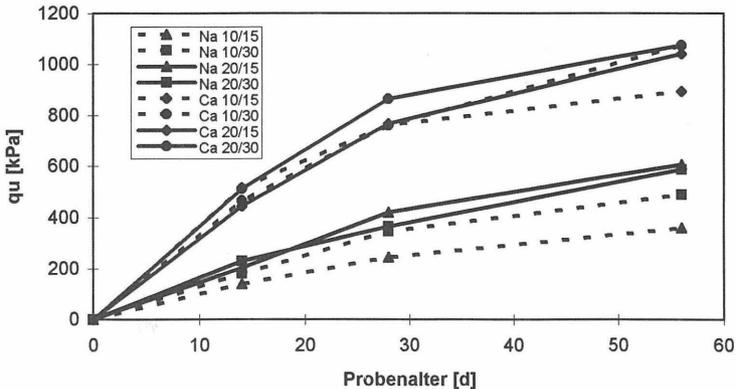


Bild 8: Einaxiale Druckfestigkeiten für unterschiedlich aufbereitete Dichtwandmassen

Bei der Herstellung der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse ist die Aufbereitung mit dem kleinen Propeller offensichtlich nicht ausreichend, da sich die Festigkeit hier deutlich schlechter als bei der Aufbereitung mit dem großen Propeller entwickelt. Dies ist jedoch weniger eine Frage des auf die Chargengröße bezogenen Energieeintrages. Vielmehr scheinen hier die Strömungsverhältnisse im Mischbehälter eine gleichmäßige Verteilung des Zementes zu verhindern. Beim Rühren hat sich anstatt einer turbulenten, die Suspension durchwalkende und somit homogenisierende Strömung eine gleichmäßig rotierende Strömung in der Suspension eingestellt. Dies war besonders an der 15l-Charge feststellbar, bei der die erforderliche Druckfestigkeit von 350 kPa erst nach 56 Tagen knapp erreicht wird.

Insgesamt zeigen die Untersuchungen, daß die über Drehzahl und Durchmesser des Rührwerkzeuges quantifizierbare Mischenergie in den durch die gängigen Herstellvorschriften vorgegebenen Grenzen keinen Einfluß auf die hergestellten Dichtwandmassen besitzen. Zu beachten sind jedoch die Strömungsverhältnisse im Mischbehälter. Für eine gute Homogenisierung des Zementes ist eine unregelmäßige, alle Bereiche der Suspension erfassende Bewegung unbedingt erforderlich.

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse erfolgt das Untermischen des Zementes bei der Herstellung aller Dichtwandmassen für die Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens mit Hilfe des Propellerflügels mit einem Durchmesser von 20 cm. Die Chargengröße liegt immer zwischen 15 und 25 Litern.

Da die Grundmaterialien ihre Eigenschaften im Verlauf der Lagerungszeit verändern, wurden die Prüfkörper für eine Versuchsserie an jeweils einem Termin hergestellt, damit die Versuchsergebnisse aus einer Serie direkt vergleichbar sind.

#### 4.4 Hydratation der Dichtwandmasse

Ihre Festigkeit erhält eine Dichtwandmasse durch die Bildung des Zementsteines. Die Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse wird daher durch die Hydratation des Zementes bestimmt. Die Hydratation verläuft bei allen Zementen prinzipiell gleich. Sie ist in drei Stufen einzuteilen. Die Entwicklung der Hydratphasen in den drei Stufen ist in Bild 9 dargestellt.

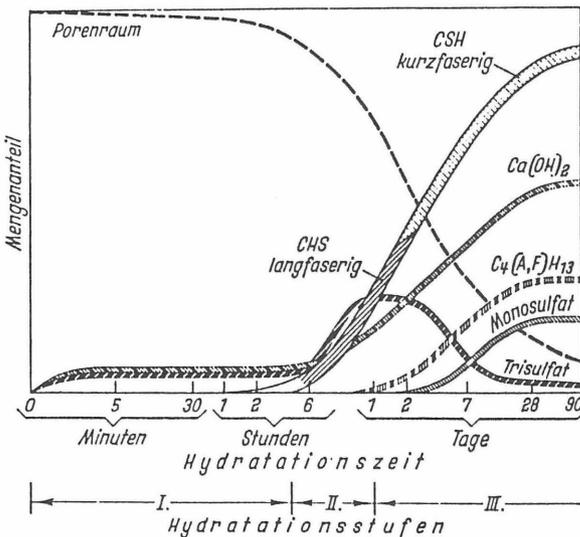


Bild 9: Entwicklung der Hydratphasen (LOCHER et al., 1976)

Bei Wasserzutritt reagiert vom Zement als erstes das Tricalciumaluminat ( $\text{C}_3\text{A}$ ). Mit Hilfe des im Zement enthaltenen Gipses bildet das  $\text{C}_3\text{A}$  wasserreiches Trisulfat

(Ettringit), was zunächst ein Ansteifen des Zementleimes verhindert. Neben dem Ettringit entsteht Kalkhydrat. Beide Stoffe besitzen nur eine geringe Festigkeit. Weitere Hydratationsprodukte werden in der ersten Hydratationsstufe nicht gebildet. Nachfolgend tritt eine Ruhezeit ein, in der der Zement verarbeitbar bleibt. Diese Ruhezeit wird verlängert, wenn sich aus der Oberfläche der Zementbestandteile Calciumionen herauslösen. Die so entstandene calciumarme Oberfläche muß sich vor dem Fortschreiten der Hydratation abbauen (LOCHER et al., 1976). Der in Dichtwandmassen enthaltenen Bentonit, insbesondere Natrium-Bentonit, ist bestrebt, Calciumionen aus der Zementoberfläche herauszulösen und als Zwischenschichtkation anzulagern. Die so entstandene calciumarme Zementoberfläche verlängert die Hydratationsphase I und die Verarbeitungszeit der Dichtwandmassen.

Die zweite Hydratationsstufe ist durch den Aufbau feiner und langfaseriger CSH-Phasen (in Bild 9 nach LOCHER fälschlich als CHS-Phasen bezeichnet) und die weitere Bildung von Ettringit gekennzeichnet. Mit den langfaserigen CSH-Phasen erhält der Zementleim ca. 24 Stunden nach dem Anmachen ein Grundgefüge und damit seine erste Festigkeit. Der Beginn der zweiten Hydratationsstufe ist mit dem Erstarrungsbeginn gleichzusetzen. Das Erstarren geht in die Erhärtung über, wenn die langen CSH-Phasen die wassergefüllten Zwischenräume überbrücken.

In der dritten Hydratationsstufe entstehen aus Tri- und Dicalciumsilicat kurze CSH-Phasen als Fasern und Nadeln unter Abspaltung von Kalkhydrat. Die kurzen CSH-Phasen wachsen in den wassergefüllten Raum hinein und verdichten diesen somit. Nach ca. 90 Tagen kommt dieser Prozeß zum Stillstand. Es ist ein stabiles Gefüge entstanden. Die Geschwindigkeit der Festigkeitsentwicklung in der dritten Hydratationsstufe hängt wesentlich von der Art des Calciumsilikates ab. Tricalciumsilicat bewirkt eine schnelle Anfangsfestigkeit, Dicalciumsilicat eine niedrige Anfangsfestigkeit.

Der Gradmesser für den Hydratationszustand ist der Hydratationsgrad  $m$  als Verhältnis der hydratisierten Zementmasse zur Zementausgangsmasse. Parallel zur Hydratation verläuft die Festigkeitsentwicklung des Zementes, so daß die auf die Endfestigkeit bezogene Festigkeit des Zementes ein Maß für den Hydratationsgrad ist. Das gleiche gilt für die Dichtwandmassen.

Der Hydratationszustand hat einen wesentlichen Einfluß auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse. Für die Planung der zu diesem Thema durchzuführenden Versuche muß daher zunächst die grundsätzliche Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmassen bekannt sein.

In den ersten 3 Tagen verhält sich die Dichtwandmasse wie eine hochviskose Flüssigkeit. Frühestens nach 3 Tagen können Druckfestigkeiten ermittelt werden. Hier wurde die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  an einer Dichtwandmasse auf Natrium-Bentonit-Basis im Probenalter zwischen 7 und 558 Tagen ermittelt. Die Versuchstechnik des Einaxialen Druckversuches wird in Kapitel 5 erläutert. Den ermittelten Festigkeitsverlauf zeigt Bild 10 im logarithmischen Zeitmaßstab. Dargestellt sind die Mittelwerte aus drei Teilversuchen je Prüftermin. Die angegebenen Regressionsgleichungen beschreiben die Zusammenhänge zwischen dem Probenalter und der Druckfestigkeit im Bereich zwischen 15 und 85 Tagen sowie zwischen 85 und 558 Tagen.

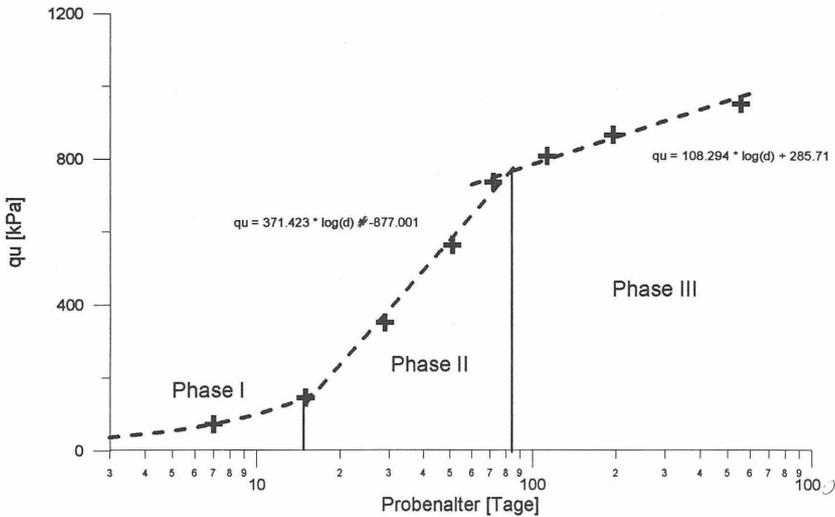


Bild 10: Festigkeitsentwicklung der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse 40/200

Die Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse ist mit einer stetigen Funktion nicht zufriedenstellend beschreibbar. Vielmehr bietet sich eine Einteilung des Erhärtungsverlaufes in drei Phasen an. In der die ersten 15 Tage umfassenden Phase I entwickelt sich eine Festigkeit von ca. 150 kPa. Den größten Festigkeitszuwachs erfährt die Dichtwandmasse in der Phase II zwischen 15 und 85 Tagen. Danach findet in der Phase III eine deutlich verlangsamte Verfestigung statt. Die Festigkeitssteigerung je Tag läßt sich aus der Ableitung der für den jeweiligen Bereich angegebenen Funktion  $q_u = f(\text{Probenalter})$  für jedes Probenalter ermitteln. Für die Phase III ergibt sich die Festigkeitssteigerung  $q_u' = \Delta q_u / \text{Tag}$  im Untersuchungszeitraum mit dem Probenalter  $t$  in Tagen zu

$$q_u' = \frac{108,3}{2,3 \times t} [kPa / d].$$

Leime aus langsam erhärtendem Zement mit Wasser/Zement-Werten  $w/z < 1,0$  entwickeln - abhängig von der Zementsorte - bis zum Probenalter von 28 Tagen ca. 60 - 95 % ihrer Festigkeit nach einem Jahr (vgl. WESCHE, 1980). Die Hydratation der Dichtwandmasse verläuft langsamer. Dies liegt an dem hohen  $w/z$ -Wert der Dichtwandmasse, als dessen Folge die Zementteilchen längere Zeit zum Zusammenwachsen durch den wassergefüllten Bereich benötigen.

Der Vergleich zwischen der Entwicklung der Hydratationsprodukte des Zementes und der Festigkeitsentwicklung der Dichtwandmasse legt den Schluß nahe, daß die Festigkeit der Dichtwandmasse erst durch die Entstehung der kurzfasrigen CSH-Phasen erreicht wird. Offensichtlich wird durch die langen CSH-Phasen allein keine ausreichende Vernetzung hergestellt. Trotzdem scheint die Endfestigkeit der Dichtwandmasse wesentlich von der Entwicklung langfasriger CSH-Phasen abhängig zu

sein. Erfahrungen aus Baustellenversuchen zeigen, daß Verarbeitungszeiten, die mit über 12-16 h in die Hydratationsstufe II reichen und somit die Bildung der langfaserigen CSH-Phasen behindern, die Endfestigkeit der Dichtwandmasse deutlich verringern. Dieser Effekt kann durch die Verlängerung der Hydratationsphase I mit Hilfe von Abbindeverzögerern verhindert werden.

#### **4.5 Struktur und Gefüge der erhärteten Dichtwandmasse**

Die mechanischen Eigenschaften eines Baustoffes sind zum einen von seinem atomaren und molekularen Aufbau, der Struktur, und zum anderen von seinem Gefüge abhängig. Das Gefüge, oder auch die Grobstruktur, ergibt sich aus den in der Struktur eingebauten Fehlern und Imperfektionen.

Die Dichtwandmasse besteht i. w. aus einer flüssigen und einer festen Phase. Die flüssige Phase ist das Wasser, die feste Phase besteht aus dem hydratisierten Zement und dem Bentonit. Beide Phasen zusammen bilden ein poröses System, wobei die Poren wassergefüllt sind. Der Aufbau des porösen Systems wird zum einen vom Zement bzw. seinen Hydratationsprodukten und zum anderen von dem Gerüst, das die Bentoniteilchen bilden, bestimmt.

Für die vollkommene Hydratation benötigt der Zement das 0,4-fache seiner Ausgangsmasse an Wasser ( $w/z = 0,4$ ). Bei diesem Verhältnis entstehen im Zement sogenannte Gelporen mit einem mittleren Durchmesser von 15 nm. Von dem Hydratationswasser wird das 0,25-fache der Zementeinwaage (Z) chemisch gebunden und dabei um ca. 24% verdichtet. Durch dieses „chemische Schrumpfen“ entstehen luftgefüllte Gelporen mit einem Anteil von  $0,06 \times Z$ . Das restliche Hydratationswasser wird physikalisch in den Gelporen gebunden.

Bei  $w/z > 0,4$  wird das überschüssige Wasser nicht gebunden und verbleibt in den entstehenden Poren. Über  $w/z = 0,55$  entstehen zusammenhängende Kapillarporen mit etwa dem 1000-fachen Durchmesser der Gelporen. Der Anteil an Kapillarporen nimmt mit steigendem  $w/z$  - Wert zu (ROSTÁSY, 1983).

Die Festigkeit der Dichtwandmasse wird durch die Bindung der einzelnen Teilchen untereinander bestimmt. Mögliche Bindungsarten zwischen Mikrostrukturen und deren relative Festigkeiten sind (KÉZDI, 1969)

Ionenbindung und kovalente Bindung:	40 - 100
Hydrogenbindung:	10 - 20
van-der-Waalsche Kräfte:	1 - 10.

Ionenbindungen und kovalente Bindungen treten zwischen einzelnen Atomen auf, z. B. zwischen den einzelnen Bestandteilen eines Tonminerals. Diese Bindungsarten bringen die sogenannten primären Bindungskräfte auf. Aufgrund der Dipolarität des Wassers können Hydrogenatome, obwohl sie einem bestimmten Molekül angehören, mit benachbarten Molekülen in Wechselwirkung treten. Diese Bindung wird Hydrogenbindung genannt und bewirkt z. B. die Bindung von Wassermolekülen an Tonminerale (GRIM, 1986). Die van-der-Waalschen Kräfte entstehen als elektrostatische Kräfte aus den elektrischen Feldern zwischen den Molekülen, die durch die Kreisbewegung der Elektronen aufgebaut werden. 77 % der van-der-Waalschen

Kraft entsteht durch die sogenannte Orientierungswirkung, die sich, wie die Hydrogenbindung, aus der Anziehung dipolarer Moleküle ergibt (KÉZDI, 1969).

Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren verlieren ihre Festigkeit bei Trocknung fast vollkommen. Dies kann ein Hinweis darauf sein, daß Wasserbindungen wesentlich zur Festigkeit der Dichtwandmasse beitragen. Möglicherweise wird aber auch die Struktur der Dichtwandmasse durch die bei der Trocknung entstehenden Schrumpfkkräfte beschädigt.

Wesentlich für den Zusammenhalt von Zementleim, und somit für die Festigkeit der Dichtwandmasse im Größenbereich der Gelporen, sind die van-der-Waalschen Kräfte. Zu beachten ist jedoch, daß das Gefüge des Zementsteins mit steigendem w/z-Wert durch Kapillarporen aufgelockert und somit geschwächt wird. Die Festigkeit von Zementstein fällt mit zunehmender Porosität (ROSTÁSY, 1983).

Bei den für die Untersuchungen ausgewählten Dichtwandmassen liegen die w/z-Werte mit  $w/z = 4,6$  (Na-Bentonit-Dichtwandmasse) bzw.  $w/z = 4,2$  (Ca-Bentonit-Dichtwandmasse) im Vergleich zu üblichen Betonen und Zementmörteln sehr hoch. Dies läßt auf einen hohen Anteil an Kapillarporen schließen.

Die Entwicklung der Struktur der Dichtwandmasse wird vom Aufbau des Bentonites in der Suspension beeinflußt. Das Gerüst, das von den Bentonitteilchen gebildet wird, gibt den Porenraum vor, in den die Hydratphasen des Zementes hineinwachsen. Nach VALI ist bei Portlandzement-Smectit-Suspensionen mit einer der Dichtwandmasse entsprechenden Zusammensetzung in erster Linie mit basisparalleler Anlagerung der einzelnen Bentonitteilchen zu rechnen. Sogenannte Kartenhausstrukturen konnten nicht festgestellt werden (VALI et al., 1988). Die Anordnung der Bentonitteilchen ist abhängig von der Art der Zwischenschichtkationen im Bentonit, also davon, ob ein Na- oder ein Ca-Bentonit verwendet wird. Natriumbentonite zerfallen in ihre Einzellamellen, die über Fläche-Fläche-Kontakte ein dreidimensional-unendliches Foliennetzwerk aufbauen. Calciumbentonite bilden ein vergleichsweise grobporiges Gerüst mehrlagiger Montmorillonitschichten. Innerhalb dieses Gerüsts kommt es sowohl zu Kante-Kante-Kontakten als auch zu Fläche-Kante-Kontakten (KÖHLER, 1994).

Der Aufbau des Porensystems bestimmt das Verhalten des Wassers unter mechanischer Beanspruchung und damit auch - unter bestimmten Randbedingungen - das mechanische Verhalten der Dichtwandmasse. Mögliche Formen des Porenwassers zeigt Bild 11.

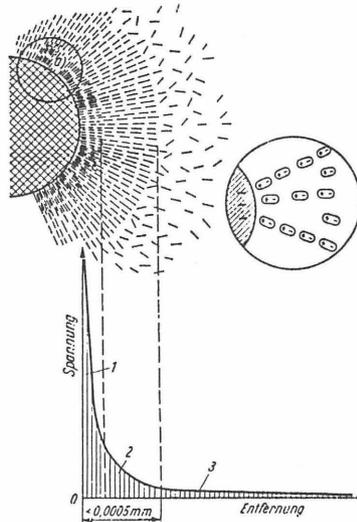


Bild 11: Molekulare Wechselwirkung der molekularen Kräfte im System Feststoff-Wasser (KÉZDI, 1969)

Die Beweglichkeit des Wassers nimmt mit der Entfernung von der Feststoffoberfläche und den gleichzeitig fallenden Bindungskräften stark zu. Die erste an der Kornoberfläche angelagerte Wasserschicht (1) ist aufgrund der hohen Oberflächenspannung von bis zu 2000 MPa unbeweglich und von eisähnlicher Konsistenz. Das Wasser der Schicht (2) wird als gebundenes Wasser bezeichnet. Erst im Abstand von  $0,5 \mu\text{m}$  ist das Wasser frei beweglich (3) (KÉZDI, 1969). Einen sich hieraus ergebenden Zusammenhang zwischen dem Hauptporenradius und dem Durchlässigkeitsbeiwert der Dichtwandmasse zeigte HERMANN auf (HERMANN, 1993, S. 107).

Die Erfassung der Porenstruktur der für die eigenen Untersuchungen verwendeten Natriumbentonit- und Calciumbentonit-Einphasen-Dichtwandmassen erfolgte mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie. Bei diesem Verfahren wird die Quecksilbermenge gemessen, die bei ansteigenden Druckstufen in die Probe eingedrückt wird.

Die Versuchsauswertung basiert auf der idealisierenden Annahme zylinderförmiger Poren, die Porenform wird also nicht berücksichtigt. Da das Quecksilber eine nicht benetzende Flüssigkeit ist, muß es unter Druck in die Poren eingedrückt werden. Der erforderliche Druck ist eine Funktion des Porendurchmessers.

Der zum Eindringen der Flüssigkeit in eine Pore mit dem Radius  $r$  erforderliche Druck  $p$  berechnet sich zu

$$p = \frac{-2\sigma^* \cos\Theta}{r}$$

mit  $\sigma$  = Oberflächenspannung der Flüssigkeit  
 $\Theta$  = Benetzungswinkel der Flüssigkeit.

Mit den Materialkennwerten  $\sigma = 48 \text{ Pa}$  und  $\Theta = 140^\circ$  für Quecksilber ergibt sich der Porenradius  $r$  zu

$$r[\text{nm}] = \frac{7500}{p[\text{bar}]}$$

Das Probenmaterial ist vor der Untersuchung zu trocknen. Eine Ofentrocknung bei  $105^\circ \text{ C}$  führt zu beschleunigtem Abbinden und somit zu Strukturveränderungen. Daher wurde das Probenmaterial nach einer Schockgefrierung bei  $-52^\circ \text{ C}$  gefriergetrocknet und anschließend im Exsikkator bei  $5 \times 10^{-02} \text{ bar}$  evakuiert. Durch dieses Verfahren wurde 99 % des bei  $105^\circ \text{ C}$  austreibbaren Wassers aus der Probe entfernt. Die erforderliche Probenmenge beträgt ca. 0,5 g.

Das Ergebnis des Versuchs, die Porenradienverteilung, ist in Bild 12 für die Na-Dichtwandmasse und in Bild 13 für die Ca-Dichtwandmasse als Summenkurve des Volumens der Poren mit jeweils größerem Radius und als Ableitung  $\Delta V/\Delta \log(r)$  dieser Kurve über dem Logarithmus des Porenradius dargestellt. Untersucht wurden die Poren im Makrobereich ( $r > 6 \mu\text{m}$ ) und im Mikrobereich ( $r < 6 \mu\text{m}$ ). Im Makrobereich wurden keine Poren festgestellt. Das gemessene Mengenverhältnis zwischen dem eingepressten und dem nach Druckablaß wieder herausgeflossenen Quecksilbers läßt darauf schließen, daß keine Flaschenhalssporen vorhanden sind, die die Porenradienmessung verfälschen würden.

Die Kurven der NA - DWM (Bild 12) zeigen einen Hauptporenradius von ca.  $0,9 \mu\text{m}$ . Diese Poren sind aufgrund ihrer Größe als Kapillarporen einzuordnen. In einem großen Teil der Poren kann also Wasser frei fließen, da das Wasser erst bei Radien unterhalb von  $0,5 \mu\text{m}$  gebunden wird (vgl. Bild 11). Die Ableitungskurve besitzt ein Nebenmaximum bei den Gelporen des Zementsteins zwischen  $0,02 \mu\text{m}$  und  $0,07 \mu\text{m}$ . Der mittlere Porenradius wurde zu  $0,975 \mu\text{m}$ , die Gesamtfläche zu ca.  $100 \text{ m}^2/\text{g}$  und die Gesamtporosität zu ca. 80 % ermittelt.

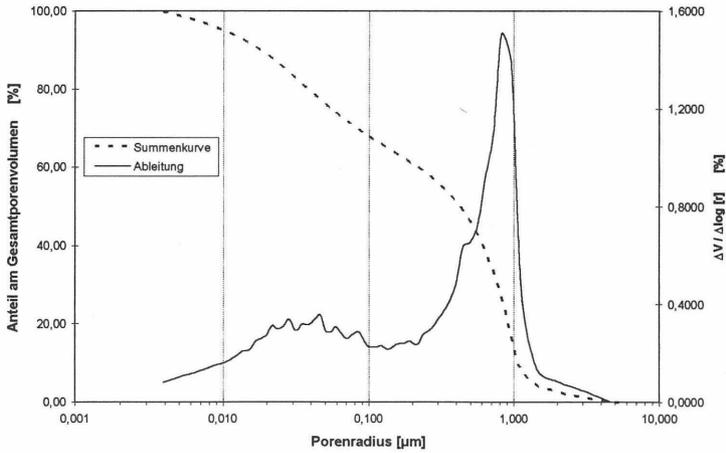


Bild 12: Porenradienverteilung der Na-Bentonit-DWM

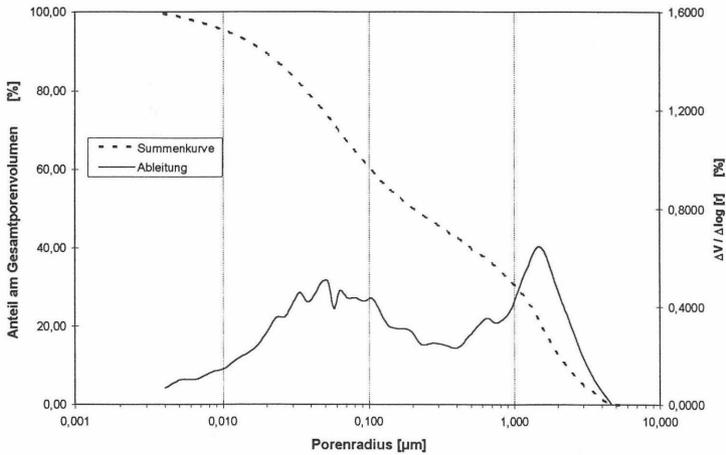


Bild 13: Porenradienverteilung der Ca-Bentonit-DWM

An der Porenradienverteilung der Ca-Bentonit-Dichtwandmasse sind zwei Hauptporenradien zu erkennen. Der erste Hauptporenradius liegt mit 1,6  $\mu\text{m}$  im Bereich der Kapillarporen und ein zweites Maximum mit 0,5  $\mu\text{m}$  im Bereich der Gelporen. Die

Gesamtporosität beträgt 77 % und die spezifische Oberfläche 58 m<sup>2</sup>/g. Im Vergleich zur Na-Dichtwandmasse macht sich am größeren Hauptporenradius das gröbere Gerüst des Ca-Bentonites bemerkbar. Die Gesamtporosität ist aufgrund des höheren Feststoffanteils niedriger als bei der Na-Bentonit-Dichtwandmasse.

## **4.6 Vorbehandlung der Dichtwandmassen**

### **4.6.1 Thermische Vorbehandlung**

Bei bestimmten Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten der Einphasen-Dichtwandmassen sind langandauernde Versuche durchzuführen. Hierbei soll der Einfluß der fortschreitenden Hydratation ausgeschaltet werden, um eine klare Trennung der das Versuchsergebnis beeinflussenden Parameter von hydratationsbedingten Einflüssen vornehmen zu können. Die einzige Möglichkeit, die hydratationsbedingten Einflüsse auszuschalten, liegt in der Verwendung möglichst alter Probekörper. Entsprechend der in Kapitel 4.4.1 beschriebenen Festigkeitsentwicklung sollten die Dichtwandmassen für Langzeitversuche in der Phase III ihrer Festigkeitsentwicklung stehen, d. h., sie sollten älter als 100 Tage sein.

Bei der Durchführung von Laborversuchen sind lange Warteperioden von 100 Tagen unpraktikabel. Daher wurde geprüft, inwieweit die Alterung der Dichtwandmassen durch Lagerung bei erhöhten Temperaturen (thermische Vorbehandlung) beschleunigt werden kann.

Im Betonbau wird die thermische Vorbehandlung zur Beschleunigung der Erhärtung eingesetzt. Insbesondere im Fertigteilbau ermöglicht die Eigenschaft des Zementes, bei hohen Temperaturen schneller abzubinden, die Verringerung der Schalzeiten.

Bei Lagerung von Probekörpern unter 100° C entstehen grundsätzlich die gleichen Hydratationsprodukte des Zementes wie bei Normlagerung mit 20 ° C, jedoch können die Anteile variieren. Die thermische Vorbehandlung kann eine Vergrößerung der Struktur durch Vergrößerung der Porenradien infolge eines niedrigeren Anteil langer CSH-Phasen bewirken. In den Zementeigenschaften macht sich das durch erhöhte Durchlässigkeit und verringerte Festigkeit bemerkbar. Die Kriech-eigenschaften werden nur bei niedrigen w/z-Werten von ca. 0,4 beeinflusst, da das Material austrocknen kann. Als relativ unempfindlich gegen Festigkeitsverlust bei erhöhter Lagerungstemperatur gelten Hochofenzemente mit CaO-Gehalten zwischen 47 % und 52 %. (ALTNER und REICHEL, 1981).

Für den Einsatz der thermischen Vorbehandlung im Rahmen weiterer Untersuchungen ist zunächst zu prüfen, ob Dichtwandmassen durch Lagerung bei erhöhter Temperatur schneller altern. Gleichzeitig muß sichergestellt sein, daß sich das Spannungs-Verformungs-Verhalten thermisch vorbehandelter Dichtwandmassen gegenüber normalgelagerten Dichtwandmassen im Endzustand nicht gravierend unterscheidet. Für diesen Nachweis wurden vergleichende Untersuchungen an Natrium-Bentonit- und Calcium-Bentonit-Dichtwandmassen mit Lagerungstemperaturen von 20°, 40° und 60° C durchgeführt. Höhere Temperaturen konnten mit der vorhandenen Apparatur nicht langfristig sichergestellt werden. Prüfkriterien sind die Kennwerte „Einaxiale Druckfestigkeit“ und „Elastizitätsmodul“ aus dem einaxialen

Druckversuch (Beschreibung des Versuchs in Kap. 5). Die Druckversuche wurden in Probenaltern zwischen 1 und 199 Tagen durchgeführt.

Für die Versuchsserie wurden die Probekörper folgendermaßen behandelt:

1. Herstellen der Dichtwandmassen und Probekörper nach dem bereits beschriebenen Verfahren,
2. 2 Stunden lang Vorlagern der Probekörper an der Luft bei 20° C,
3. Füllen der Lagerbehälter mit Wasser,
4. über 3 h Steigerung der Temperatur bis zur gewünschten Lagerungstemperatur von 40° bzw. 60° C,
5. Lagerung der Probekörper bei 20°, 40° bzw. 60° C bis zum Prüftermin und
6. Abkühlen der Probekörper, ausdrücken aus dem Schalkörper und Durchführung einaxialer Druckversuche an Probekörpern  $h = 20$  cm,  $\varnothing = 10$  cm.

Vorversuche zeigten, daß in den Lagerungsbehältern überall eine gleiche Temperatur herrschte. Die Aufheizung der Probekörper erfolgte fast parallel zur Aufheizung des Wassers. Die maximale Temperaturdifferenz zwischen Wasser und Dichtwandmasse betrug ca. 2° C und baute sich innerhalb weniger Minuten nach Erreichen der eingestellten Lagerungstemperatur ab.

Für die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse an unterschiedlich alten und unterschiedlich vorbehandelten Probekörpern wird hier der Begriff des „Reifegrades“ R als zusammenfassendes Maß für die beiden Komponenten „Zeit“ und „Temperatur“ eingeführt. Für die Definition des Reifegrades stehen aus der Literatur unterschiedliche Definitionen zur Verfügung, die sich i. w. im Potenzansatz des Zeiteinflusses unterscheiden. Bei Auswertung der Untersuchungen erwies sich die von MIRINOV und GANIN (s. ALTNER und REICHEL, 1981) für Hochofenzemente aufgestellte Beziehung

$$R = (T + 30)^{2,5} \times t$$

mit R = Reifegrad in Kh  
T = Temperatur in ° C  
t = Erhärtszeit in h

als am sinnvollsten.

Die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten  $q_u$  der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse sind in Bild 14 und der Ca-Bentonit-Dichtwandmasse in Bild 15 als Funktion des Reifegrades für die Lagerungstemperaturen 20°, 40° und 60° C dargestellt. Die Druckfestigkeiten sind jeweils die Mittelwerte aus mindestens drei Teilversuchen.

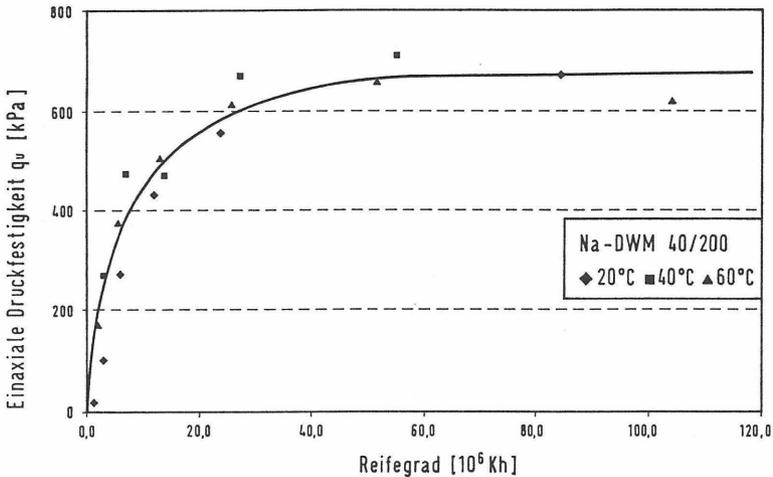


Bild 14: Einaxiale Druckfestigkeit Na-Bentonit-Dichtwandmasse in Abhängigkeit vom Reifegrad nach MIRONOV

Der Festigkeitsentwicklung der Na-Bentonit-Dichtwandmasse ist für alle Temperaturen annähernd gleich. Nach einem relativ starken Anstieg bis zum Reifegrad von  $35 \times 10^{06}$  Kh entwickelt sich die Festigkeit deutlich langsamer. Nach der Formel von Mironov entspricht der Reifegrad  $R = 35 \times 10^{06}$  Kh einer Lagerungsdauer von 82 Tagen bei  $20^\circ$  C und kennzeichnet somit entsprechend Bild 10 in der Festigkeitsentwicklung den Beginn der Phase III. Die Endfestigkeiten liegen relativ eng zusammen. Die Entwicklung des Elastizitätsmoduls verläuft annähernd parallel zur Festigkeit. Somit kann festgestellt werden, daß das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse durch eine thermische Vorbehandlung kaum verändert wird. Im Rahmen der nachfolgenden Untersuchungen kann also die Alterung der Na-Bentonit-Dichtwandmasse mit Hilfe der thermischen Vorbehandlung beschleunigt werden, ohne deren zu untersuchende Eigenschaften zu beeinflussen.

Anders verhält es sich bei Ca-Bentonit-Dichtwandmassen. Bei Normallagerung stellt sich das gewohnte Bild mit kontinuierlicher Festigkeitsentwicklung bis zu einem Reifegrad von ca.  $30 \times 10^{06}$  ein. Bei thermischer Vorbehandlung hingegen entwickelt sich eine extrem hohe Anfangsfestigkeit, die annähernd die Endfestigkeit erreicht. Zu beachten ist auch, daß bei  $40^\circ$  C - Lagerung nur ca. 70 % der Endfestigkeit gegenüber der  $60^\circ$  C - Lagerung erreicht werden. Die Untersuchungsergebnisse werden durch relativ hohe Versuchsstreuungen beeinträchtigt. Diese hohen Streuungen sind bei Ca-Bentonit-Dichtwandmassen bekannt und werden i. d. R. durch die besonders starken Sedimentationserscheinungen im oberen Teil der Probe hervorgerufen.

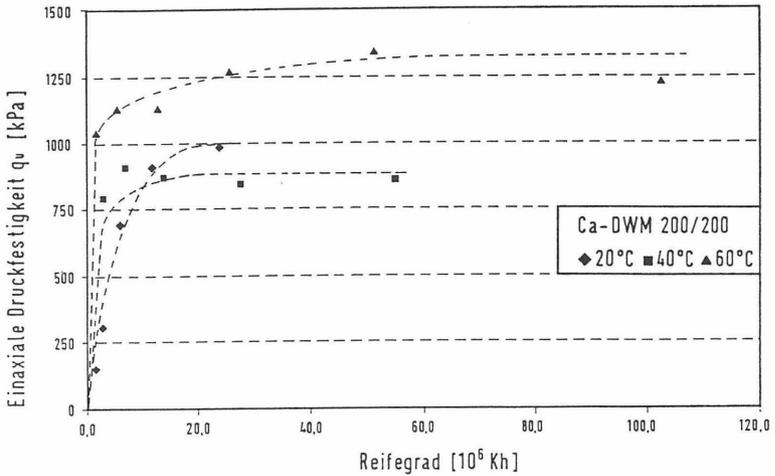


Bild 15: Einaxiale Druckfestigkeit Ca-Bentonit-DWM in Abhängigkeit vom Reifegrad nach MIRONOV

Zur Überprüfung der grundsätzlichen Eignung von Natrium-Bentonit-Dichtwandmassen für die thermische Vorbehandlung wurde eine Versuchsserie mit modifiziertem Zement durchgeführt. Der Zement bestand zu 50 % aus dem üblichen Hochofenzement und zu 50 % aus gemahlenem Ölschiefer (GÖS). Gemahlener Ölschiefer verringert die Endfestigkeit von Natrium-Bentonit-Dichtwandmassen bei Normlagerung (KAYSER, 1993). Sollte die thermische Vorbehandlung von Na-Bentonit-Dichtwandmassen allgemein zulässig sein, so müsste sich die verringerte Endfestigkeit bei unter 60° C gelagerten Proben bereits nach kurzer Zeit abzeichnen.

Die in Bild 16 in Abhängigkeit vom Reifegrad dargestellten Druckfestigkeiten bei 20° und 60° C - Lagerung zeigen jedoch deutlich die jeweils unterschiedliche Festigkeitsentwicklung. Es kann also nicht aus den 60°-Festigkeitswerten auf die 20°-Festigkeitswerten geschlossen werden.

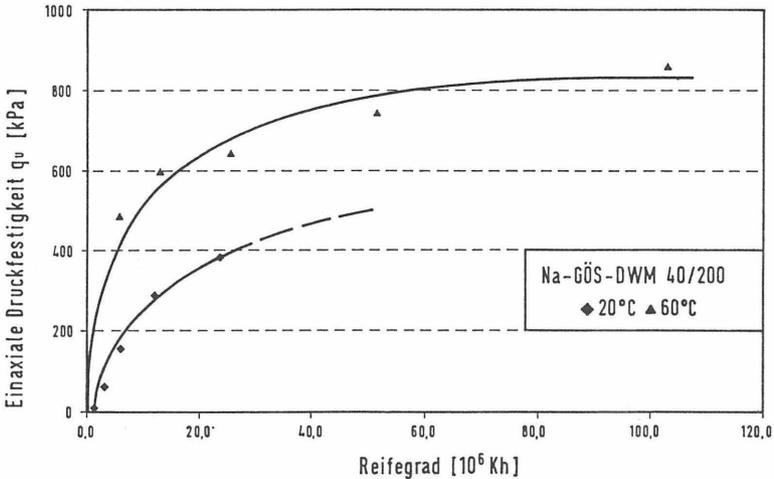


Bild 16: Einaxiale Druckfestigkeit der Na-Bentonit-DWM mit modifiziertem Zement

Zusammenfassend sind aus den Untersuchungen zur thermischen Vorbehandlung von Dichtwandmassen folgende Schlüsse zu ziehen:

1. Die gewählte Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse kann einer thermischen Vorbehandlung zur beschleunigten Alterung unterzogen werden. Der Hydratationszustand wird durch die Formel nach MIRONOV zutreffend beschrieben.
2. Natrium-Bentonit-Dichtwandmassen sind nicht grundsätzlich für eine thermische Vorbehandlung, wie sie z. B. im Rahmen eiliger Eignungsprüfungen vorteilhaft wäre, geeignet.
3. Bei der Beschleunigung der Alterung von Ca-Bentonit-Dichtwandmassen mit Hilfe der thermischen Vorbehandlung ist ein deutlicher Einfluß der Lagerungstemperatur auf die mechanischen Eigenschaften der Dichtwandmasse zu erwarten.

#### 4.6.2 Hydratation unter Druck

Die Hydratation der Dichtwandmasse findet bei hergestellten Dichtwänden unter dem durch die frische Dichtwandmasse in der Tiefe erzeugten hydrostatischen Druck statt. Hier stellt sich die Frage, ob der hydrostatische Druck die Hydratation und damit die mechanischen Eigenschaften der Dichtwandmasse beeinflusst. Dieser Frage wird im folgenden nachgegangen.

Das Prüfkriterium für die Untersuchungen ist die einaxiale Druckfestigkeit. Von der Herstellung bis zur Durchführung der einaxialen Druckversuche (näheres zur Versuchssystematik in Kapitel 5) wurde eine Probenserie unter Wasser bei Atmo-

sphärendruck und eine Probenserie bei einem Überdruck von 6 bar in dem in Bild 17 gezeigten Druckbehälter gelagert. Ein Überdruck von 6 bar entspricht bei einer Dichtwandmasse mit der Dichte  $\rho_f = 12 \text{ kN/m}^3$  einer Schlitztiefe von 50 m. Die Probekörperabmessungen betragen  $h/d = 7,5/3,6 \text{ cm}$ . Geprüft wurde immer unter Atmosphärendruck.

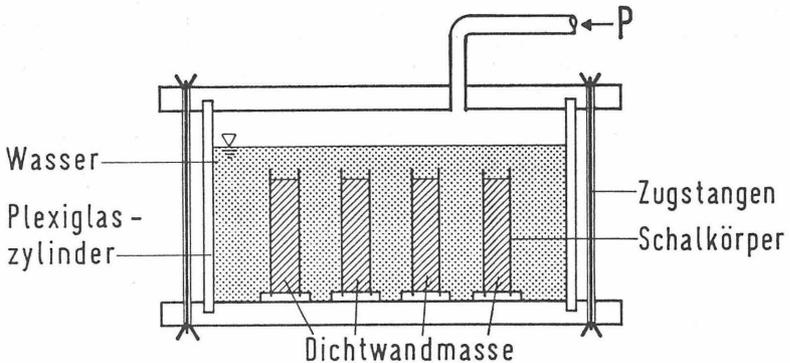


Bild 17: Lagerbehälter für Dichtwandmassen unter Druck

Das Untersuchungskonzept basiert auf der Annahme, daß sich ein Einfluß des hydrostatischen Druckes auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse in der statistischen Verteilung der Druckfestigkeiten abzeichnet. Die Druckfestigkeiten der unter Überdruck gelagerten Proben müßten im Falle einer Beeinflussung eine andere Grundgesamtheit bilden als die unter Atmosphärendruck gelagerten Proben. Insgesamt wurden die in Tabelle 9 mit den Mittelwerten und Standardabweichungen der ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten  $q_u$  aufgeführten Serien geprüft.

Serie	Probenalter	Überdruck	Probenanzahl	einaxiale Druckfestigkeit	Standardabweichung
	[d]	p [bar]	n [-]	$q_u$ [kPa]	s [kPa]
I	14	0 bar	13	249	17
II	14	6 bar	15	265	13
III	28	0 bar	14	432	26
IV	28	6 bar	14	465	47

Tabelle 9: Versuchsserien zur Prüfung der Wirkung des hydrostatischen Überdruckes

Die Versuchsergebnisse zeigen tendenziell höhere Festigkeiten bei Lagerung unter Druck. Die ermittelten Werte unterliegen jedoch relativ großen Streuungen. Mit Hilfe

des Wahrscheinlichkeitspapiers wird genauer untersucht, ob sich durch die unterschiedliche Lagerung signifikante Unterschiede ergeben. Auf dem Wahrscheinlichkeitspapier sind auf der Abszisse die Beobachtungsdaten - hier die Druckfestigkeit - und auf der Ordinate die empirische Verteilungsfunktion  $S_n$  aufzutragen. Die Ordinate ist nach dem Gauß'schen Integral für die Normalverteilung eingeteilt. Eine Grundgesamtheit ist dann normalverteilt, wenn alle Punkte annähernd auf einer Geraden liegen (HARTUNG, 1993). Jede normalverteilte Grundgesamtheiten läßt sich demnach in einer Geraden darstellen. In Bild 18 sind die ermittelten Druckfestigkeiten der 4 Beobachtungsserien im Wahrscheinlichkeitspapier aufgetragen, wobei die empirische Verteilungsfunktion für die zwei Serien eines Prüftermins zusammengefaßt ermittelt wurde.

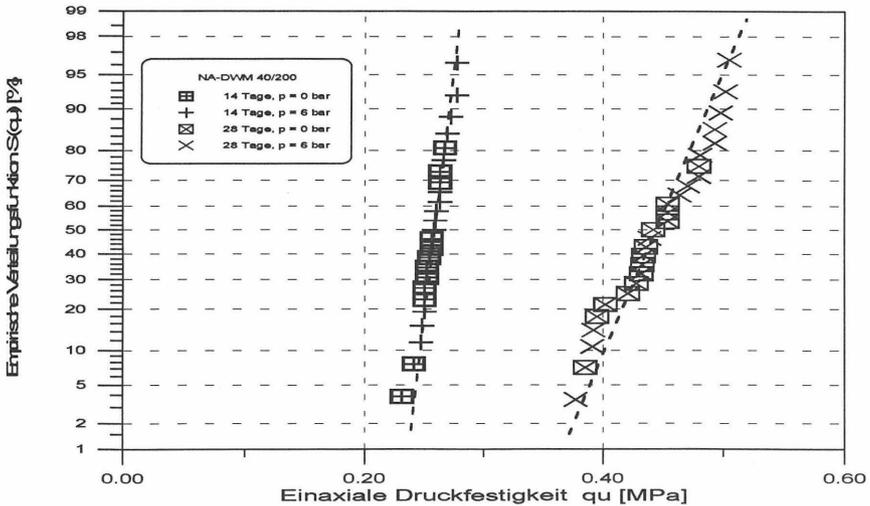


Bild 18: Statistische Verteilung der Druckfestigkeiten bei Lagerung unter  $p = 0$  bar und  $p = 6$  bar

Die Grafik zeigt:

1. daß alle 4 Beobachtungsserien jeweils für sich annähernd durch eine Gerade darstellbar, d. h. normalverteilt sind,
2. daß jeweils zwei Beobachtungsserien durch eine gemeinsame Gerade angenähert und daher als eine normalverteilte Grundgesamtheit angesehen werden können und
3. daß die beiden so entstehenden Grundgesamtheiten sich im Probenalter und nicht in der Druckbeaufschlagung unterscheiden.

Aus diesen Feststellungen ist zu folgern, daß die Druckfestigkeit als Kriterium für das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse unabhängig von der Druckbeaufschlagung während der Hydratation ist. Eine Druckbeaufschlagung ist daher im Rahmen der Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmassen nicht weiter zu berücksichtigen.

## **5 Einaxiale Druckversuche**

### **5.1 Allgemeines**

Der einaxiale Druckversuch ist eine klassische Untersuchungsmethode aus der Bodenmechanik zur Bestimmung der Festigkeit kohäsiver Böden bei freier Seitenausdehnung.

Die meisten Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwandmassen basieren auf einaxialen Druckversuchen (vgl. Kap.3). Im Rahmen von Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Herstellung von Dichtwänden ist die einaxiale Druckfestigkeit im Probenalter von 14, 28 und 56 Tagen ein baubegleitend zu überprüfendes Qualitätskriterium (JESSBERGER, 1993). Der einaxiale Druckversuch ist der in der Dichtwandtechnologie zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens eingeführte Versuchstyp. Die Versuchsdurchführung ist genormt (DIN 18 136, 1987).

Wegen seiner Verbreitung in der Dichtwandmassentechnologie dienen bei den durchgeführten Untersuchungen die Ergebnisse einaxialer Druckversuche als Referenzgrößen. Es sollen - soweit möglich - Zusammenhänge zwischen den Kennwerten des relativ einfach durchführbaren einaxialen Druckversuches und den übrigen, i. d. R. aufwendigeren Untersuchungen geprüft werden.

Der einaxiale Druckversuch spielt sowohl für die nachfolgenden Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten als auch für die Qualitätssicherung in der Baupraxis eine zentrale Rolle. Daher sollen die im Versuch erreichbaren Genauigkeiten und die die Ergebnisse beeinflussenden Randbedingungen näher untersucht werden. Darauf aufbauend werden Empfehlungen für die Durchführung einer statistisch abgesicherten Qualitätssicherung auf Grundlage einaxialer Druckfestigkeit gegeben.

Hierfür sind einaxiale Druckversuche unter identischen Bedingungen in einem Umfang durchzuführen, der einen Schluß auf die statistischen Parameter der Grundgesamtheit einaxialer Druckfestigkeiten ermöglicht.

### **5.2 Durchführung einaxialer Druckversuche**

Für die Herstellung der Probekörper wird zunächst die Dichtwandmasse entsprechend Kapitel 4.3.1 angesetzt. Die frische Masse wird in den Schalkkörper gegossen und zur Vermeidung von Lufteinschlüssen in der Probe mit einem Schneebesen durchgerührt. Ein Schalkkörper besteht aus einem Kunststoffrohr mit planparallelen Enden. Ein Ende des Schalkkörpers wird mit einer Kunststoffplatte verschlossen, indem das Ende in eine in die Kunststoffplatte gefräste Nut gedrückt wird. Die Schalkkörper haben einen Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von zunächst 21 bis 24 cm. Bis zum Prüftermin werden die Proben unter Wasser bei ca. 20 ° C gelagert.

Vor der Prüfung wird die Kunststoffplatte vom Schalkkörper entfernt, die Probe ein Stück aus dem Zylinder herausgedrückt und auf genau 20 cm abgelängt. Beim

Ablängen dient der Zylinder als Lehre. So entsteht ein zylindrischer Probekörper mit den Abmessungen  $d/h = 10/20$  cm und planparallelen Endflächen. Aufgrund der gewählten Probenschlankheit  $h/d = 2$  kann während der Prüfung von einem einaxialen Spannungszustand in Probenmitte ausgegangen werden (DIN 18 136).

Die Dichte des Probekörpers wird vor dem Versuch durch Auswiegen und Ausmessen ermittelt. Die Bestimmung des Wassergehaltes erfolgt nach der Versuchsdurchführung mit Ofentrocknung bei  $105^\circ\text{C}$  an dem gesamten, zerstörten Probekörper.

Als Prüfpresse stand eine „Universalprüfmaschine 1475“ der Firma ZWICK, Ulm, zur Verfügung. Die Prüfpresse besitzt einen Lastbereich von 0,04 - 10 kN und einen Lastbereich von 0,4 - 100 kN. Die Genauigkeit der Kraftmessung beträgt 20 N (Lastbereich bis 10 kN) bzw. 10 N (Lastbereich bis 100 kN mit genauerer Kraftmeßdose). Bezogen auf die Querschnittsfläche beträgt die erreichbare Genauigkeit der Spannungsermittlung im einaxialen Druckversuch somit ca. 1 kPa. Die Versuchssteuerung und die Meßwerterfassung erfolgt über einen PC. Abweichungen in der Endflächenparallelität der Probekörper werden durch die kugelige, bewegliche Lagerung der oberen Druckplatte ausgeglichen.

Die Durchführung des einaxialen Druckversuches erfolgt in Anlehnung an die DIN 18 136, „Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit“. Der Versuch läuft mit konstanter Stauchungsgeschwindigkeit. Durch die Wahl des Speicherintervalls  $1/50$  mm für die Meßwerterfassung ist die Bruchfestigkeit auch bei den zu erwartenden Bruchstauchungen von unter 1 % ausreichend genau bestimmbar. Die Vorschubgeschwindigkeit sollte möglichst groß gewählt werden, um der Zielsetzung des Versuchs, eine Anfangsfestigkeit im Sinne der Bodenmechanik zu ermitteln, gerecht zu werden. So wird die Vorschubgeschwindigkeit - entgegen den hierfür in der DIN 18 136 vorgeschlagenen  $v = 0,2\%$  der Probenaugangshöhe je Minute - auf  $1,0\%/min$ , bei 20 cm Probenhöhe also  $2\text{ mm}/min$ , festgelegt.

Die Versuchsauswertung erfolgt wie in Bild 19 dargestellt im Druck - Stauchungs ( $\sigma - \varepsilon$ ) - Diagramm. Wichtigster Kennwert ist die Bruchspannung  $\sigma_{br}$  als maximale, im Versuch erreichte Spannung. Sie wird als einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  bezeichnet. Die Tangentensteigung der  $\sigma - \varepsilon$  - Kurve zwischen 30 % und 70 % der Bruchspannung wird als Verformungsmodul  $E$  bezeichnet. Die Bruchstauchung  $\varepsilon_{br}$  berechnet sich aus der Differenz zwischen der Stauchung bei Erreichen der Bruchspannung und dem mit Hilfe des Verformungsmoduls idealisierten Verformungsnullpunkt.

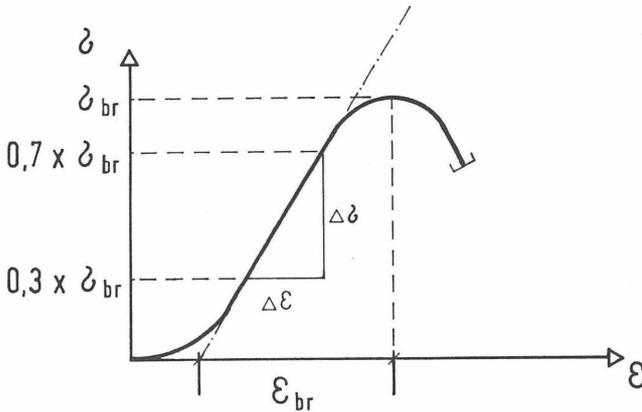


Bild 19: Versuchsauswertung des einaxialen Druckversuchs im  $\sigma$  -  $\epsilon$  - Diagramm

### 5.3 Genauigkeit und Einflußgrößen des einaxialen Druckversuchs

Erfahrungsgemäß unterliegt die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  relativ großen Streuungen. Heitfeld ermittelte z. B. bei einer Probengesamtheit  $n = 5$  empirische Variationskoeffizienten  $\hat{v}$  (Standardabweichung bezogen auf den Mittelwert) in der Größenordnung von 10 % (HEITFELD, 1989). Ähnliche Werte ergaben die in Kapitel 4.6.2 vorgestellten Untersuchungen. Diese relativ große Streuung der Versuche untereinander erschwert die Interpretation der Ergebnisse. Da keine systematischen Untersuchungen zur erreichbaren Genauigkeit bei der Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit bestehen, ist eine Trennung zwischen Materialeinflüssen und versuchsbedingten Einflüssen auf das Versuchsergebnis häufig nicht möglich.

Zur Abschätzung, welche Einflüsse sich allein aus der Versuchstechnik ergeben und auf Grundlage welcher statistischer Kennwerte eventuelle Ausreißer aus Versuchsserien erkannt werden können, wurden die nachfolgend vorgestellten Untersuchungen zur Genauigkeit des einaxialen Druckversuchs durchgeführt. Prüfkriterium ist die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$ .

Eine vorab auf Grundlage der Untersuchungen von Heitfeld durchgeführte Abschätzung ergab, daß statistisch abgesicherte Aussagen ab einer Probengesamtheit von  $n = 75$  möglich sind. So wurde die Probenanzahl zu 77 gleich hergestellter Proben aus Na-Bentonit-DWM mit der Mischung 40/200 gewählt. Zur Vermeidung herstellungsbedingter Beeinflussungen wurden die erforderlichen Proben von einem Laboranten an einem Termin mit Material aus einer Lieferung hergestellt und gemeinsam unter gleichen Bedingungen gelagert. Bei der Probekörperherstellung wurden die Schalkkörper jeweils bis zum Rand gefüllt. Die Durchführung der 77 einaxialen Druckversuche erfolgte im Probenalter von 28 Tagen.

Da es sich bei der Druckfestigkeit um eine stetige Größe handelt, bietet sich für die statistische Bearbeitung der Meßwerte eine Einteilung in Klassen an. Die Anzahl der Klassen wird nach einer Faustformel als Wurzel aus der Anzahl der Beobachtungen (hier: durchgeführte Versuche) zu 9 gewählt (BLAUT, 1968). Die Versuchsergebnisse sind in Bild 20 als Häufigkeitsdiagramm der Gesamtstichprobe, d. h. aller 77 Druckfestigkeiten, dargestellt. Der unterste Wert ist nach dem Test von Grubbs mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % ein Ausreißer aus der Gesamtstichprobe und wird daher in den Auswertungen nicht berücksichtigt.

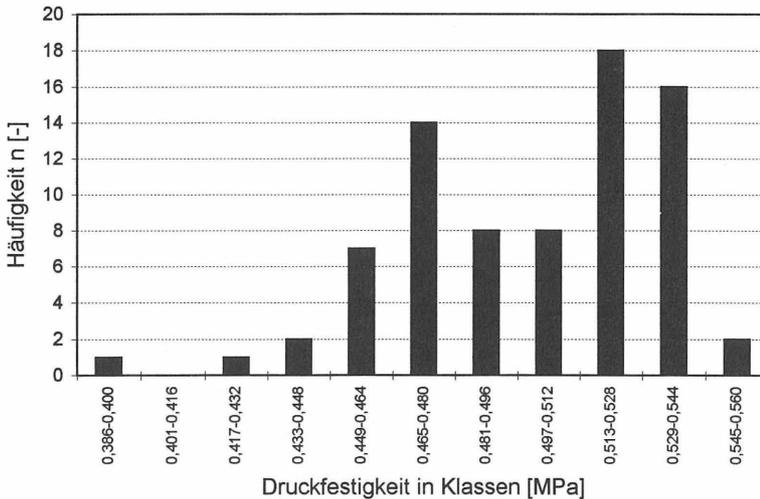


Bild 20: Häufigkeitsdiagramm der Gesamtstichprobe

Die Häufigkeitsverteilung läßt vermuten, daß sich in der Gesamtstichprobe zwei unterschiedliche Grundgesamtheiten mit jeweils eigenen Lageparametern ihrer Verteilung abbilden (Lageparameter sind Erwartungswert  $\mu$  und Varianz  $\sigma^2$ ).

Deutlicher wird dies, wenn die Gesamtstichprobe nach folgenden Kriterien in 2 Gruppen unterteilt wird:

- Gruppe 1: Druckfestigkeiten von Probekörpern aus Schalkkörpern der Höhe 21 und 22 cm (40 Proben)
- Gruppe 2: Druckfestigkeiten von Probekörpern aus Schalkkörpern der Höhe 23 und 24 cm (36 Proben)

Die beiden durch diese Aufteilung entstandenen Gruppen sind in Bild 21 als Stichproben eigener Grundgesamtheiten - aufgeteilt auf die jeweils 5 Klassen - im Wahrscheinlichkeitsnetz dargestellt.

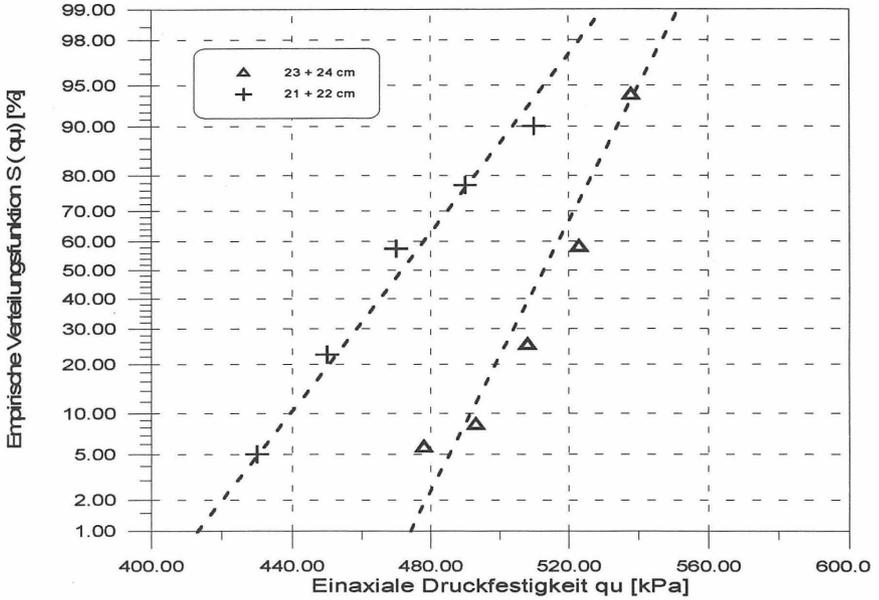


Bild 21: Gesamtstichprobe nach Schalkkörperhöhe getrennt

Jede Gruppe ist durch eine Gerade annäherbar, wobei beide Geraden deutlich getrennt voneinander verlaufen. Aus dieser Feststellung ist zu folgern, daß beide Grundgesamtheiten für sich normalverteilt sind. Auf Grundlage dieser Feststellung wird die Hypothese aufgestellt, daß die Varianzen  $\sigma_1^2$  und  $\sigma_2^2$  gleich sind.

Diese Hypothese wird in einem Test zum Vergleich zweier Varianzen geprüft. Es zeigt sich, daß gilt:

$$u = \frac{s_1^2}{s_2^2} = 2,16 > 1,74 = F_{39,35,0,95}$$

und daher die Hypothese mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % verworfen werden muß (vgl. HARTUNG, 1993). Die beiden Gruppen besitzen also wahrscheinlich unterschiedliche Lageparameter und entstammen somit nicht einer normalverteilten Gruppe. Die Schalkkörperhöhe beeinflusst die ermittelte einaxiale Druckfestigkeit also signifikant.

Erklärbar ist dieses Phänomen durch die Sedimentation der frischen Dichtwandmasse im Schalkkörper, die grundsätzlich bei jedem Probekörper eine Feststoffverlagerung in den unteren Probenteil bewirkt. Es entsteht also oben eine zementärmere Schicht mit folglich geringerer Festigkeit. Wie weit diese Schicht in den auf 20 cm getrimmten Prüfkörper hineinreicht ist wesentlich von der Höhe des Probekörpers vor dem Ablängen, mithin also von der Schalkkörperhöhe abhängig. Je

größer die Ursprungslänge ist, desto weniger reicht die Schicht mit geringerer Festigkeit in den Prüfkörper hinein und desto geringer ist der Festigkeitsverlust infolge Sedimentation.

In einer zweiten Versuchsserie ist somit zu prüfen, bis zu welchen Schalkkörperhöhen dieser Einfluß erkennbar ist und wie ihm ggf. begegnet werden kann. Daher wurde die Druckfestigkeit an 20 cm hohen Prüfkörpern bestimmt, die aus dem untersten Teil von Probekörpern unterschiedlicher Höhen gewonnen wurden. Das Ergebnis der Versuche zeigt Bild 22 als auf die Schalkkörperhöhe von 24 cm bezogene Druckfestigkeit. Es wurden jeweils 5 Teilversuche mit den Schalkkörperhöhen 22, 24, 26, 30, 40 und 50 cm durchgeführt.

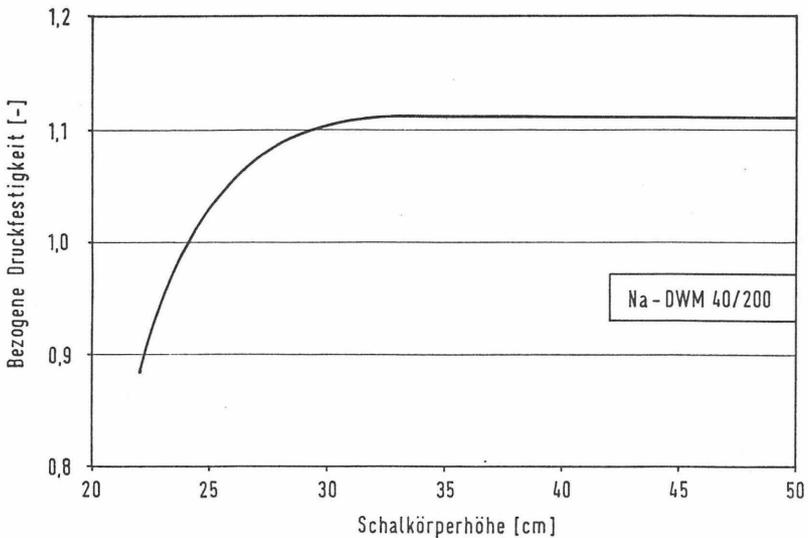


Bild 22: Bezogene Druckfestigkeit von Prüfkörpern unterschiedlicher Ausgangshöhen

Das Diagramm zeigt deutlich, daß erst ab einer Schalkkörperhöhe von ca. 30 cm, das entspricht einer Ablängung des Probekörpers von 10 cm, eine Beeinflussung der Druckfestigkeit durch die Sedimentation im Probekörper auszuschließen ist. Die übrigen Kennwerte Verformungsmodul und Bruchstauchung werden durch die Schalkkörperhöhe nicht beeinflusst.

Im Laborbetrieb mit einem erforderlichen großen Probendurchsatz erweist sich der Umgang mit einer Schalkkörperlänge von 30 cm als sehr aufwendig in der Probenvorbereitung, was letztendlich die Anzahl der durchführbaren Teilversuche verringert. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird einer besseren statistischen Absicherung der Versuchsdaten durch eine höhere Anzahl an Versuchen der unbeeinflussten Druckfestigkeit dem Vorzug gegeben.

Die empirischen Variationskoeffizienten  $\hat{\nu}$  liegen bei den Schalkörperhöhen  $h_s \geq 24$  cm gleichbleibend bei ca. 3 %. Bei Schalkörperhöhen von 22 cm ist dieser Wert mit 5 % deutlich größer (Stichprobenzahl  $n = 5$ ). Im Bereich der Festigkeitsprüfung von Beton gelten Variationskoeffizienten von  $\hat{\nu} = 3$  % unter Laborbedingungen als „sehr gut“ und  $\hat{\nu} = 5$  % als „schlecht“ (BLAUT, 1962). Zur Optimierung der erreichbaren Genauigkeit sollte die Schalkörperhöhe daher mindestens 24 cm betragen. Für die weiteren Untersuchungen beträgt die Schalkörperhöhe gleichbleibend 24 cm.

Von den 76 Elementen der Gesamtstichprobe wurden 18 Probekörper in 24 cm hohen Schalkörpern hergestellt. Für diese Gruppe berechnen sich die Lageparameter Mittelwert  $\bar{x}$ , Standardabweichung  $s$  und daraus der empirische Variationskoeffizient  $\hat{\nu}$  zu

$$\bar{x} = 531 \quad kPa$$

$$s = 15,9 \quad kPa$$

$$\hat{\nu} = 3,0 \quad \%$$

Diese empirische Varianz wird bei der Auswertungen der als Referenzversuche durchgeführten einaxialen Druckversuche, insbesondere bei Ausreißertests, zugrunde gelegt.

#### **5.4 Empfehlungen zur Durchführung einaxialer Druckversuche im Rahmen von Qualitätssicherungsmaßnahmen**

Qualitätssicherungsmaßnahmen sollen sicherstellen, daß die wirkliche Beschaffenheit eines Bauwerkes der geplanten Beschaffenheit entspricht. Üblicherweise wird die Beschaffenheit eines Bauwerkes mit Hilfe physikalischer Größen beschrieben. Da erfahrungsgemäß jede physikalische Größe streut, kann sie i. d. R. nicht durch einen einzigen Wert ausgedrückt werden.

Bei der Qualitätssicherung von Dichtwänden werden die Eigenschaften des Bauwerkes „Dichtwand“ durch eine Reihe von Einzelwerten beschrieben, für die individuelle Grenzwerte ohne statistische Betrachtungen festgelegt werden. Dieses Vorgehen kann zur Folge haben, daß, obwohl Grenzwerte ganz oder größtenteils eingehalten wurden, das Bauwerk in seiner Gesamtheit nicht mit ausreichender Sicherheit den Anforderungen genügt.

Für den Schluß von gemessenen Einzelwerten auf das gesamte Bauwerk sind im Rahmen der Qualitätssicherung statistische Untersuchungen erforderlich. Für die einaxiale Druckfestigkeit als wesentliche, die Dichtwandmasse beschreibende physikalische Größe soll auf Grundlage der bei der Genauigkeitsuntersuchung im vorangegangenen Kapitel gewonnenen Erfahrungen Empfehlungen für die Qualitätssicherung bei Dichtwänden gegeben werden.

Die Qualitätssicherung für die Dichtwandmasse besteht aus der Eignungsprüfung vor Beginn der Bauarbeiten und der baubegleitenden Überprüfung. In der Eignungsprüfung ist zu untersuchen, ob die für den Einbau vorgesehene Dichtwandmasse unter den gegebenen Randbedingungen entsprechend den festgelegten Kriterien geeignet ist. Wichtige Randbedingungen sind die Aushubdauer, der mögliche

Schadstoffeintrag und die Feststoffanreicherung beim Schlitzten. Prüfkriterien sind i. d. R. die Suspensionseigenschaften sowie die Druckfestigkeit und die Durchlässigkeit.

Eine statistische Überprüfung der Druckfestigkeit sollte im letzten Schritt der Eignungsprüfung unter den Randbedingungen durchgeführt werden, die sich vorher als am ungünstigsten erwiesen haben. Zu ermitteln ist der Mittelwert  $\bar{q}_u$  und die Standardabweichung  $s$  der als normalverteilt anzunehmenden Grundgesamtheit. Die hierfür erforderliche Stichprobenanzahl  $n$  kann mit Hilfe des Mittelwertes, dem Erwartungswert der Grundgesamtheit  $\mu$  und dem Variationskoeffizienten  $\hat{\nu}$  abgeschätzt werden (HARTUNG, 1993, S. 173f). Unter den im vorangehenden Kapitel erläuterten idealen Laborbedingungen und mit den dort ermittelten Kennwerten für Schalkörperhöhen von 24 cm ergibt sich die mindestens erforderliche Stichprobenanzahl  $n_{\min}$  zu

$$n_{\min} = 16.$$

Damit der Zielwert  $q_{u, \text{erf.}}$  mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % erreicht wird, sollte für den Mittelwert  $\bar{q}_u$  entsprechend der tabellierten Normalverteilung

$$\bar{q}_u \geq 1,65 \times s + q_{u, \text{erf}}$$

und für den Einzelwert  $q_u$

$$q_u \geq q_{u, \text{erf.}}$$

gelten.

Bei der Herstellung der Dichtwand unterliegt die Dichtwandmasse infolge der laufend wechselnden Randbedingungen Aushubdauer, Schadstoffeintrag und Feststoffanreicherung ständigen Qualitätsschwankungen. Bei der baubegleitenden Qualitätskontrolle der Dichtwandmasse kann daher, im Gegensatz zur idealen Labormischung, nicht davon ausgegangen werden, daß alle als Stichproben ermittelten Druckfestigkeiten einer Grundgesamtheit entstammen. Zur Sicherstellung der ausreichenden Qualität auf dem 95 % Sicherheitsniveau ist daher für jeden einzelnen Baustellenwert  $q_{u,B}$  zu fordern:

$$q_{u,B} \geq 1,65 \times s + q_{u, \text{erf}}$$

Ähnliche statistische Betrachtungsweisen bieten sich für die übrigen Kennwerte der Dichtwandmasse an. Insbesondere die Suspensionseigenschaften sollten statistischen Untersuchungen unterzogen werden, da über sie die einzige „in-time“ - Bewertung der eingebauten Dichtwandmasse möglich ist.

## **6 Verhalten der Dichtwandmassen unter ödometrischer Belastung**

### **6.1 Allgemeines**

Wird ein Körper aus elastischem Material axial beansprucht, so treten neben den axialen Stauchungen auch radiale Dehnungen infolge der Querkontraktion auf. Im Ödometer werden die radialen Dehnungen durch einen steifen Ring verhindert. In der Bodenmechanik dienen Versuche im Ödometer der Ermittlung des Steifemoduls  $E_s$  von Bodenproben. Der Steifemodul  $E_s$  ist abhängig von der Vertikallast. Bei Böden steigt er i. d. R. exponentiell mit der Last an.

Die Steifeziffer  $E_s$  ist über die Poissonzahl  $\nu$  mit dem Elastizitätsmodul  $E$  bei unbehinderter Seitendehnung, wie er z. B. üblicherweise im Konstruktiven Ingenieurbau verwendet wird, gekoppelt.

Verschiedene Einphasen-Dichtwandmassen wurden im Rahmen früherer Untersuchungen im Ödometer untersucht (MESECK, 1987; HEITFELD, 1989; RODATZ et al., 1993). Angegeben wurden z. T. lastabhängige Steifeziffern, die in der Größenordnung dichtgelagerter, nichtbindiger Böden liegen. Im Unterschied zum Boden wurde bei hohen Vertikallasten ein Abfall des Steifemoduls bei Laststeigerung festgestellt. Wesentliches Manko der früheren Untersuchungen war die Art der Lastaufbringung. Sie erfolgte nach den Regeln der Bodenmechanik im zeitlichen Abständen zwischen 8 und 24 Stunden stufenweise über Lastplatten. Diese Untersuchungen liefern außer der Feststellung des Phänomens eines bei hohen Lasten abfallenden Steifemoduls keine weiteren Informationen über die Größe der Spannungen, oberhalb derer der Steifemodul abfällt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird untersucht, bei welchen Lasten mit einem Abfall der Steifigkeit bei Einphasendichtwandmassen zu rechnen ist und inwieweit die Struktur der Dichtwandmasse durch das Überschreiten dieser Last verändert wird. Das Aufweichen der Dichtwandmasse wird i. f. als Strukturverdichtung bezeichnet.

### **6.2 Versuchsdurchführung**

Wesentlicher Teil der Versuche ist das kontrollierte Herbeiführen einer Strukturverdichtung der Dichtwandmasse. Das Prinzip des hierfür konzipierten Versuchstypes ist die kontinuierliche Verformung einer Dichtwandmassen-Probe bei Verhinderung der seitlichen Dehnung.

Für die Probenherstellung wird die frische Dichtwandmasse in einen Stahlring mit den Abmessungen  $h/d_i = 6/10$  cm gegossen und bis zum Prüftermin bei  $20^\circ$  C unter Wasser gelagert. Der eigentliche Probekörper mit den Abmessungen  $h/d = 3/10$  cm entsteht am Prüftermin durch Ablängen der oberen 3 cm von der Ausgangsprobe. Der so erhaltene Probekörper wird auf die Mitte des Stahlringes geschoben und zwischen zwei Druckplatten eingespannt. Bild 23 zeigt den durch die Druckplatten und den Stahlring eingespannten Probekörper aus Dichtwandmasse.

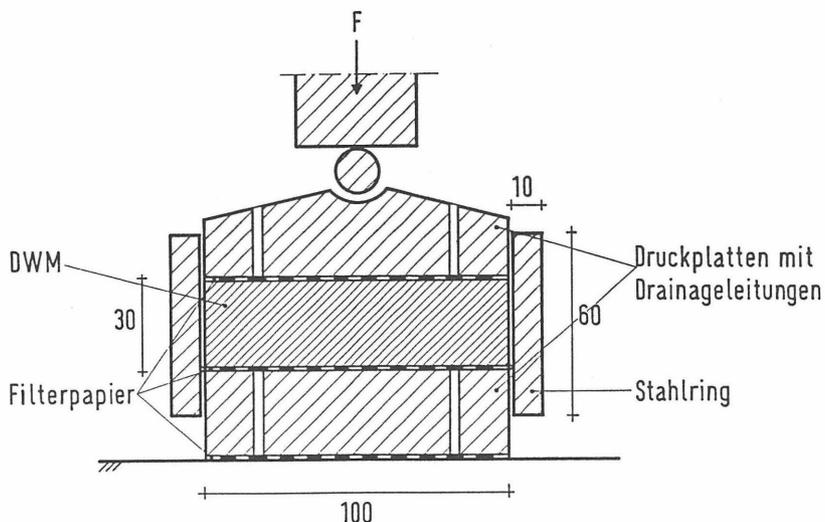


Bild 23: Versuchsaufbau für ödometrische Versuche, Maße in mm

Bei Ödometerversuchen besteht die Gefahr, daß sich die Probe infolge ihrer Querdehnung am Ödometerring aufhängt und so die oben eingebrachte Vertikallast nicht in voller Höhe bis an die Probenunterseite gelangt. Bei Bodenuntersuchungen wird dieser Effekt durch die Wahl des Verhältnisses  $h/d = 1/3,5$  bis  $1/5$  bei festem Ring und  $h/d \leq 1/2,5$  bei schwebendem Ring minimiert (Ö-NORM B 4420, 1989). Bei den hier durchgeführten Untersuchungen wurde das Prinzip des schwebenden Ringes gewählt, so daß bei dem gewählten Verhältnis  $h/d = 1/3$  die Versuchsbeeinflussung durch die Wandreibung am Stahlring vernachlässigbar ist.

Zur Durchführung des Versuchs wird die in das Ödometer eingespannte Probe in die Druckpresse (vgl. Kap. 5) eingebaut und mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit von  $0,3 \text{ mm/min}$  (wie beim einaxialen Druckversuch  $1\%$  der Probenanfangshöhe je Minute) vertikal gestaucht. Gemessen wird die erforderliche Kraft  $F$  und zur Kontrolle der zurückgelegte Weg. Der wesentliche Teil des Versuchsprotokolls ist das Spannungs - Verformungs - Diagramm ( $\sigma$ - $\epsilon$ -Kurve).

Prüftermine waren 7, 14, 28 und 56 Tage nach Herstellung der Probekörper. Zu jedem Termin wurden ergänzend 5 einaxiale Druckversuche durchgeführt. Untersucht wurde die Na-Dichtwandmasse.

### 6.3 Ergebnisse der ödometrischen Versuche

Im Versuch wurde die Probe zu  $50\%$  gestaucht, so daß ein Versuch 50 Minuten dauert. Für jeden Prüftermin waren 3 Versuche vorgesehen. Einige Versuche waren jedoch wegen Schiefstellung der Kopfplatte während des Zusammendrückens nicht auswertbar.

Der prinzipielle Verlauf einer Spannungs-Verformungs-Kurve beim ödometrischen Versuch ist in Bild 24 dargestellt.

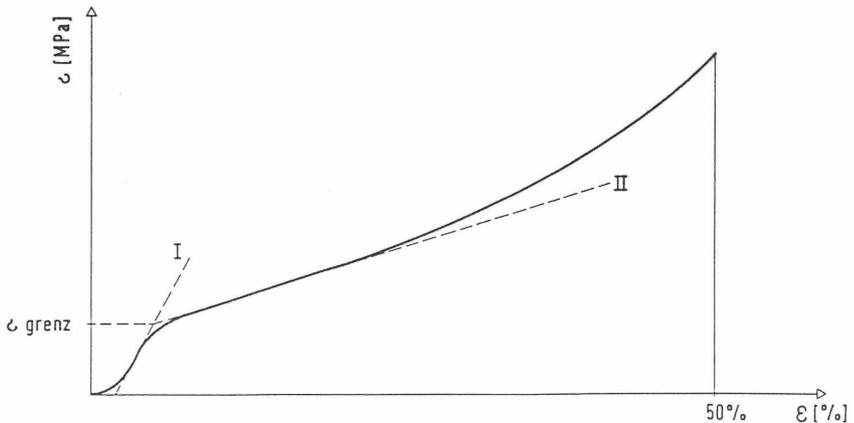


Bild 24: Prinzipieller Verlauf der  $\sigma$  -  $\epsilon$ -Kurve beim ödometrischen Versuch

Nach anfänglichem Anlegen der Druckplatte an den Probekörper geht die Spannungs-Verformungs-Kurve in den ersten linearen Bereich I über. Bei weiterer Verformung krümmt sich die Kurve nach rechts, die Dichtwandmasse wird also weicher. Die Kurve geht dann in einen zweiten linearen Bereich über. Der Übergang in den zweiten linearen Bereich II wird durch die markante Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  gekennzeichnet. Sie ergibt sich aus dem Schnittpunkt der beiden Geraden I und II. Bei weiterer Verformung über den zweiten linearen Bereich hinaus verfestigt sich die Dichtwandmasse als Folge der Kompaktierung der Dichtwandmasse. Erkennbar ist die Versteifung an der Linkskrümmung der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Kurve nach dem zweiten linearen Bereich.

Die nach dem Versuch ausgebauten Proben zeigten nach visueller Beurteilung keinerlei Beschädigung. Die Probekörper waren weiterhin kompakt.

Das Aufweichen der Dichtwandmasse beim Übergang in den linearen Bereich II ist nur durch eine Verdichtung der inneren Struktur der Dichtwandmasse erklärbar. Die Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  markiert somit die Spannung, bei der die Struktur der Dichtwandmasse bei verhinderter Querdehnung verdichtet wird.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 10 als Mittelwerte der Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  über die 2-3 ödometrischen Versuche bzw. als Mittelwerte über die einaxialen Druckfestigkeiten aus den 5 einaxialen Druckversuchen für die Na-Dichtwandmasse aufgeführt. Zur besseren statistischen Absicherung der Ergebnisse wurde für die

Probenalter von 28 und 56 Tagen eine zweite Versuchsserie durchgeführt. Da die Materialien für die zweite Serie aus anderen Lieferungen als für die erste Serie stammen, ergeben sich geringfügige Unterschiede zwischen den Ergebnissen beider Serien.

Probenalter	Probenanzahl	Grenzspannung	Einaxiale Druckfestigkeit
[d]	n [-]	$\sigma_{\text{grenz}}$ [kPa]	$q_u$ [kPa]
7	2	153	128
14	3	349	324
28	2	500	449
28 (2. Serie)	2	549	528
56	3	641	560
56 (2. Serie)	3	672	572

Tabelle 10: Ergebnisse der ödometrischen Versuche, Na-Dichtwandmasse

Bild 25 zeigt die Versuchsergebnisse graphisch als Funktion der Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  von der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$ . Abgebildet sind die einzelnen Werte für  $\sigma_{\text{grenz}}$  über dem jeweils zugehörigen Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit. Die eingezeichnete Gerade ergibt sich aus der linearen Regression zwischen der Grenzspannung und der einaxialen Druckfestigkeit.

Die lineare Regression mit einem Bestimmtheitsmaß  $r^2 = 0,98 \approx 1,0$  zeigt, daß zwischen der Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  und der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  ein linearer Zusammenhang besteht.

Bei der Interpretation der Ergebnisse ist zu beachten, daß das Verhältnis der Höhen des Ausgangsprobekörpers zur Höhe des eigentlichen Prüfkörpers bei den ödometrischen Versuchen  $6\text{cm}/3\text{cm} = 2,0$  und bei den einaxialen Druckversuchen  $24\text{cm}/20\text{cm} = 1,2$  beträgt. Die Probekörper werden also in unterschiedlichem Maß durch die Sedimentation der frischen Dichtwandmasse beeinflusst. Aus Kapitel 5.3 ist ableitbar, daß die Erhöhung des Verhältnisses von 1,2 auf 2,0 eine Festigkeitssteigerung von ca. 11 % bewirkt. Hier kann dieser Effekt durch Verringerung der ermittelten Grenzspannungen um 11 % berücksichtigt werden. So ergibt sich aus der linearen Regression der Meßwerte der Zusammenhang  $\sigma_{\text{grenz}} = 1,13/1,11 \times q_u = 1,02 \times q_u$ .

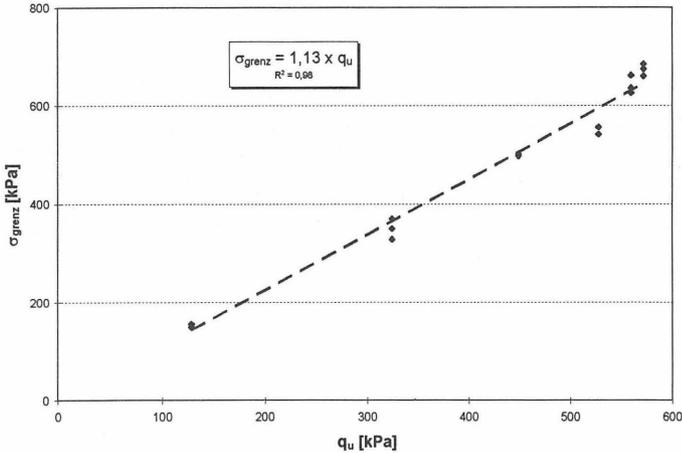


Bild 25: Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$

Infolge der geringen, jedoch nicht quantifizierbaren Wandreibung beim ödometrischen Versuch ist zu erwarten, daß die Grenzspannung geringfügig über der einaxialen Druckfestigkeit liegt. Unter Berücksichtigung dieser Tatsache erscheint es zulässig, den Zusammenhang zwischen der Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$ , ab der die Struktur der Dichtwandmasse verdichtet wird, und der einaxialen Druckfestigkeit mit

$$\sigma_{\text{grenz}} = q_u$$

zu beschreiben.

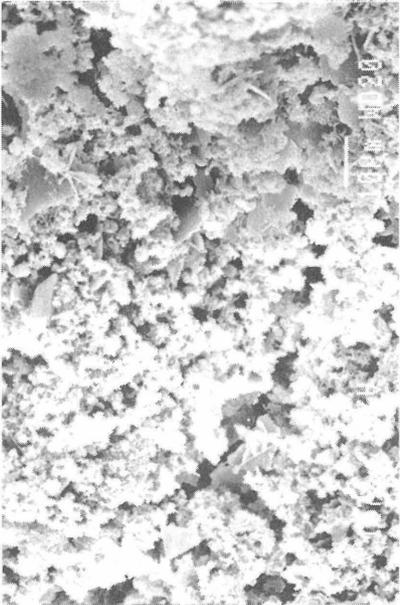
#### 6.4 Veränderung der Struktur infolge der Verdichtung

Wie im vorangegangenen Kapitel deutlich wurde, sind die Verformungen der Dichtwandmasse bei Belastung oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit nur durch eine Veränderung der Struktur zu erklären. Im nachfolgenden sollen diese Veränderungen in der Struktur untersucht werden.

Zunächst bietet sich eine visuelle Begutachtung der Dichtwandmasse an. Hierfür wurden 56 Tage alte Proben aus Na-Dichtwandmasse im Rasterelektronenmikroskop (REM) fotografiert. Mit dem REM sind die Strukturen der Dichtwandmasse bis in den  $\mu\text{m}$ -Bereich erkennbar. Hierfür ist trockenes Probenmaterial zu verwenden. Deshalb wurden die Probekörper vor der Untersuchung gefriergetrocknet. Die in der Bodenmechanik übliche Trocknung im Trockenofen hätte möglicherweise die Struktur der Dichtwandmasse durch Hydratation zu sehr beeinträchtigt (vgl. HERMANN, 1993).

Untersucht wurde eine Probe, die im Stahlring unter ödometrischer Belastung um 50 % gestaucht wurde und zum Vergleich eine nicht gestauchte Probe. Bild 26 zeigt die Struktur einer nicht gestauchten Probe (a) und einer gestauchten Probe (b) bei 1.000-facher Vergrößerung.

Im wesentlichen ist auf beiden Bildern eine amorphe Grundstruktur zu erkennen, aus der vereinzelt Calciumhydroxidplättchen und CSH-Fasern herausragen. Auf dem linken Bild (nicht gestauchte Probe) sind deutlich Poren im Gefüge erkennbar. Im Vergleich dazu zeigt sich auf dem rechten Bild (gestauchte Probe) eine Verdichtung des Gefüges. Zerstörung einzelner Teilchen oder ganzer Bereiche (z. B. in Form eines Risses) sind bei der gestauchten Probe nicht erkennbar. Eine detailliertere Betrachtung der einzelnen Strukturelemente liefert Bild 27 mit einer 5.000-fachen Vergrößerung der gestauchten Probe.



(a)



(b)

Bild 26: Na-Dichtwandmasse bei 1000-facher Vergrößerung, (a) nicht gestaucht, (b) gestaucht



Bild 27: gestauchte Na-Dichtwandmasse bei 5.000-facher Vergrößerung

Erkennbar ist ebenfalls die amorphe Grundstruktur, CSH-Fasern und Calciumhydroxidplättchen. Eine Zerstörung der Strukturelemente ist auch bei 5.000-facher Vergrößerung nicht feststellbar.

Ein Quantifizieren der festgestellten Gefügeverdichtung anhand der Photographien (z. B. durch Ausmessen) ist nicht möglich, da die Aufnahmen der Bruchflächen perspektivisch verzerrt sind.

Um die Gefügeverdichtung infolge der Strukturverdichtung zu quantifizieren, wurde mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie (vgl. Kapitel 4.5) die Porenradialverteilung unterschiedlich weit gestauchter Dichtwandmassen ermittelt. Untersucht wurden folgende Proben aus Na-Dichtwandmasse:

Probe 1	nicht gestauch	$\varepsilon = 0 \%$
Probe 2	bis zum Anfang des 2. linearen Bereiches gestauch	$\varepsilon = 7 \%$
Probe 3	auf die Hälfte der Ausgangshöhe gestauch	$\varepsilon = 50 \%$

Die Ergebnisse der Porosimetrie sind in Tabelle 11 als Zahlenwerte aufgeführt.

Probe	Stauchung	Spezifische Oberfläche	Trockendichte	Gesamtporosität	Mittlerer Porenradius
	$\varepsilon$ [%]	[m <sup>2</sup> /g]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	[%]	[ $\mu$ m]
Probe 1	0	100,0	0,29	76,8	0,975
Probe 2	7	93,3	0,32	78,9	0,837
Probe 3	50	92,7	0,51	66,9	0,201

Tabelle 11: Ergebnisse der Quecksilberdruckporosimetrie

Erkennbar ist die Verschiebung des mittleren Porenradius mit zunehmender Stauchung. Bei 50 % Verformung beträgt der mittlere Porenradius nur noch ca. 1/5 des Radius der unbelasteten Dichtwandmasse. Ebenso erhöht sich mit zunehmender Stauchung die Dichte. Die ermittelte Gesamtporosität ist bei den um 0 % und um 7 % gestauchten Probe ungefähr gleich.

Die Verschiebung der Porenradien wird bei Betrachtung der Porenradienverteilung aller Proben in Bild 28 deutlich.

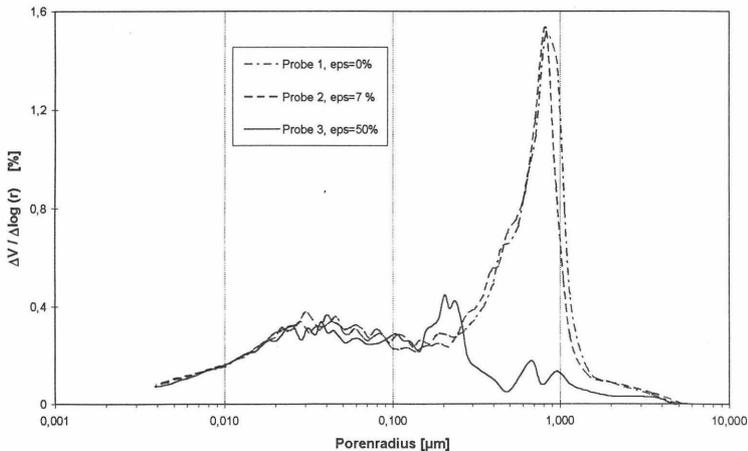


Bild 28: Porenradienverteilung der Proben 1 - 3

Der Vergleich der Porenradienverteilung zeigt, daß die Radien der in der Dichtwandmasse enthaltenen Poren schon mit dem Erreichen der Stukturverdichtung kleiner werden. Hierbei werden die größten Poren zuerst eingedrückt. Dies

erschien plausibel, da bei den größeren Poren die Spannweite des Feststoffgerüsts, das die Lasten aufnehmen muß, größer und das Gerüst somit instabiler ist.

Bei weiterer Stauchung bis 50 % sind die größeren Poren mit dem Radius von ca. 1  $\mu\text{m}$  fast vollständig in kleinere Poren mit einem Radius von ca. 0,2  $\mu\text{m}$  übergegangen. Im Größenbereich der Gelporen ( $r = 0,02 - 0,07 \mu\text{m}$ ) ist hingegen keine Veränderung des Porengefüges erkennbar.

Beim Überdrücken der Porenräume finden zwangsläufig Bewegungen innerhalb des Gefüges der Dichtwandmasse in der Größenordnung bis zu 1  $\mu\text{m}$  statt. Bei der in Bild 27 erkennbaren Größe der Strukturelemente der Dichtwandmasse von 1 - 10  $\mu\text{m}$  bedeutet das, daß die Bewegungen zumindest teilweise nur durch Auflösung mechanischer Bindungen im Gefüge möglich ist. Für das mechanische Verhalten und für die Durchlässigkeit der Dichtwandmasse ist die Frage wichtig, ob während des Zusammendrückens neue Bindungen in der Struktur entstehen oder ob eine Schwächung des Materials eintritt.

Die Stärke von Bindungen innerhalb eines Festkörpers bestimmt die Geschwindigkeit, mit der sich Schall in dem Festkörper bewegt. Dieses physikalische Prinzip wird in der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung angewendet. Schwächungen von Festkörpern sind durch eine gegenüber einem intakten Festkörper langsamere Schallgeschwindigkeit feststellbar.

Ein Aufweichen des Materials entsteht durch die Schwächung ihrer Bindungen. Eine schwächere Bindung schlägt sich in einem kleineren dynamischen Elastizitätsmodul  $E_{\text{dyn}}$  wieder, der mit Hilfe der Schallgeschwindigkeit  $c$ , der Materialdichte  $\rho$  und der bei einem zylindrischen, schlanken Probenkörper vernachlässigbaren Querdehnung nach der Gleichung

$$E_{\text{dyn}} = c^2 \times \rho$$

ermittelt wird (KRAUTKRÄMER/KRAUTKRÄMER; 1980). Eine mechanische Zerstörung der inneren Struktur, die mit dem Verlust der Tragfähigkeit verbunden ist, würde eine Schwächung der Dichtwandmasse bedeuten. Eine Schwächung der Dichtwandmasse infolge der Stauchung müßte den dynamischen Elastizitätsmodul verringern.

Für die Überprüfung, ob die Strukturverdichtung die Dichtwandmasse schwächt, wurde an insgesamt 7 Probekörpern der dynamische Elastizitätsmodul im ungestörten Zustand und nach ca. 40 % Stauchung ermittelt. Ermittelt wurde die Laufzeit von Ultraschall nach dem Durchschallungsprinzip sowie die Trockendichte der Dichtwandmasse vor und nach der Stauchung. Aus der Laufzeit berechnet sich die Schallgeschwindigkeit  $c$  und mit der Trockendichte  $\rho_t$  als Dichte der dynamische Elastizitätsmodul nach der o. g. Formel.

Im Mittel aller 7 Teilversuche ergab sich ein Verhältnis zwischen den dynamischen Elastizitätsmoduln nach der Stauchung und vor der Stauchung von 1,67. Der empirische Variationskoeffizienten dieses Verhältniswertes aus allen 7 Versuchen liegt bei  $\hat{\nu} = 6 \%$ . Durch die Stauchung um 40 % erhöht sich also der dynamische Elastizi-

tätsmodul um ca. 2/3. Die Bindungskräfte der Dichtwandmasse sind nach der Stauchung also größer als vorher. Dieses kann in einer Vergrößerung der Anzahl an Bindungen und in einer Verstärkung der vorhandenen Bindungen begründet sein.

Für die Prüfung, ob die Strukturverdichtung die Dichtwirkung der Dichtwandmasse beeinträchtigt, wurden jeweils 3 Proben im Probenalter von 56 Tagen um 0, 7, und 50 % gestaucht und bei konstanter Druckhöhe mit einem hydraulischen Gradienten  $i = 50$  im Triaxialgerät auf ihre Durchlässigkeit hin untersucht. Nach einer Durchströmungsdauer von 28 Tagen betragen die Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  für die um 0 % und 7 % gestauchten Proben im jeweiligen Mittel  $k = 4 \times 10^{-11}$  m/s und bei den um 50 % gestauchten Proben i. m.  $8 \times 10^{-12}$  m/s. Die Durchlässigkeit der Dichtwandmasse wird also durch die Strukturverdichtung nicht negativ beeinträchtigt. Bei großen Stauchungen nimmt sie - wahrscheinlich infolge des deutlich kleineren Porenraumes - sogar ab.

### **6.5 Zusammenfassung der ödometrischen Untersuchungen**

Bei ödometrischer Belastung einer Dichtwandmasse treten oberhalb einer Grenzspannung  $\sigma_{\text{grenz}}$  große Verformungen bei gleichzeitigem Aufweichen der Dichtwandmasse auf. Die Spannung  $\sigma_{\text{grenz}}$ , ab der diese Verformungen feststellbar sind, entspricht der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$ . Trotz der großen Verformungen ist visuell keine wahrnehmbare Zerstörung der Dichtwandmasse feststellbar.

Untersuchungen im Mikrobereich zeigen, daß die Verformungen durch eine Verdichtung der Struktur entstehen. Die Strukturverdichtung bewirkt eine Verkleinerung der Radien der Kapillarporen und eine Erhöhung der Bindungskräfte in der Dichtwandmasse. Zerstörungen sind auch im Mikrobereich ( $< 10 \mu\text{m}$ ) nicht erkennbar.

An der Vergrößerung des dynamischen Elastizitätsmoduls und an der Verringerung des Durchlässigkeitsbeiwertes bei großen Stauchungen unter ödometrischen Bedingungen ist erkennbar, daß der innere Zusammenhalt der Dichtwandmasse nach der Strukturverdichtung stärker ist als vorher.

## 7 Triaxiale Scherversuche

### 7.1 Allgemeines

#### 7.1.1 Erfahrungen aus direkten Scherversuchen

Die im Boden eingebrachte und ausgehärtete Dichtwandmasse unterliegt in situ einem mehraxialen Spannungszustand. Bei der Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Dichtwandmassen sind daher für eine realistische Beurteilung der mechanischen Belastung hergestellter Dichtwände Untersuchungsmethoden auszuwählen, bei denen ein mehraxialer Spannungszustand einstellbar ist.

Untersuchungen von Dichtwandmassen unter mehraxialem Spannungszustand führten RODATZ/KAYSER (RODATZ/KAYSER, 1993) als direkte Scherversuche im Kastenschergerät durch, die im Rahmen dieser Arbeit durch Prüfung älterer Probekörper ergänzt wurden. Es wurden zylinderrörmige Probekörper aus Dichtwandmasse mit den Abmessungen  $h/d = 4/8$  cm hergestellt, paßgenau in die Scherbüchse eingebaut und vertikal mit den Normalspannungen  $\sigma_n = 100, 200$  und  $300$  kPa belastet. Die Scherbüchse besteht aus dem festen oberen und dem beweglichen unteren Rahmen.

Nach einer Konsolidationszeit von 24 h wurde die Probe unter der jeweiligen Konsolidationslast horizontal durch Bewegen des unteren Kastenteils mit einer Vorschubgeschwindigkeit von  $0,005$  mm/min abgeschert. Die niedrige Schergeschwindigkeit sollte gewährleisten, daß sich während des Abschervorganges kein Porenwasserüberdruck in der Probe aufbaut, so daß drainierte Bedingungen vorliegen. Aus dem Last-Verschiebungs-Diagramm ist nach Versuchsdurchführung die maximal erreichte Scherspannung  $\tau_{\max}$  als Bruchspannung zu ermitteln.

Ein wesentliches Ergebnis der Untersuchungen ist, daß bei einem Probenalter von mehr als 28 Tagen keine Abhängigkeit der Bruchspannung von der Vertikallast feststellbar ist. Die Festigkeit einer Dichtwandmasse in einer vorgegebenen Scherfläche beruht demnach allein auf Kohäsion und nicht auf Reibung.

Nach Versuchsdurchführung zeigten sich auf der Bruchfläche der Probekörper Aufwölbungen, die bis zu  $1$  cm über die durch den zweigeteilten Scherkasten vorgegebene Scherfläche herausragten. Die Versuchsergebnisse unterlagen infolge dieser unregelmäßigen Bruchfläche großen Schwankungen. Versuchstechnisch sind die Schwankungen so erklärbar, daß bei der hohen, durch Kohäsion bewirkten Festigkeit der Dichtwandmasse die Scherspannung nicht wie erforderlich gleichmäßig über die Normalkraft  $\sigma_n$  eingeleitet wird. Vielmehr kommt es an der Mantelfläche der Probe zu einer in Bild 29 dargestellten Spannungskonzentration  $\sigma_n$ , von der aus sich die Scherkraft über den Probenquerschnitt verteilt. Diese Art der Belastung bewirkt, daß ein möglicher reibungsabhängiger Lastanteil von der auflastungsabhängigen Horizontalspannung überlagert und damit kaum mehr erfaßbar wird. Demnach wird in direkten Scherversuchen an Dichtwandmassen nur eine Kohäsion gemessen.

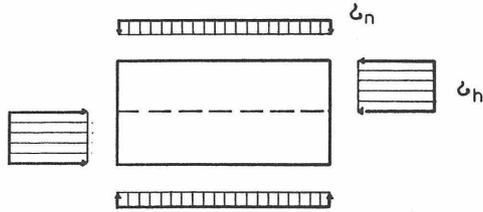


Bild 29: Belastung einer kohäsiven Probe im Scherkasten

Zwischen der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und der Bruchspannung  $\tau_{max}$  ergab sich bei einer Versuchsanzahl  $n = 10$  der Zusammenhang

$$\tau_{max} = 0,50 \times q_u,$$

wobei jedoch die sehr hohe empirische Varianz von 19 % die großen Schwankungen in den Ergebnissen widerspiegelt.

Aus Bild 30 ist ersichtlich, daß die Bruchfestigkeit  $\tau_{max}$  theoretisch über die Beziehung  $\tau_{max} = 0,5 \times q_u$  mit der einaxialen Druckfestigkeit gekoppelt ist, wenn beide Versuchstypen unter gleichen Versuchsrandbedingungen - speziell Drainagebedingungen - gefahren werden.

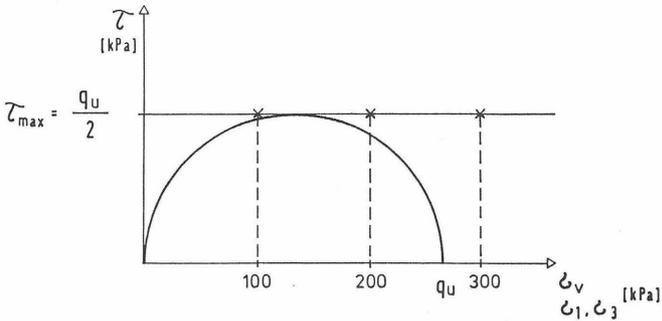


Bild 30:  $\tau_{max}$  und  $q_u$  im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm

Der experimentell ermittelte Zusammenhang stimmt offensichtlich mit dem theoretischen Zusammenhang überein. Dies bestätigt die aufgrund der Spannungsverteilung in der Probe während des direkten Scherversuchs angestellte Überlegung, daß letztendlich nur eine Kohäsion ermittelt wurde, die der Anfangsfestigkeit der Dichtwandmasse entspricht.

Für die Ermittlung der Bruchfestigkeit in einer vorgegebenen Gleitfuge ist die Durchführung einaxialer Druckversuche mit statistischer Auswertung dem vergleichsweise aufwendigen direkten Scherversuch vorzuziehen.

Insgesamt sind die Ergebnisse der direkten Scherversuche nicht ausreichend für eine Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen. Es ist daher eine Untersuchungsmethode erforderlich, die den Bedingungen der Dichtwandmassen besser gerecht wird. Insbesondere sollte ein definierter Spannungszustand einstellbar und eine gute Beobachtung des Verformungsverhaltens möglich sein.

### 7.1.2 Untersuchungsprogramm

Für die Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Dichtwandmassen erscheinen triaxiale Scherversuche geeignet. Im Triaxialversuch sind die Spannungsverhältnisse in der Probe zu jedem Zeitpunkt durch Messung der Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  bekannt. Scherzonen können sich ohne kinematische Einschränkungen frei ausbilden. Die Verformungen der schlanken, zylindrischen Probekörper liegen in einer Größenordnung, die sich durch elektronische Meßaufnehmer problemlos aufnehmen läßt.

Der Triaxialversuch erlaubt es, die Drainagebedingungen der Fragestellung anzupassen. Es ist zwischen drainierten und undrainierten sowie zwischen konsolidierten und unkonsolidierten Versuchen zu unterscheiden. Die gängigsten Versuchstypen für Triaxialversuche an Lockergestein sind in Tabelle 12 aufgeführt.

Versuchstyp	Randbedingungen	Kennwerte
UU	unkonsolidiert, undrainiert	Anfangsfestigkeiten $\varphi_u, c_u$
CU	konsolidiert, undrainiert	effektive Scherparameter $\varphi', c'$
CD	konsolidiert, drainiert	effektive Scherparameter $\varphi', c'$

Tabelle 12: Triaxialversuche für Lockergesteine

Für die Bestimmung der Anfangsfestigkeit von Dichtwandmassen liegen Untersuchungen vor, in denen mit UU-Versuche ein Reibungswinkel  $\varphi_u = 0^\circ$  und eine Kohäsion  $c_u = 1,8 \times q_u$  ermittelt wurden (RODATZ et al., 1993).

Im Rahmen dieser Arbeit ist das Spannungs-Verformungs-Verhalten von konsolidierten Dichtwandmassen zu untersuchen. Da der Einfluß der Drainagebedingungen auf das Verhalten der Dichtwandmasse unbekannt ist, sind sowohl drainierte (CD) als auch undrainierte (CU) Versuche durchzuführen.

Zur Erfassung der Einflüsse der Hydratation ist es erforderlich, Dichtwandmassen in unterschiedlichen Probenaltern zu prüfen. Das erfordert eine Vielzahl an Versuchen, so daß wegen der Kapazität der Versuchsanlage keine Variation der Dichtwandmassenrezepturen möglich ist. Gewählt wurde die Na-Dichtwandmasse 40/200

aufgrund ihres geringen Feststoffanteils, der als typisches Merkmal von Einphasen-Dichtwandmassen auch besonders deutlich das typische Spannungs-Verformungs-Verhalten dieser Massen aufweisen sollte. Weiterer Grund für die getroffene Wahl ist die große Verbreitung der feststoffarmen und somit wirtschaftlichen Na-Einphasen-Dichtwandmassen.

## **7.2 Triaxial - Scherversuchsanlage**

### **7.2.1 Allgemeines**

Für die Durchführung der Triaxialversuche war die vorhandene Versuchsanlage mit einer neuen Versuchssteuerung, einer neuen Meßwerterfassung und mit neuen Schrittmotoren auszustatten. Dies erforderte neben der Installation der neuen Geräte umfangreiche Programmier- und Kalibrierarbeiten.

Von der Steuer- und Erfassungseinheit werden insgesamt 6 Versuchsstände unabhängig voneinander bedient. Hiervon werden jeweils 3 Stände für triaxiale Scherversuche und 3 Stände für triaxiale Kriechversuche (vgl. Kap. 9) eingesetzt.

Die Mechanik der vorhandenen Belastungseinrichtung (Belastungsrahmen und Getriebe) sowie die Triaxialzellen konnten ohne große Modifikationen übernommen werden.

### **7.2.2 Steuerung und Meßwerterfassung**

Bild 31 gibt einen Überblick über die Versuchsanlage. Dargestellt ist die Steuerung und Meßwerterfassung der gesamten Anlage und eine Versuchszelle in der Ausführung für Scherversuche, hier ohne Druck- und Wasserleitungen gezeichnet.

Die zentrale elektronische Einheit der Versuchssteuerung und der Meßwerterfassung ist ein IBM-kompatibler PC mit einem 486er-Prozessor und einem Arbeitsspeicher von 4 MB. Der PC ist über eine serielle RS 232 - Schnittstelle mit der Umschaltanlage (Firma PEEKEL-Instruments, Rotterdam) verbunden. Die Umschaltanlage tastet die Eingangssignale der jeweils aktivierten Meßwertaufnehmer ab, wandelt sie in digitale Form um und gibt sie an den PC weiter. Im Meß- und Steuerprogramm des PC werden diese Daten mit Hilfe von Kalibrierfunktionen 4. Grades zum eigentlichen Meßwert transformiert, in bestimmten Zeitintervallen in einer Datei abgelegt und über einen Drucker ausgegeben. Die Meßwertdatei ist während des Versuchs auf Diskette abspeicherbar. Dies ermöglicht die Versuchsauswertung schon während der laufenden Prüfung. Der Versuchsverlauf ist über eine on-line-Grafik auf dem Bildschirm kontrollierbar.

Für die Vorschubsteuerung berechnet der PC die erforderlichen Signale und gibt diese seriell an die Umschaltanlage weiter. Hier werden die seriellen Signale in parallele Signale umgewandelt und über einen Betriebsschalter an die Leistungsansteuerung der einzelnen Schrittmotoren weitergeleitet. Die Leistungsansteuerungen und die Schrittmotoren sind Produkte der Firma Berger-Lahr, Lahr. Mit dem Betriebsschalter kann die Motorsteuerung auf Rechner- oder Handbetrieb gestellt werden.

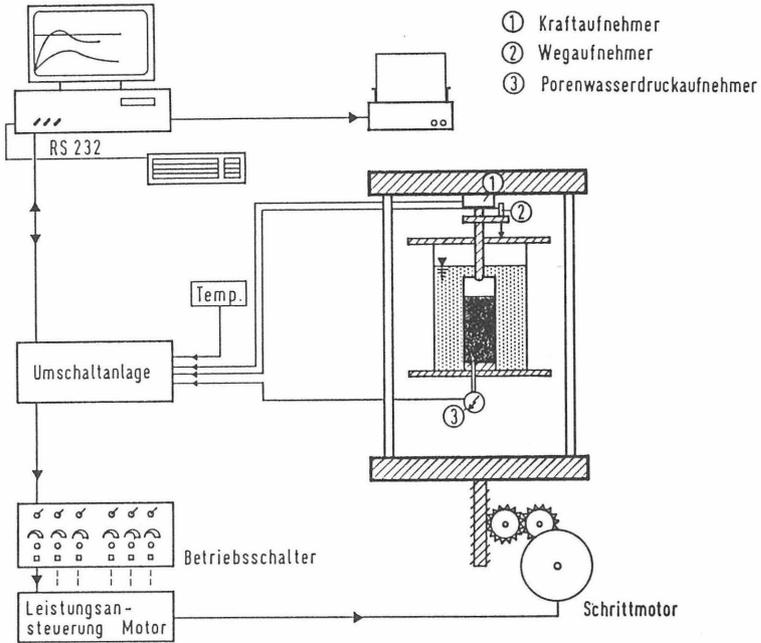


Bild 31: Steuerung und Meßwerterfassung der Versuchsanlage für Triaxial - Scherversuche

Die Triaxial-Scherversuche laufen mit konstanter Geschwindigkeit. Aus der am Versuchsanfang vorzugebenden Geschwindigkeit wird die erforderliche Anzahl an Impulsen an den Schrittmotor je Zeiteinheit berechnet und alle 15 Sekunden ausgegeben. Diese Art der Steuerung ermöglicht konstante Geschwindigkeiten zwischen 0,1 mm/min und 0,001 mm/min mit einer Genauigkeit von ca. 5 % bei Mittelung über 0,1 mm Weg. Dieser Wert liegt deutlich unter dem in DIN 18137, T. 2 geforderten Wert von 10 %.

An jedem Versuchsstand werden die Größen Kraft, Weg, Porenwasserdruck und Zelldruck elektronisch gemessen. Zusätzlich wird die Raumtemperatur mittels eines Pt 100 Temperaturfühlers überwacht. In Tabelle 13 sind die eingesetzten Meßwertaufnehmer mit ihren wesentlichen Daten aufgeführt. Die angegebenen Genauigkeiten beziehen sich auf die gesamte Meßkette.

Meßgröße	Meßprinzip	obere Meßgrenze	Genauigkeit	Hersteller/Produkt
Kraft	DMS	2 kN	1 N	HBM/U2
Weg	induktiv	20 mm	0,01 mm	HBM/WK10
Porenwasserdruck	DMS	2 MPa	1 kPa	HBM/PM3
Zelldruck	DMS	2 MPa	1 kPa	HBM/PM3

DMS: Dehnungsmeßstreifen  
HBM: Hottinger-Baldwin Meßtechnik, Darmstadt

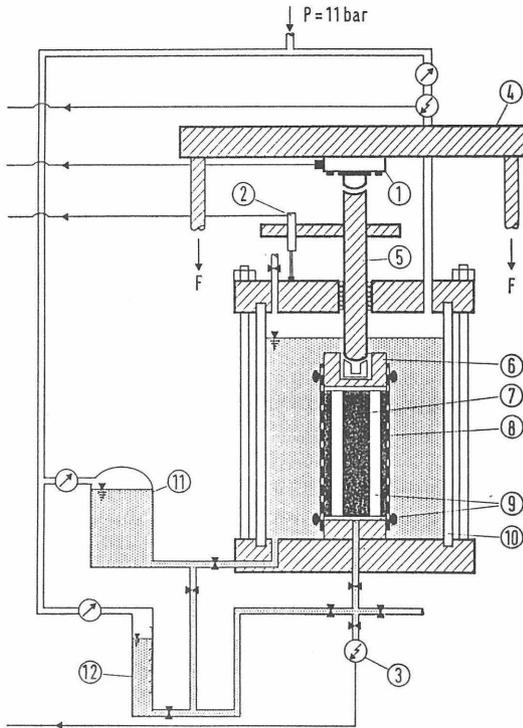
Tabelle 13: Meßwertaufnehmer der Stände für Triaxial-Scherversuche

### 7.2.3 Triaxialzelle für Scherversuche

Die Triaxialzelle für die Scherversuche (Bild 32) ist auf Probendurchmesser von 36 mm ausgerichtet. Die Probe wird über Filtersteine an Kopf und Fuß drainiert, die mit Papierfilterstreifen miteinander verbunden sind. Zwei Gummimembranen trennen das Zelldruck- und das Porenwasserdrucksystem voneinander. Die doppelte Membran und eine zwischenliegende Schicht Silikonöl verringern die bei Langzeitversuchen auftretende Diffusion von Luft aus dem Zellwasser in die Probe.

Die Belastung der Probe erfolgt über das Lastjoch, die Kraftmeßdose, den Stempel und die Kopfplatte in die Probe. Die Konstruktion des Joches erlaubt eine annähernd querkräftfreie Lasteinleitung.

Das Porenwassersystem ist mit einer Bürette zur Kontrolle der zu- bzw. auslaufenden Wassermengen während der Sättigung, der Konsolidation und während drainierter Versuche ausgestattet.



- (1) Kraftmeßdose
- (2) Wegaufnehmer
- (3) Porenwasserdruckaufnehmer
- (4) Lastjoch
- (5) Stempel
- (6) Kopfplatte
- (7) Probe
- (8) Gummimembran
- (9) Filterpapier und -stein
- (10) verstärkter Plexiglaszylinder
- (11) Vorratsbehälter
- (12) Bürette

Bild 32: Triaxialzelle für Scherversuche

### 7.3 Vorbereitung der Dichtwandmasse für Triaxialversuche

#### 7.3.1 Probenherstellung

Für die Probenherstellung wird die Dichtwandmasse in rohrförmige Schalkkörper aus Plexiglas mit einem Innendurchmesser von 36 mm und einer Höhe von 105 mm, dessen unteres Ende mit einem 15 mm hohen PE-Stopfen verschlossen ist, gegossen. Der Probekörper ist somit 90 mm lang (Bild 33 a). Am Prüftermin wird die erhärtete Dichtwandmasse mit Hilfe eines 30 mm hohen Lehrstopfens um 15 mm aus dem Plexiglasrohr herausgedrückt und über dessen planes, oberes Ende auf 75 mm abgelängt (Bild 33 b). Anschließend wird der Probekörper ganz aus dem Schalkkörper herausgedrückt.

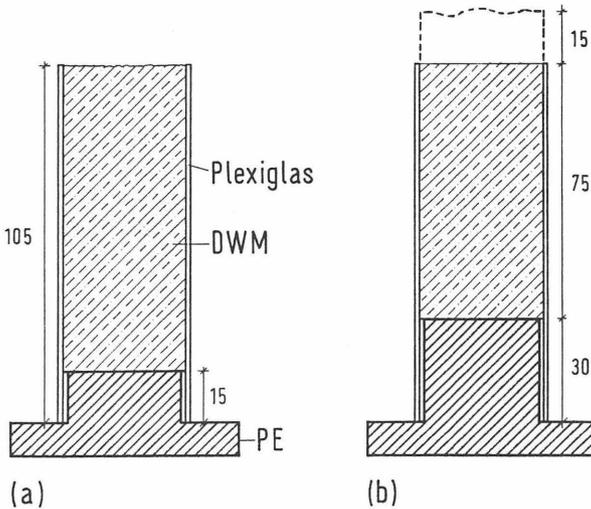


Bild 33: Probenherstellung für Triaxialversuche

Das Längenverhältnis zwischen dem ursprünglichen Probekörper und dem abgelenkten Probekörper beträgt  $90/75 = 1,2$  und ist gleich dem entsprechenden Verhältnis der Probekörper des einaxialen Druckversuches von  $240/200 = 1,2$ . Dies ist aufgrund der Sedimentation der frischen Dichtwandmasse wichtig für die Vergleichbarkeit des Spannungs-Verformungs-Verhaltens beider Arten von Probekörpern.

### 7.3.2 Probensättigung und Konsolidation

Nach Einbau in die Triaxialzelle sind Probekörper und Filter mit Wasser zu sättigen. Die im System Probekörper/Filter enthaltene Luft löst sich bei erhöhtem Druck im Wasser. Die Sättigung wird mit Hilfe des B-Wertes nach SKEMPTON überprüft (SKEMPTON, 1954). Der Skempton-B-Wert berechnet sich aus der Steigerung von  $\Delta\sigma_3$  und der hieraus resultierenden Erhöhung des Porenwasserdruckes  $\Delta u$  zu  $B = \Delta\sigma_3/\Delta u$ . Bei vollständiger Sättigung nimmt B den Wert 1 an. Vorversuche zur Sättigung ergaben einen erforderlichen Sättigungsdruck von 600 kPa. Die Drucksteigerung erfolgte in Schritten von 100 kPa im Abstand von  $\frac{1}{2}$  Stunde. 24 Stunden nach Aufbringen des gesamten Sättigungsdruckes war eine vollständige Sättigung erreicht.

Anschließend wird die jeweils gewünschte Konsolidationsspannung auf die Probe aufgebracht, indem der Zelldruck erhöht wird. Durch den erhöhten Zelldruck wird Wasser aus der Probe herausgedrückt. Die Mengen ausgedrückten Wassers werden in größer werdenden Zeitintervallen notiert. Der Aufschrieb ermöglicht die Kontrolle der Konsolidation. Der größte Teil der Konsolidation findet innerhalb der ersten 10 Minuten statt. Nach spätestens 5 Stunden ist der Konsolidationsvorgang in der Dichtwandmasse abgeschlossen und der Abschervorgang kann gestartet werden.

Die Gesamtmenge des Konsolidationswassers ist ein Maß für die Kompaktierung des Probekörpers infolge eines hydrostatischen Druckes. Die Kompaktierung ist i. d. R. abhängig von der Steifigkeit der Probe. Bild 34 zeigt das aus den Proben unter den Konsolidationslasten  $\sigma_3 = 150, 300$  und  $450$  kPa ausgedrückte Wasservolumen (bezogen auf das Ausgangsvolumen der Probe) in Abhängigkeit von der relativen Festigkeit  $q_u/\sigma_3$ . Die Daten entstammen den CU-Versuchen im Probenalter zwischen 6 und 112 Tagen.

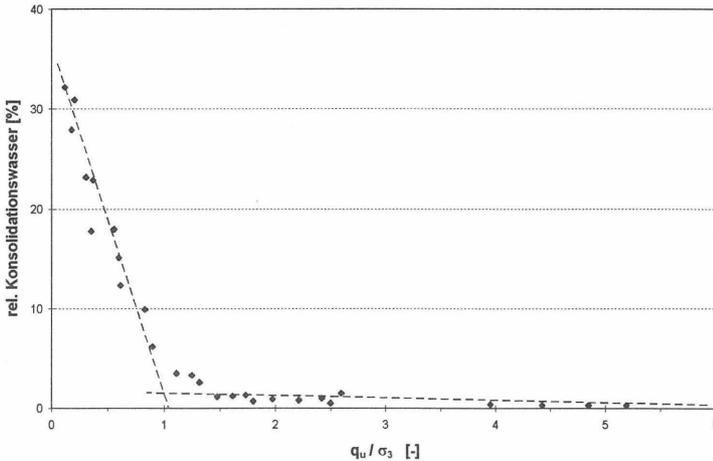


Bild 34: Konsolidationswasser in Abhängigkeit vom Verhältnis  $q_u/\sigma_3$

Erkennbar sind zwei deutlich voneinander zu trennende Bereiche. Bei einer im Vergleich zur einaxialen Druckfestigkeit geringen Konsolidationsspannung  $\sigma_3$  wird die Probe wenig kompaktiert (0,3 - 2 Vol.-%). Bei relativ niedrigen Festigkeiten hingegen findet eine starke Kompaktierung statt, die im Extremfall über 40 Vol.-% des Ausgangsvolumens beträgt. Der Übergang von dem Bereich mit hoher in den Bereich mit geringer Kompaktierung vollzieht sich ungefähr dort, wo die Konsolidationsspannung gleich der einaxialen Druckfestigkeit ist. Diese Beobachtung deckt sich mit den Ergebnissen der ödometrischen Versuche, bei denen ein Zusammenbruch der Struktur unter einer Belastung über die einaxiale Druckfestigkeit hinaus festgestellt wurde. Es kann also davon ausgegangen werden, daß bei isotroper Belastung über die einaxiale Druckfestigkeit hinaus die Struktur der Dichtwandmasse zusammenbricht. Eine Zerstörung des Probekörpers ist hiermit nicht verbunden.

## 7.4 CU - Versuche

### 7.4.1 Verlauf der CU - Versuche

Wesentlicher Versuchsparameter bei triaxialen Scherversuchen ist die Verformungsgeschwindigkeit. Für die Ermittlung effektiver Festigkeitsparameter ist sie so klein zu wählen, daß sich durch die Belastung kein Porenwasserüberdruck in der Probe aufbaut. Für bindige, wassergesättigte Böden existieren Gesetzmäßigkeiten, mit deren Hilfe die zulässige Verformungsgeschwindigkeit abschätzbar ist. Eingangswerte sind ein aus dem Verlauf der Konsolidation zu ermittelnder Zeitwert  $t_{100}$ , ein entsprechend den Drainagebedingungen zu wählender Beiwert sowie die geschätzte Bruchstauchung (BISHOP/HENKEL, 1976, S. 123 ff).

Grundlage der Abschätzung ist die Konsolidationstheorie, wie sie erstmalig von Terzaghi formuliert wurde und wie sie Eingang in die Berechnung des zeitlichen Verlaufs von Setzungen in bindigen Böden findet (TERZAGHI/FRÖHLICH, 1936). Nach dieser Theorie verzögern sich die Setzungen infolge einer Auflast in bindigen Böden zeitlich durch Zunahme der effektiven Spannungen im Boden als Folge langsamen Abbaus von Porenwasserüberdruck. Der Abbau des Porenwasserüberdruckes vollzieht sich durch Herauspressen von Porenwasser. Wesentlicher Eingangswert für die Abschätzung der möglichen Belastungsgeschwindigkeit ist somit der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$ .

Bei den untersuchten Dichtwandmassen ergab sich ein  $t_{100}$  von maximal 10 Minuten, was im Vergleich zu bindigen Böden mit vergleichbarer Durchlässigkeit ein relativ niedriger Wert ist. Hieraus berechnet sich unter den gegebenen Randbedingungen die maximal zulässige Verformungsgeschwindigkeit zu ca. 0,1 mm/min.

Zur Überprüfung dieser Werte wurden ca. 200 Tage alte Proben in CU-Versuchen mit den Geschwindigkeiten 0,001-0,01-0,1 mm/min unter einer Konsolidationsspannung von  $\sigma_3 = 300$  kPa abgeschert. Entsprechend der möglichen Geschwindigkeit von 0,1 mm/min dürften bei den Versuchen keine Unterschiede in der Bruchfestigkeit auftreten. Bild 35 zeigt den in jeweils 3 Teilversuchen ermittelten Zusammenhang zwischen der Abschergeschwindigkeit  $v$  und der Deviatorspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$  im Bruchzustand (Indizes  $f = \text{failure}$  für Bruchzustand,  $u$  für undrainiert).

Deutlich ist eine Abhängigkeit zwischen der Deviatorspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$  im Bruchzustand und der Abschergeschwindigkeit oberhalb von  $v = 0,01$  mm/min erkennbar. Dies steht im Widerspruch zu der theoretisch auf Grundlage der Konsolidationstheorie ermittelten Grenzgeschwindigkeit von  $v = 0,1$  mm/min. Offensichtlich ist die Konsolidationstheorie auf Grundlage des Konzeptes effektiver Spannungen auf Dichtwandmassen nicht übertragbar. Für die CU-Versuche mit Dichtwandmassen ist die Vorschubgeschwindigkeit zu maximal  $v = 0,01$  mm/min zu wählen, um die Versuchsergebnisse von Geschwindigkeitseinflüssen freizuhalten. Für die CU-Versuche im Rahmen dieser Arbeit wurde die Vorschubgeschwindigkeit zu  $v = 0,002$  mm/min gewählt.

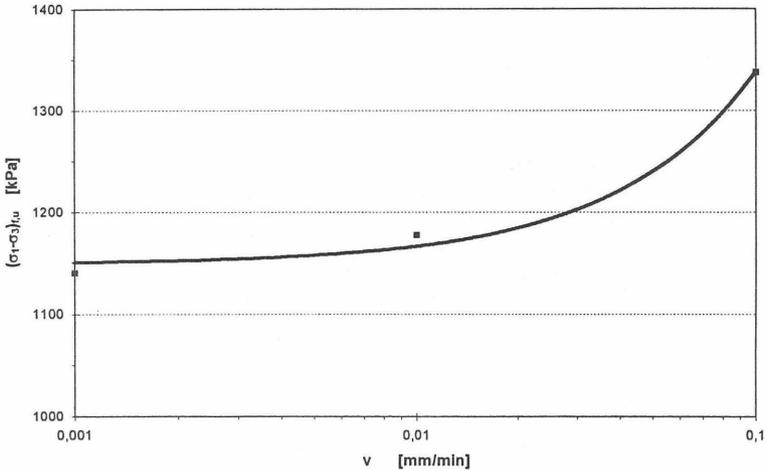


Bild 35: Undrainierte Bruchfestigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_u}$  in Abhängigkeit von der Abschergeschwindigkeit  $v$

Die Versuche zum Spannungs-Verformungs-Verhalten wurden an der Na-Dichtwandmasse im Probenalter zwischen 6 und 150 Tagen in insgesamt 9 Serien durchgeführt. Alle Versuche zeigen in der Entwicklung der Deviatorspannung prinzipiell denselben Verlauf, wie ihn Bild 36 für die Deviatorspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  und den Porenwasserdruck über dem Scherweg zeigt.

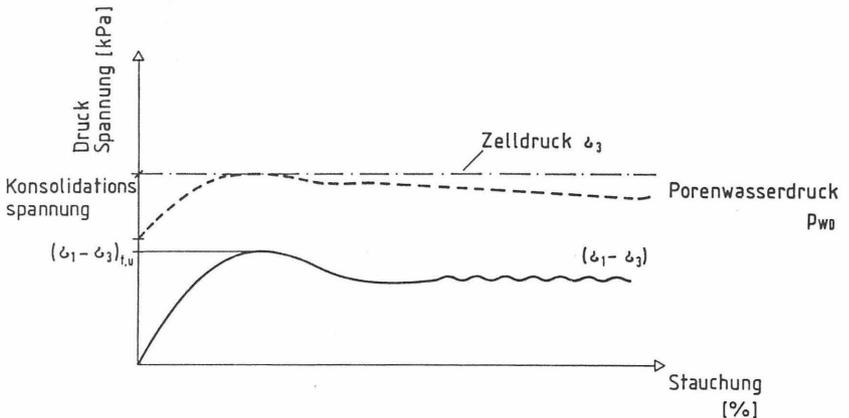


Bild 36: Verlauf von Porenwasserdruck und Deviatorspannung über dem Scherweg

Wichtigste Feststellung ist hier, daß der Porenwasserdruck bis auf die Höhe des Zelldruckes ansteigt. Dort, wo der Porenwasserdruck dem Zelldruck entspricht, tritt

auch die maximale Deviatorspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{t,u}$  auf, die Probe geht - auch visuell erkennbar - zu Bruch. Die Bruchform ist hierbei typisch für einen Schubbruch. Es bildet sich eine Bruchfuge aus, die sich über die gesamte Höhe des Probekörpers erstreckt. Bild 37 zeigt ein solches Bruchbild nach einem CU-Versuch.

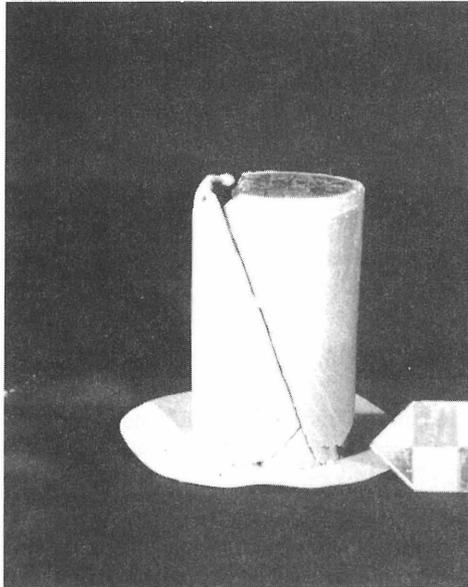


Bild 37: Bruchbild einer Probe nach einem CU-Triaxialversuch mit schräger Scherfuge

Aus der Gleichheit von Zell- und Porenwasserdruck im Bruchzustand folgt, daß zum Zeitpunkt des Bruches keine effektive seitliche Stützung der Probe vorhanden ist ( $\sigma_3' = \sigma_3 - p_{wd} = 0$ ). Letztendlich steht die Probe im Bruchzustand unter einem Spannungszustand, der dem im einaxialen Druckversuch entspricht. In Bild 38 sind die effektiven Spannungen im Bruchzustand für die 3 Teilversuche eines Triaxialversuchs schematisch im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm dargestellt.

Nach Mohr-Coulomb ergeben sich die effektiven Festigkeitsparameter  $\phi'$  und  $c'$  aus der Schergeraden, die aus der Tangente an alle drei Kreise entsteht. Bei den CU-Versuchen schneiden sich alle 3 Spannungskreise im Ursprung des  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramms. In diesem Punkt berührt die gemeinsame Tangente die drei Kreise, da die Hauptspannung  $\sigma_3'$  zu Null wird. Die einzige mögliche Schergerade fällt demnach mit der Ordinate zusammen, was physikalisch jedoch keinen Sinn macht. Effektive Festigkeitsparameter sind also aus den CU-Versuchen nicht ableitbar.

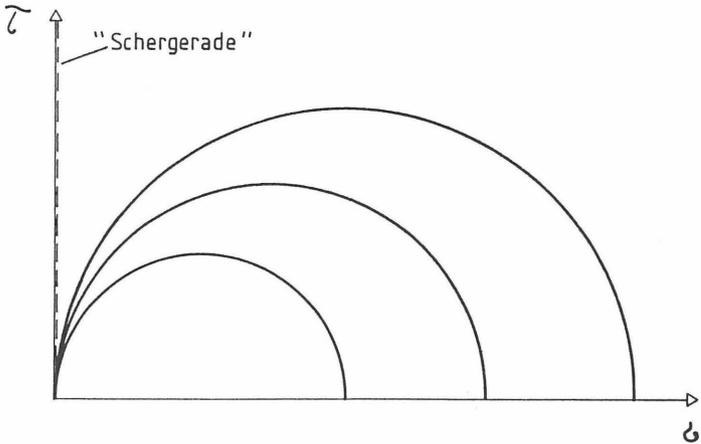


Bild 38: Spannungen im Bruchzustand für CU-Versuche im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm

Demnach ist die in CU-Versuchen ermittelte Deviatorspannung im Bruchzustand  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$  als direkter Kennwert der undrainierten Festigkeit bei Konsolidation unter verschiedenen Spannungen im Sinne einer „einaxialen Druckfestigkeit“ zu interpretieren.

#### 7.4.2 Festigkeit von Dichtwandmassen unter undrainierten Bedingungen

Ein Kennwert, der sich aus CU-Versuchen an Dichtwandmassen ergibt, ist die undrainierte Festigkeit bei vorheriger Konsolidation. Ermittelt wurde jeweils die größte im Versuch erreichte Deviatorspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$  als Bruchspannung. Die Entwicklung der undrainierten Festigkeit mit zunehmendem Probenalter ist in Bild 39 für die drei Konsolidationsspannungen  $\sigma_3 = 150, 300$  und  $450$  kPa mit der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  aus den jeweils zeitgleich durchgeführten einaxialen Druckversuchen dargestellt. Die Ergebnisse der Triaxial-CU-Versuche sind tabellarisch in Anlage 1 aufgeführt.

Der dargestellte Festigkeitsverlauf ist grundsätzlich in zwei Bereiche einteilbar. Bis zum Probenalter von ca. 60 Tagen ist eine Abhängigkeit der Festigkeit von  $\sigma_3$  feststellbar. Im höheren Probenalter laufen die Kurven zusammen und variieren nur noch in der Größenordnung der Materialschwankungen. Eine Abhängigkeit der Festigkeit von der Konsolidationsspannung ist dann nicht mehr erkennbar.

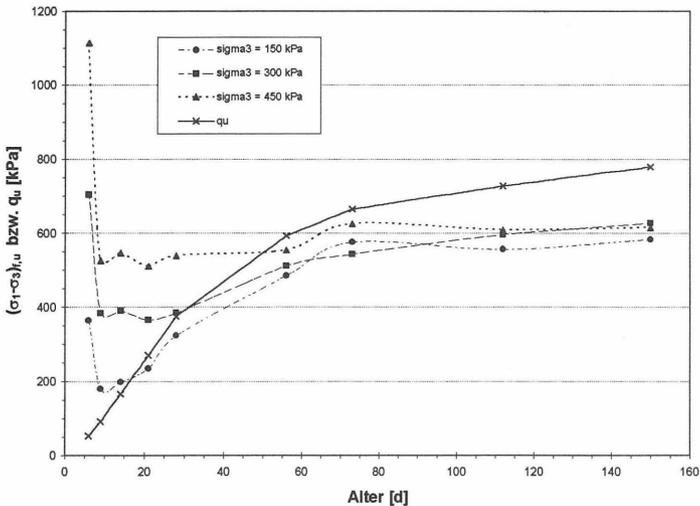


Bild 39: Zeitliche Entwicklung der undrainierten Festigkeit der Na-Dichtwandmasse

Ein Zusammenhang zwischen Horizontalspannung und Festigkeit bei den jungen Dichtwandmassen legt zunächst die Vermutung nahe, daß ein bestimmter Festigkeitsanteil durch Reibung erzeugt wird. Andererseits kann auch die Dichtwandmasse durch die Konsolidation derart verändert werden, daß in den einzelnen Teilversuchen keine vergleichbaren Massen untersucht werden. Diese lassen sich dann auch nicht physikalisch sinnvoll zusammengefaßt durch gemeinsame Parameter beschreiben. Da im Bruchzustand keine effektive Horizontalspannung auf die Probe einwirkt, kann eigentlich nur eine Veränderung der Dichtwandmasse durch die Konsolidation die Ursache für die Lastabhängigkeit der Bruchfestigkeit weicher Proben sein.

Für die Prüfung, inwieweit die Konsolidation die Festigkeit der Dichtwandmasse beeinflusst, wurde folgende Versuchsserie durchgeführt:

1. Konsolidation weicher Proben (Probenalter 1 Woche) und harter Proben (Probenalter 11 Wochen) unter Konsolidationsspannungen  $\sigma_c$ , die den Horizontalspannungen  $\sigma_3$  während des Abscherens entsprechen ( $\sigma_c = \sigma_3$ ) und
2. Konsolidation weicher Proben (Probenalter 1 Woche) und harter Proben (Probenalter 11 Wochen) unter einer konstanten Konsolidationsspannungen  $\sigma_c$ , ( $\sigma_c = \text{const.} = 450$  kPa), Abscheren der Proben unter Horizontalspannungen von 150, 300 und 450 kPa,

wobei sich die subjektive Beschreibung von „weich“ und „hart“ auf die im Vergleich der jeweiligen Konsolidationsspannung niedrige („weiche“ Probe) bzw. hohe („harte“ Probe) einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  bezieht.

Von den Festigkeiten der jeweils 3 Teilversuche wurde der Mittelwert gebildet und die Einzelwerte auf den Mittelwert bezogen. Beträgt dieses Verhältnis 1, so entspricht die Festigkeit des betreffenden Teilversuchs dem Mittelwert aller drei Teilversuche. Das Ergebnis der Versuche zeigt Bild 40.

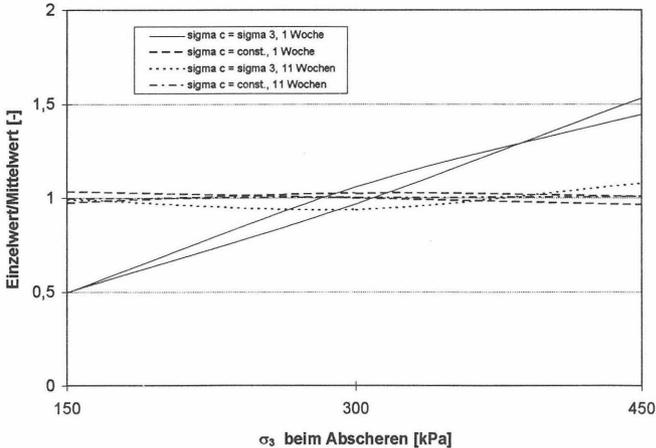


Bild 40: Beeinflussung der Dichtwandmasse durch Konsolidation

Es ist deutlich erkennbar, daß die Festigkeit der Dichtwandmasse nur bei unterschiedlichen Konsolidationsspannungen variiert. Dies ist auch nur bei „weichen“ Proben möglich. Durch die Konsolidation werden demnach weiche Proben derart komprimiert, daß sich ihre Eigenschaften deutlich verändern. „Harte“ Proben bleiben unbeeinflusst von der Konsolidation. Die Interpretation der in Bild 39 gezeigten Versuchsergebnisse als eine Reibungsabhängigkeit der Festigkeit junger Proben wäre somit physikalisch falsch.

Im weiteren ist zu untersuchen, wie die Konsolidation die Festigkeit einer Dichtwandmasse beeinflusst. Bereits aus Bild 34 ist ersichtlich, daß das Verhältnis zwischen der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und der Konsolidationsspannung  $\sigma_3$  ein wesentlicher Steuerparameter für die Intensität der Konsolidation ist. Hier bietet sich somit die Darstellung der ermittelten Festigkeiten in Abhängigkeit von der dimensionslosen äquivalenten Konsolidationsspannung  $\sigma_{c, \ddot{a}} = q_u/\sigma_3$  an. Eine äquivalente Konsolidationsspannung  $\sigma_{c, \ddot{a}} < 1,0$  bedeutet eine starke Konsolidation, da die absolute Konsolidationsspannung größer als die einaxiale Druckfestigkeit ist. Bei  $\sigma_{c, \ddot{a}} > 1,0$  ist die absolute Konsolidationsspannung kleiner als die einaxiale Druckfestigkeit.

Die Festigkeit der Dichtwandmasse ist auch von deren Hydratationszustand abhängig. Ein Maß für den Hydratationszustand ist die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$ .

Zur Eliminierung des Hydratationseinflusses wird die Festigkeit als bezogene Festigkeit  $q_u/(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$  dargestellt (Bild 41).

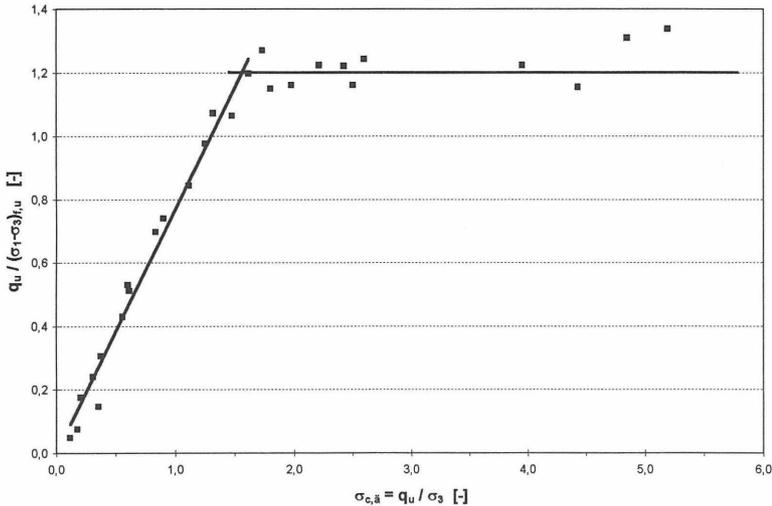


Bild 41: Bezogene Festigkeit in Abhängigkeit von der äquivalenten Konsolidationsspannung

Die Darstellung zeigt eine zunächst lineare Zunahme der bezogenen Festigkeit mit der äquivalenten Konsolidationsspannung bis zu einem Grenzwert von  $\sigma_{c,\ddot{a}} = 1,5$ . Oberhalb dieses Wertes ist die bezogene Festigkeit konstant. Der Grenzwert entspricht offensichtlich ungefähr dem Wert, unterhalb dessen die Konsolidationswassermengen infolge der Strukturverdichtung stark zunehmen (vgl. Bild 34). Im Bereich unterhalb des Grenzwertes bewirkt eine Verringerung der äquivalenten Konsolidationsspannung (das entspricht einer Verstärkung der Konsolidation) eine Verringerung der bezogenen Festigkeit, d. h. die Festigkeit im Triaxialversuch wird größer als die einaxiale Druckfestigkeit. Die Konsolidation oberhalb der Strukturverdichtung bewirkt also eine Erhöhung der Festigkeit gegenüber einer unkonsolidierten Probe.

Bei Konsolidationsspannungen unterhalb der Strukturverdichtung mit  $\sigma_{c,\ddot{a}} > 1,5$  stellt sich ein konstantes Verhältnis  $\kappa_u$  zwischen der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und der Festigkeit im undrainierten Triaxialversuch von  $\kappa_u = q_u/(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u} = 1,2$  ein. Für die undrainierte Scherfestigkeit  $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$  gilt demnach mit  $\kappa_u = 1,2$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u} = \frac{q_u}{1,2}.$$

Bei Dichtwandmassen, die unterhalb des 1,5-fachen ihrer einaxialen Druckfestigkeit konsolidieren, entspricht also die undrainierte Festigkeit dem  $1/1,2 \approx 0,8$ -fachen der einaxialen Druckfestigkeit. Die Differenz zwischen der im Triaxialversuch ermittelten

undrainierten Festigkeit und  $q_u$  ist aus der um den Faktor 375 niedrigeren Verformungsgeschwindigkeit (Geschwindigkeit bezogen auf die Probenhöhe) im Triaxialversuch erklärbar (vgl. Bild 35). Letztendlich liefern also CU-Versuche prinzipiell dieselben Festigkeiten wie einaxiale Druckversuche, wobei die Festigkeit aus den langsamen CU-Versuchen als Obergrenze für die Dauerstandfestigkeit der Dichtwandmassen anzusehen ist.

#### 7.4.3 Verformungsverhalten von Dichtwandmassen unter undrainierten Bedingungen

Das Verformungsverhalten der Dichtwandmassen bei undrainierter Belastung im Triaxialversuch kann mit drei Phasen beschrieben werden. In der ersten Phase wächst die Deviatorspannung ungefähr linear mit der Stauchung. Dieser Bereich endet ungefähr beim Erreichen von 90 % der Bruchfestigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$ , bei jungen Dichtwandmassen mit relativ niedrigen Festigkeiten ( $q_u/\sigma_3 < 1,5$ ) bei 70 - 80 %. In der zweiten Phase flacht die  $\sigma$ - $\varepsilon$  Kurve kontinuierlich bis zum Bruch ab. Nach dem Bruch stellt sich eine relativ konstante Restfestigkeit in der Größenordnung von ca. 90 % der Bruchfestigkeit ein. Hier reiben die durch den Bruch entstandenen Einzelstücke der Probe aufeinander. Aufgrund des geringfügig abfallenden Porenwasserdruckes (vgl. Bild 36) entsteht eine effektive Horizontalspannung, die die Einzelstücke gegeneinander drückt.

In der ersten Phase wird die Spannungs-Verformungs-Beziehung hinreichend genau durch eine ausgleichende Gerade zwischen dem Nullpunkt und 90 % der Bruchfestigkeit beschrieben. Diese Gerade verläuft bis auf die Höhe der Bruchfestigkeit. Der Verformungsmodul für undrainierte Bedingungen  $E_u$  berechnet sich aus der Geradensteigung zu

$$E_u = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta\varepsilon}$$

Die zweite und dritte Phase lassen sich durch eine horizontale Gerade beschreiben. Insgesamt ergibt sich somit eine bilineare Spannungs-Verformungs-Beziehung, wie sie Bild 42 zeigt.

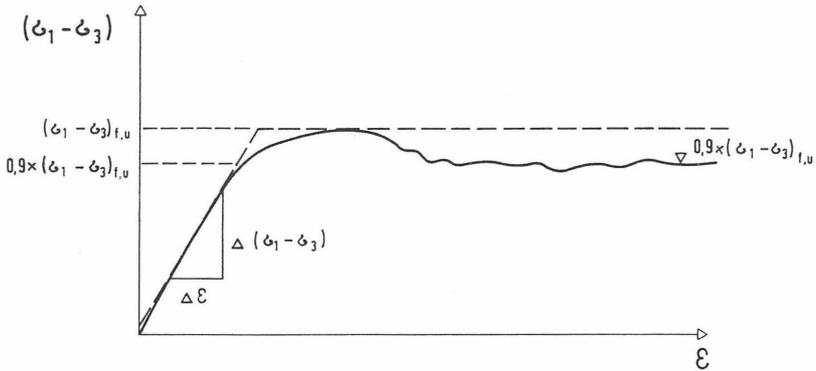


Bild 42: Spannungs-Verformungs-Beziehung im CU-Versuch

Die ermittelten Verformungsmoduli  $E_u$  aller Versuche sind in Anlage 1 zusammengestellt. Innerhalb der einzelnen Versuchsserien mit jeweils 3 Teilversuchen ist eine Abhängigkeit des Verformungsmoduls  $E_u$  von der Konsolidationsspannung nur bei den mit bis zu 14 Tagen Probenalter relativ jungen Proben zu beobachten. Diese Proben werden durch die Konsolidation noch stark verändert. Für die älteren Proben ergibt sich der Verformungsmodul als Mittelwert aus den drei Teilversuchen, wie sie in Tabelle 14 aufgeführt sind.

Probenalter	Verformungsmodul	empirischer Variationskoeffizient	Verhältnis Verformungsmoduln
[d]	$E_u$ [MPa]	$v$ [%]	$E_u/E$ [-]
9	34	38	1,61
14	48	37	1,14
21	53	18	0,80
28	71	1	0,75
56	105	43	0,68
73	103	15	0,59
112	139	25	0,71
149	112	25	0,46

Tabelle 14: Verformungsmodul  $E_u$  aus CU-Versuchen mit Na-Dichtwandmasse

Die Verformungsmoduln streuen sehr weit, was an den hohen empirischen Variationskoeffizienten zu erkennen ist. Die große Streubreite ist versuchstechnisch begründet. Schon geringste Abweichungen in der Planparallelität der Endflächen (erreichbar ist eine Genauigkeit von 0,1 mm) bewirken im Anfangsbereich des Versuchs, in dem der Verformungsmodul ermittelt wird (i. d. R. die ersten 0,3 mm) eine deutliche Abflachung der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve, da sich die volle Last erst nach Ausgleich der Unebenheit entwickelt. Durch die großen Streuungen ist es nur begrenzt möglich, die ermittelten Verformungsmoduln systematisch auszuwerten.

Das in der Tabelle aufgeführte Verhältnis zwischen dem Verformungsmodul  $E_u$  aus den CU-Versuchen und dem Verformungsmodul  $E$  aus den zeitgleich durchgeführten einaxialen Druckversuchen zeigt, daß bei den härteren Dichtwandmassen ab einem Probenalter von 28 Tagen der Verformungsmodul aus den CU-Versuchen ca. 60 % des Verformungsmoduls aus dem einaxialen Druckversuch beträgt. Es gilt also

$$E_u \approx 0,6 \times E.$$

Dieser Zusammenhang mit dem Faktor 0,6 ist wahrscheinlich - ähnlich dem Vergleich der Festigkeiten mit dem Faktor 0,8 - in der wesentlich niedrigeren Geschwindigkeit beim CU-Versuch begründet.

Die Bruchstauchungen der CU-Versuche liegen im Mittelwert bei 0,6 % bei einer Streubreite zwischen 0,4 % und 0,85 %. In der Größenordnung entsprechen sie somit den Bruchstauchungen im einaxialen Druckversuch.

## **7.5 CD - Versuche**

### **7.5.1 Verlauf der CD - Versuche**

Vor dem Abscheren unter drainierten Bedingungen werden die Proben in der bereits beschriebenen Art und Weise gesättigt und konsolidiert. Die Konsolidationsspannungen  $\sigma_c$  betragen in den Regelversuchen  $\sigma_c = 150, 300$  und  $450$  kPa und entsprechen den effektiven Spannungen  $\sigma'_3$  während des Versuchs. Die Proben wurden im Alter zwischen 7 und ca. 100 Tagen untersucht.

In Voruntersuchungen war zunächst die mögliche Versuchsgeschwindigkeit zu ermitteln. Hierfür wurden Vergleichsuntersuchungen mit einer Abschergeschwindigkeit von 1/1000 bzw. 2/1000 mm/min durchgeführt. Sowohl in der Festigkeit als auch im  $\sigma - \varepsilon$  - Diagramm ergaben sich keine signifikanten Unterschiede. Wegen der Vergleichbarkeit mit den CU-Versuchen wurde die Geschwindigkeit  $v$  zu  $v = 2/1000$  mm/min gewählt.

Bei den ersten Versuchen im Probenalter zwischen 7 und 28 Tagen zeigte sich, daß die Proben bei Stauchungen bis über 20 % keinen Schubbruch erlitten. Für eine Stauchung von 20 % ist eine Versuchsdauer von über 5 Tagen erforderlich. Innerhalb dieser Zeit verändern sich die relativ jungen Dichtwandmassen infolge Hydratation noch deutlich. So ist entsprechend den Voruntersuchungen (vgl. Kap. 4) innerhalb dieses Zeitraumes bei den 28 Tage alten Proben mit einer Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit um ca. 10 % zu rechnen. Zudem zeigt sich wie in den CU-Versuchen, daß die Dichtwandmasse bis ins Probenalter von ca. 4 Wochen bei

einaxialen Druckfestigkeiten von maximal 335 kPa stark durch die Konsolidation beeinflusst wird.

Aufgrund der ständigen Veränderung der Materialeigenschaft während des Versuchs und der Veränderung infolge der Konsolidation erscheint die Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der jungen und damit relativ weichen Dichtwandmassen mit Hilfe gemeinsamer Parameter für eine Probenserie nicht sinnvoll. Die nachfolgenden Versuchsauswertungen beziehen sich daher auf Versuche an festeren Proben. Deren einaxiale Druckfestigkeit ist größer als die maximale Konsolidationsspannung von  $\sigma_c = 450$  kPa.

Diese Proben wurden in bis zu 9 Tage dauernden Versuchen maximal um 35 % gestaucht, um einen am Abfall der Deviatorspannung erkennbaren Bruchzustand zu erreichen. Der Verlauf der Deviatorspannung mit zunehmender Verformung ist in Bild 43 so dargestellt, wie er sich grundsätzlich im drainierten Triaxialversuch einstellt.

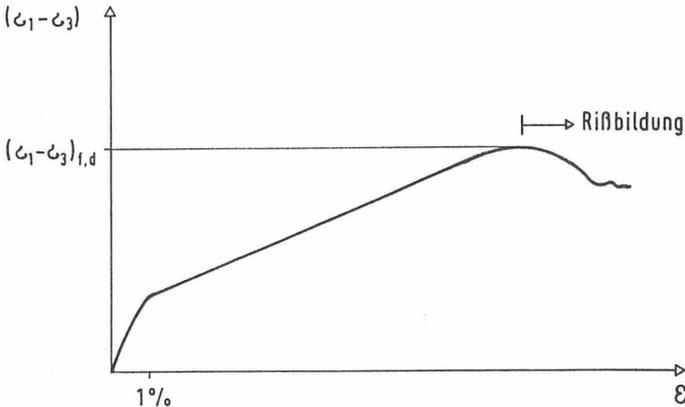


Bild 43: Verlauf der Deviatorspannung im drainierten Triaxialversuch

Im Anfangsbereich steigt die Deviatorspannung relativ stark mit der Stauchung an. Nach einer Stauchung von ca. 1 % geht die Kurve in eine flachere Gerade über, die Dichtwandmasse scheint zu fließen. Aus dem Fließen heraus knickt die Kurve nach unten hin ab. Mit Überschreiten des Maximums der Deviatorspannung sind erste Risse visuell erkennbar. Das Maximum wird als drainierte Bruchfestigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{1,d}$  definiert. Infolge von Rissen steigt hier die Durchlässigkeit der Dichtwandmasse rapide an. Für die Dichtwirkung stellt dies den kritischen Zustand dar.

Wesentlichen Einfluß auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse hat die horizontale Hauptspannung  $\sigma_3$  während des Versuchs. Bild 44 zeigt die für die Hauptspannungen  $\sigma_3 = 20, 150, 300$  und  $450$  kPa ermittelten Kurvenverläufe an einer Dichtwandmasse im Probenalter von 94 Tagen (Probenalter = Beginn des Abschervorganges).

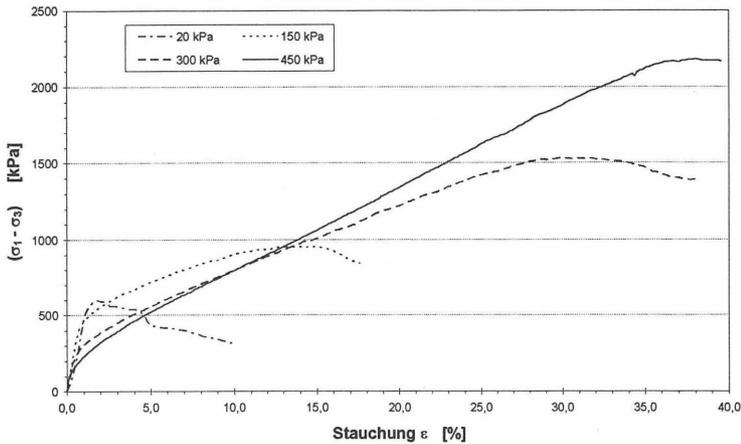


Bild 44: Spannungs-Verformungs-Beziehung mit unterschiedlichen Seitendrücken  $\sigma_3$

Der Vergleich der Kurven untereinander zeigt, daß

- die drainierte Bruchfestigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,d}$  mit der Horizontalspannung ansteigt und
- der lineare Bereich mit zunehmender Horizontalspannung länger und steiler wird.

Schon anhand dieser allgemeinen Feststellungen zeichnen sich deutliche Unterschiede zwischen dem undrainierten und dem drainierten Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse ab.

In den folgenden Kapiteln werden die ermittelten Spannungs-Verformungs-Beziehungen gesetzmäßig formuliert.

### 7.5.2 Festigkeit von Dichtwandmassen unter drainierten Bedingungen

Bei Proben ab einem Probenalter von 56 Tagen erscheint es sinnvoll, lang andauernde Versuche bis zum Erreichen des durch das Überschreiten des Maximums der Deviatorspannung und das Auftreten von Rissen definierten Bruchzustandes zu fahren. Diese Versuche dauerten bis zu 9 Tage, innerhalb derer sich die einaxiale Druckfestigkeit bei den 56 Tage alten Proben um ca. 5 % und bei den 84 bis 94 Tage alten Proben um maximal 0,7 % ändern (vgl. Kap. 4).

Die Bruchspannung ist als die maximale im Versuch erreichte Deviatorspannung  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,d}$  definiert. Die ermittelten Werte sind in Tabelle 15 für die unterschiedlichen Horizontalspannungen  $\sigma_3$  und die verschiedenen Probenalter aufgeführt. Zur Verifizierung der Ergebnisse für niedrige Horizontalspannungen wurde für die 91 Tage

alte Dichtwandmasse ein Versuch bei  $\sigma_3 = 20$  kPa durchgeführt. Eine nach 98 Tagen durchgeführte Versuchsserie diente der Absicherung der Ergebnisse.

Parallel zu den Triaxialversuchen wurden zu jedem Prüftermin jeweils 5 einaxiale Druckversuche durchgeführt. Der Mittelwerte aus den Versuchen sind als einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  zusätzlich aufgeführt, wobei die Ergebnisse der Serien zwischen 84 und 98 Tagen Probenalter keine signifikanten, durch fortschreitende Hydratation begründete Differenzen aufwiesen und daher zusammengefaßt wiedergegeben sind.

Probenalter [d]	Bruchfestigkeit $(\sigma_1 - \sigma_3)_{t,d}$ [kPa]				$q_u$ [kPa]
	$\sigma_3 = 20$ kPa	$\sigma_3 = 150$ kPa	$\sigma_3 = 300$ kPa	$\sigma_3 = 450$ kPa	
56	-	1102	1534	2332	540
84	-	995	1450	2112	660
91	597	944	1530	-	
98	-	953	-	2177	

Tabelle 15: Drainierte Bruchfestigkeiten  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{t,d}$  der Na-Dichtwandmasse

Anhand der ermittelten Bruchfestigkeiten im Probenalter zwischen 56 und 98 Tagen ist keine Beeinflussung der drainierten Festigkeit durch die Hydratation, die sich in den einaxialen Druckfestigkeiten bemerkbar macht, feststellbar. Dies ist sicherlich in den absolut wesentlich höheren Festigkeiten im Triaxialversuch begründet, bei denen die absolute Festigkeitsänderung infolge der Hydratation ( $\Delta q_u = 120$  kPa) durch Versuchungenauigkeiten überlagert sind. Auch eine Beeinflussung der Bruchfestigkeit durch Materialveränderungen infolge der Konsolidation, wie es für die weichen Proben in den CU-Versuchen festgestellt wurde, ist aufgrund der für die jeweiligen Konsolidationsspannungen gleichen Konsolidationswassermengen auszuschließen. Für die Beschreibung des Festigkeitsverhaltens der Dichtwandmasse werden daher alle Ergebnisse zusammengefaßt verarbeitet.

Aus Tabelle 15 und aus Bild 43 wird deutlich, daß die Bruchfestigkeit der Dichtwandmasse unter drainierten Bedingungen wesentlich von der horizontalen Hauptspannung  $\sigma_3$  abhängig ist. Für die Darstellung einer lastabhängigen Festigkeit bietet sich das  $p'$ - $q$ -Diagramm an.

Die Werte  $p'$  und  $q$  ermitteln sich zu

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

Auf der Abszisse ist  $p'$  und auf der Ordinate  $q$  im jeweils gleichen Maßstab abzutragen. Im  $p'$ - $q$ -Diagramm ist jeder Spannungszustand der Probe während des Triaxialversuchs durch einen Punkt darstellbar. In Bild 45 sind für die einzelnen

Teilversuche die in Tabelle 15 aufgeführten Spannungszustände im Bruchzustand dargestellt.

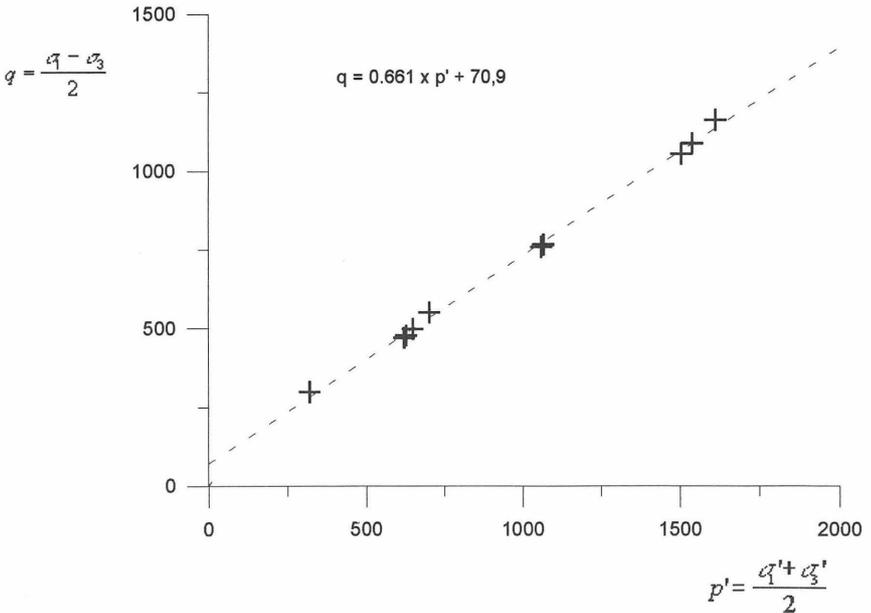


Bild 45: Bruchfestigkeiten der Na-Dichtwandmasse im  $p'$ - $q$ -Diagramm

Offensichtlich herrscht zwischen  $p'$  und  $q$  ein linearer Zusammenhang.

In allgemeiner Form beschreibt diesen linearen Zusammenhang die Geradengleichung

$$q = \tan \alpha' \times p' + b .$$

Hier ist  $\alpha$  der von der Geraden und der Horizontalen eingeschlossene Neigungswinkel und  $b'$  der Ordinatendurchgang der Geraden bei  $p'=0$ . Aus den Parametern  $\alpha$  und  $b'$  berechnen sich die Mohr-Coulombschen Festigkeitsparameter  $\varphi'$  und  $c'$ , die die Schergerade im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm nach der Beziehung  $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$  beschreiben, zu

$$\varphi' = \arcsin(\tan \alpha') \quad \text{und} \quad c' = \frac{b'}{\cos \varphi} .$$

In der Bodenmechanik wird der Winkel  $\varphi'$  als Reibungswinkel und der Ordinatenabschnitt  $c'$  als Kohäsion zwischen den einzelnen Teilchen eines Lockergesteins interpretiert.

Bei den mit der Dichtwandmasse durchgeführten Triaxialversuchen ergibt sich die Geradengleichung aus den 10 Teilversuchen mit einem Bestimmtheitsmaß  $r^2 = 0,998$  zu

$$q = 0,661 \times p' + 70,9.$$

Hieraus berechnen sich die Festigkeitsparameter nach Mohr-Coulomb zu

$$\varphi' = 41,4^\circ \quad \text{und} \quad c' = 94,5 \text{ kPa}.$$

Aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen  $p'$  und  $q$  erscheint die Beschreibung des Festigkeitsverhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen mit Hilfe der aus dem  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm ableitbaren Festigkeitsparameter  $\varphi'$  und  $c'$  als mathematisch sinnvoll. Hier stellt sich die Frage, ob mit Hilfe dieser Parameter für den allgemeinen Fall einer beliebigen Horizontalspannung auch der spezielle Fall des einaxialen Druckversuchs mit  $\sigma_3 = 0$  beschreibbar ist. Im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm beschreibt ein durch den Ursprung verlaufender Halbkreis, der die Schergerade tangiert, die Spannungsverhältnisse im einaxialen Bruchzustand. Bild 46 zeigt diesen Bruchkreis.

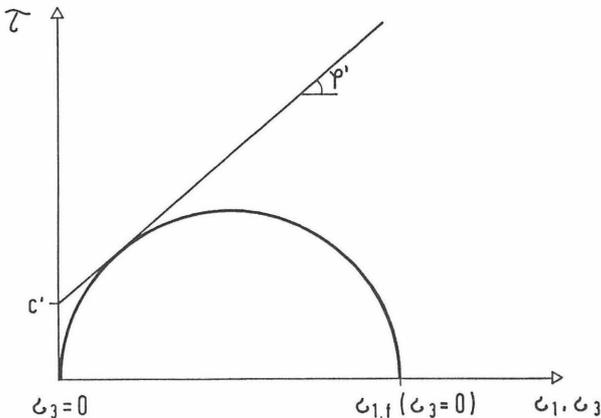


Bild 46: Einaxialer Bruchzustand im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm

Für den Bruchzustand ergibt sich die theoretische einaxiale Bruchspannung  $\sigma_{1,f}(\sigma_3=0)$  aus den geometrischen Verhältnissen zu

$$\sigma_{1,f}(\sigma_3 = 0) = \frac{2 \times c' \times \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = 419 \text{ kPa}.$$

Das Verhältnis  $\kappa_d$  zwischen der im einaxialen Druckversuch ermittelten einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und der theoretischen einaxialen Bruchspannung  $\sigma_{1,r}(\sigma_3=0)$  beträgt für die Festigkeit nach 56 Tagen  $\kappa_d = q_u/\sigma_{1,r}(\sigma_3=0) = 540/419 = 1,29$  und für Probenalter zwischen 84 und 91 Tagen  $\kappa_d = q_u/\sigma_{1,r}(\sigma_3=0) = 660/419 = 1,58$ . Dieses Verhältnis liegt somit in der Größenordnung, mit der ein Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der undrainierten Festigkeit mit  $\kappa_d = 1,2$  ermittelt wurde. Es liegt somit die Vermutung nah, daß das ermittelte Verhältnis von i. M. 1,5 durch die unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten im einaxialen Druckversuch und im drainierten Triaxialversuch begründet sein kann.

Bei allgemeiner Formulierung dieses Verhältniswertes als  $\kappa = q_u/\sigma_{1,r}(\sigma_3=0)$  ergibt sich für die Kohäsion  $c'$  mit  $\kappa_d = 1,5$

$$c' = q_u \frac{1 - \sin \varphi'}{\chi \cos \varphi'} \cong 0,3 \times q_u.$$

Zur Prüfung, ob der Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Kohäsion prinzipiell gleich und ob der ermittelte Reibungswinkel für alle Einphasen-Dichtwandmassen gültig ist, müßte im Rahmen weiterführender Arbeiten eine Vielzahl von Versuchen mit unterschiedlichen Dichtwandmassen durchgeführt werden. Prinzipiell können sich diese Versuche an der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung orientieren.

### 7.5.3 Verformungsverhalten von Dichtwandmassen unter drainierten Bedingungen

Das Verformungsverhalten der Dichtwandmassen unter drainierten Bedingungen wird, wie bereits beschrieben, durch folgende zwei Bereiche bestimmt:

- I schneller Kraftzuwachs bis zu einer Fließstauchung von 1 %,
- II anschließend Abflachen der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve.

In beiden Bereichen wächst die Deviatorspannung linear mit der Verformung an, so daß die gesamte Spannungs-Verformungs-Kurve bis zum Bruch durch zwei Geraden beschrieben werden kann. Aus der Steigung beider Geraden ergeben sich die Verformungsmoduln für den Anfangsbereich  $E_I$  und für den zweiten Bereich  $E_{II}$ . Die an den 56 bis 98 Tage alten Proben ermittelten Verformungsmoduln sind in Tabelle 16 für den Anfangsbereich ( $E_I$ , Verformungen  $\varepsilon < 1\%$ ) und in Tabelle 17 für den zweiten Bereich ( $E_{II}$ , Verformungen  $\varepsilon > 1\%$ ) aufgeführt. Tabelle 18 zeigt die ermittelten Bruchstauchungen  $\varepsilon_{br}$ . In den parallel durchgeführten einaxialen Druckversuchen wurden i. M. Verformungsmoduln von 186 MPa und Bruchstauchungen von 0,5 % ermittelt.

Probenalter [d]	Verformungsmodul $E_I$ [MPa]			
	$\sigma_3 = 20$ kPa	$\sigma_3 = 150$ kPa	$\sigma_3 = 300$ kPa	$\sigma_3 = 450$ kPa
56	-	38,0	17,8	11,1
84	-	48,2	29,8	13,9
91	48,7	41,7	31,8	-
98	-	42,5	-	7,8

Tabelle 16: Verformungsmodul  $E_I$  für den Anfangsbereich (Verformungen  $\epsilon < 1\%$ )

Probenalter [d]	Verformungsmodul $E_{II}$ [MPa]			
	$\sigma_3 = 20$ kPa	$\sigma_3 = 150$ kPa	$\sigma_3 = 300$ kPa	$\sigma_3 = 450$ kPa
56	-	4,0	5,6	6,8
84	-	3,6	4,4	5,5
91	n. b.	3,6	4,3	-
98	-	3,4	-	5,4

n. b.:  $E_{II}$  nicht bestimmbar, da Bruch direkt nach Bereich I

Tabelle 17: Verformungsmodul  $E_{II}$  für den Endbereich (Verformungen  $\epsilon > 1\%$ )

Probenalter [d]	Bruchstauchungen $\epsilon_{br}$ [%]			
	$\sigma_3 = 20$ kPa	$\sigma_3 = 150$ kPa	$\sigma_3 = 300$ kPa	$\sigma_3 = 450$ kPa
56	-	17,8	23,7	33,9
84	-	19,6	24,8	36,2
91	1,75	18,1	30,0	-
98	-	14,2	-	37,9

Tabelle 18: Bruchstauchungen  $\epsilon_{br}$

In den aufgeführten Zahlenwerten spiegelt sich deutlich die Abhängigkeit des Verformungsverhaltens von der Horizontalspannung  $\sigma_3$  wieder. Im Anfangsbereich für Stauchungen  $\epsilon < 1\%$  fällt der Verformungsmodul und damit auch die im 1. Bereich erreichte Deviatorspannung mit zunehmender Horizontalspannung zu. Die Steifigkeit für Verformungen über 1% nimmt dagegen mit der Horizontalspannung zu. Die Verformungsmoduln fallen im Endbereich z. T. auf weniger als 1/10 des

Anfangswertes ab. Zwischen den Verformungsmoduln und dem Seitendruck ist tendenziell ein linearer Zusammenhang erkennbar.

Wie die ermittelten Bruchstauchungen zeigen, ist die Verformbarkeit bis zum Bruch der Dichtwandmasse ebenfalls von der Horizontalspannung abhängig. Während bei niedrigem  $\sigma_3$  die Dichtwandmasse relativ schnell nach dem Anfangsbereich bricht, ohne daß sich ein zweiter Bereich erkennbar ausbildet, verträgt die Dichtwandmasse bei hohen Seitendrücken Verformungen, die über 1/3 der Probenhöhe betragen.

Zusammenhänge zwischen den in den drainierten Triaxialversuchen ermittelten Verformungskennwerten und den entsprechenden Kennwerten des einaxialen Druckversuchs sind nicht erkennbar. Der Vergleich der Verformungsmoduln und der Bruchstauchungen aus den drainierten Triaxialversuchen und den einaxialen Druckversuchen zeigt eine wesentlich größere Verformbarkeit der Dichtwandmasse bei seitlicher Stützung als im einaxialen Druckversuch ohne seitliche Stützung.

#### 7.5.4 Plastizität von Dichtwandmassen

In den drainierten Triaxialversuchen waren z. T. sehr große Stauchungen erforderlich, um ein Versagen der Dichtwandmasse infolge Rissbildung zu erreichen. Die Stauchungen wurden kontinuierlich aufgebracht, die Dichtwandmasse unterlag also immer neuen Spannungszuständen. Als Folge wechselnder Belastungen, z. B. infolge unterschiedlicher Bauzustände, kann der aktuelle Spannungszustand einer Dichtwand einem bereits vorher durchlaufenen Zustand entsprechen. Dies passiert durch Ent- und/oder Wiederbelastung.

Im weiteren ist das Verformungsverhalten der Dichtwandmasse im Fall der Ent- und Wiederbelastung zu untersuchen. Hierfür wurden Probekörper nach Konsolidation unter 150 und 450 kPa in Intervallen bis auf ihre einaxiale Druckfestigkeit deviatorisch belastet. Bei 25, 50, 80 und 100 % der einaxialen Druckfestigkeit erfolgte eine Entlastung der Probekörper. Diese Art der Be- und Entlastung ermöglicht es, reversible (elastische) und irreversible (plastische) Verformungsanteile voneinander zu trennen. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 47 für die Horizontalspannungen  $\sigma_3 = 150$  und 450 kPa dargestellt.

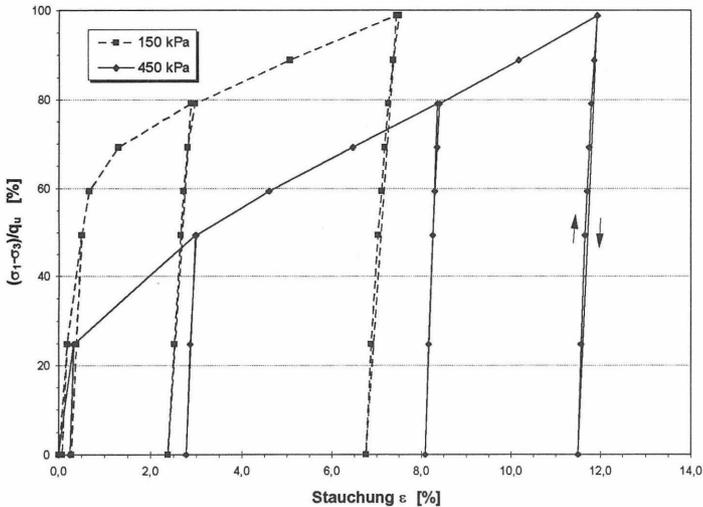


Bild 47: Elastische und plastische Verformungen der Dichtwandmasse

Erkennbar ist, daß die Kurven der Erstbelastung deutlich flacher verlaufen als bei der Ent- bzw. Wiederbelastung, was an den Verformungsmoduln quantifizierbar ist. Während die Verformungsmoduln für die Erstbelastung den im vorangehenden Kapitel (drainierte Triaxialversuche) aufgeführten Werten entsprechen (abhängig von der Gesamtstauchung ca. 3 - 50 MPa), wurden für die Ent- und Wiederbelastung Werte von 145 MPa für  $\sigma_3 = 150$  kPa bzw. 208 MPa für  $\sigma_3 = 450$  kPa ermittelt.

Die Ent- und Wiederbelastungsäste laufen für alle Lastniveaus annähernd parallel, die Ent- und Wiederbelastungsmoduln sind also für alle Deviatorspannungen konstant. Plastische Verformungen treten bereits nach relativ geringer Belastung auf. Aufgrund der konstant hohen Ent- und Wiederbelastungsmoduln nimmt der Anteil der plastischen Verformungen annähernd linear mit den Gesamtverformungen zu.

## 7.6 Zusammenfassung der triaxialen Scherversuche

Bei den Triaxialversuchen unter undrainierten Bedingungen wurde nachgewiesen, daß die Festigkeit der Dichtwandmasse dann abhängig von der Konsolidationsspannung ist, wenn diese einen Zusammenbruch der Struktur der Dichtwandmasse bewirkt. Hierfür muß die Konsolidationsspannung größer als das 1,5-fache der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  sein. In diesem Fall, steigt die Festigkeit linear mit der äquivalenten Konsolidationsspannung  $\sigma_{c,\bar{a}} = q_u / \sigma_3$ .

Der zeitliche Verlauf der Konsolidation unterscheidet sich deutlich von dem für bindige Böden bekannten Verlauf, so daß die hierfür bekannten Abschätzungen für erforderliche Abschergeschwindigkeiten nicht anwendbar ist. Diese muß daher in

Vorversuchen ermittelt oder der konkreten Fragestellung angepaßt eingestellt werden.

In den konsolidierten und undrainierten Versuchen ergab sich für Dichtwandmassen, deren Struktur durch die Konsolidation nicht wesentlich verändert wurde ( $\sigma_c > q_u/1,5$ ) eine von der horizontalen Hauptspannung  $\sigma_3$  unabhängige Festigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u} = q_u/1,2$ . Unter diesen Verhältnissen stellt sich ein Verformungsmodul für die undrainierte Belastung  $E_u = 0,6 \times E$  ein.

Unter drainierten Bedingungen ergab sich ein vollständig anderes Spannungs-Verformungs-Verhalten. Die Dichtwandmasse reagiert hier wesentlich weicher auf Belastung. Die Bruchspannung ist auch dann von der horizontalen Hauptspannung  $\sigma_3$  abhängig, wenn die Probe nicht durch die Konsolidationsspannung beeinflusst wurde. Die Bruchfestigkeit der untersuchten Na-Bentonit-Dichtwandmasse kann in einfacher Form nach Mohr-Coulomb mit  $\tau_{br} = c' + \sigma_n \times \tan\varphi'$  mit dem Winkel  $\varphi' = 41,4^\circ$  und der Kohäsion  $c' = 0,3 \times q_u$  beschrieben werden ( $\tau_{br}$  und  $\sigma_n$  = Bruchschubspannung und Normalspannung in der Scherebene).

Die Beschreibung nach Mohr-Coulomb impliziert eine Reibung im Material, die durch den Winkel  $\varphi'$  als Reibungswinkel beschrieben wird. Würde allerdings tatsächlich eine Reibung zwischen Feststoffteilchen zur Festigkeit der Dichtwandmasse beitragen, so müßte sich diese auch im CU-Versuch dadurch bemerkbar machen, daß ein Teil der aufgetragenen Deviatorspannung vor dem Bruch durch das Feststoffgerüst der Dichtwandmasse und nicht von dem Porenwasser aufgenommen wird. Der Porenwasserdruck wächst jedoch parallel mit der Deviatorspannung, ein Reibungsanteil ist nicht feststellbar. Wahrscheinlich sind die Kontakte zwischen den Feststoffteilchen nicht zahlreich und nicht groß genug, um eine Reibungsfestigkeit zu erzeugen.

Wie die Ergebnisse der drainierten Versuche, in denen ein annähernd direkter Zusammenhang zwischen  $\sigma_3$  und der Festigkeit festgestellt wurde ( $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,d} \approx \tan 41,4^\circ \times \sigma_3 = 0,9 \times \sigma_3$ ), zeigen, scheint sich in der Dichtwandmasse ein annähernd hydrostatischer Spannungszustand (Vertikalspannung = Horizontalspannung) einzustellen. Dieser durch die äußere Hauptspannung  $\sigma_1$  vorgegebene Spannungszustand führt an dem Zeitpunkt zum Bruch der Probe, an dem die Differenz zwischen dem Spannungszustand und der von außen aufgetragenen horizontalen Hauptspannung größer ist als eine innere Strukturfestigkeit. Die innere Strukturfestigkeit betrüge dann entsprechend den Versuchen das 1/1,5-fache der einaxialen Druckfestigkeit.

Die Verformbarkeit der Dichtwandmasse ist unter drainierten Bedingungen ebenfalls abhängig von der Horizontalspannung. Bei Horizontalspannungen bis 450 kPa wurden Bruchstauchungen von bis zu ca. 38 % ermittelt. Der größte Teil der Verformungen ist plastisch.

## 8 Zugfestigkeit der Dichtwandmassen

### 8.1 Allgemeines

Mechanische Belastungen im Bereich des Grundbaus resultieren größtenteils aus Druckbelastungen, weshalb die in der Bodenmechanik gängigen Beschreibungen des Festigkeitsverhaltens i. d. R. auf Druckspannungen ausgelegt sind. In einigen Fällen kann jedoch die Zugfestigkeit der Dichtwandmasse von Bedeutung sein. Möglich ist z. B. eine Biegemomentenbeanspruchung bei einem Baugrubenverbau mit einer in die Dichtwand eingestellten Spundwand.

Die Überschreitung der Zugfestigkeit bedeutet ein Aufreißen der Dichtwandmasse senkrecht zur Hauptnormalspannung und somit den Verlust der Dichtwirkung. Da dieser Fall ausgeschlossen bleiben muß, ist die von der Dichtwandmasse aufnehmbare Zugspannung zu untersuchen.

Im Bereich der Felsmechanik wird ein Überschreiten der Zugfestigkeit durch das „tension-cut-off“-Kriterium im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm berücksichtigt (WITTKÉ, 1984, S. 72).

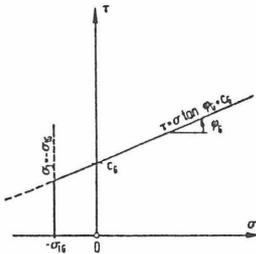


Bild 48: Tension-cut-off-Kriterium im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm (WITTKÉ, 1984)

Für die Dichtwandmassen bietet sich aufgrund des bekanntermaßen ähnlichen Verhaltens die Übernahme dieses Kriteriums an. Hierfür ist die Zugfestigkeit  $\sigma_t$  zu ermitteln.

Es ist ein möglicher Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit einer Dichtwandmasse zu untersuchen. Beim einaxialen Druckversuch an Dichtwandmassen zeigen sich zwei mögliche Bruchbilder (vgl. Bild 49):

- (1) Bei Dichtwandmassen mit geringer Festigkeit ( $q_u < \approx 500$  kPa) bildet sich, von den Druckplatten ausgehend, ein kompakter, unzerstörter Kegel aus, der sich in den Probekörper hineindrückt und zu seitlichen Abplatzungen in der Mitte des Probekörpers führt.

- (2) Bei festeren Dichtwandmassen ist der Einfluß der Endflächenreibung in Relation zur Festigkeit geringer. Hier bilden sich Risse parallel zur Lastrichtung aus.

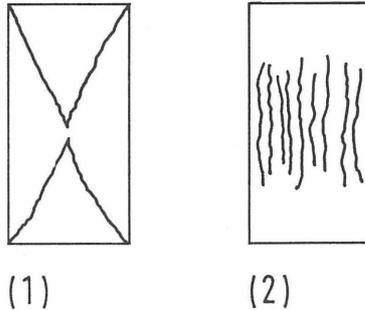


Bild 49: Bruchbilder beim einaxialen Druckversuch mit Dichtwandmassen

Beide Bruchbilder zeigen, daß die Probekörper im einaxialen Druckversuch letztendlich infolge von Zugspannungen versagen. Mit Aufbringen der Vertikallast verformt sich die Probe infolge der Querdehnung horizontal. Da die Kontinuität des Probekörpers bewahrt bleiben soll, finden auch tangentielle Verformungen, die proportional zum Abstand von der Probenachse sind, statt. So erfährt ein an der Mantelfläche liegendes Volumenelement eine tangentielle Verformung, die größer ist, als sie infolge Querdehnung sein darf. Hieraus resultieren Zugspannungen. Dieser Effekt ist aus der Festigkeitsprüfung von Fels bekannt (VUTUKURI et al., 1974).

Das Versuchsprogramm beinhaltet Zugversuche an Na- und Ca-Dichtwandmassen unterschiedlichen Probenalters. Parallel hierzu werden einaxiale Druckversuche durchgeführt.

## 8.2 Versuchstechnik

Bei der Ermittlung der Zugfestigkeit fester Materialien ist grundsätzlich zwischen direkten und indirekten Methoden zu unterscheiden. Bei der direkten Methode wird, wie z. B. bei der Prüfung von Metallen, ein Probekörper einaxial bis zum Bruch auf Zug beansprucht. Hierfür ist eine relativ aufwendige Versuchsapparatur erforderlich. Einfacher ist es, die Zugfestigkeit mittels indirekter Methoden als Biegezugfestigkeit oder als Spaltzugfestigkeit zu ermitteln. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit fällt die Wahl auf den Spaltzugversuch („Brazilian test“), da dies die in der Fels- und Bodenmechanik eingeführte Untersuchungsmethode ist (WITTKE, 1984; KÉZDI, 1973).

Beim Spaltzugversuch wird eine zylindrische Probe längs ihrer Achse unten und oben mit einer Linienlast auf Druck belastet. Die Belastung einer Probe und die resultierende Spannungsverteilung im Querschnitt der Probe zeigt Bild 50.

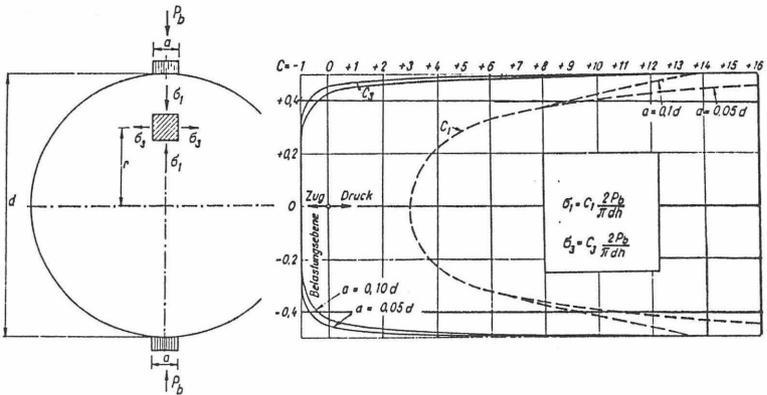


Bild 50: Belastung und Hauptspannungsverteilung beim Spaltzugversuch im Querschnitt (KÉZDI, 1973)

Im Versuch wird die Probe mit konstanter Geschwindigkeit ( $v = 1\text{mm/min}$ , entspricht 1% der belasteten Höhe  $d$  je min) innerhalb von 1-5 Minuten bis zum Bruch belastet. Der Bruch zeigt sich in vertikalen Rissen zwischen den beiden Linienlasten und dem gleichzeitigen Lastabfall. Die Auswertung des Versuchs erfolgt nach der Formel

$$\sigma_1 = \frac{P_b}{\pi \times r \times l}$$

mit:  $\sigma_1$  = Zugfestigkeit  
 $P_b$  = Bruchlast  
 $r$  = Probenradius  
 $l$  = Probenlänge.

Bei der Belastung der Probe entsteht im Bereich der Lasteinleitung durch Festigkeitsüberschreitung ein abgeplatteter Bereich. Von der dargestellten Spannungsverteilung im Querschnitt der Probe und der darauf beruhenden Auswertung kann nur ausgegangen werden, wenn der abgeplattete Bereich nach dem Versuch kleiner als 1/10 des Probendurchmessers ist (KÉZDI, 1973). Bei den durchgeführten Versuchen lag die Probe direkt an den Druckplatten an, so daß sich eine sehr schmale Auflagerfläche einstellte. Trotz der sehr konzentrierten Lasteinleitung war der abgeplattete Bereich maximal 2 mm breit, was 1/50 des Probendurchmessers entspricht. Somit kann der Spaltzugversuch mit der oben aufgeführten Auswertung zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Einphasen-Dichtwandmassen eingesetzt werden.

### 8.3 Ermittlung der Zugfestigkeit von Dichtwandmassen in Spaltzugversuchen

Es wurde die Zugfestigkeit der Natrium-Bentonit-Dichtwandmasse und der Calcium-Bentonit-Dichtwandmasse ermittelt. Die Versuche fanden im Probenalter von 7, 14, 28 und 62 Tagen statt. Die Maße der Probekörper sind  $h = 20 \text{ cm}$  und  $d = 10 \text{ cm}$ . Sie entsprechen in der Herstellung und den Abmessungen den Probekörpern für einaxiale Druckversuche.

Zu jedem Prüftermin wurden von den zwei Dichtwandmassen jeweils 5 Probekörper auf ihre Zugfestigkeit hin untersucht. Parallel zur Zugfestigkeit wurde die einaxiale Druckfestigkeit an jeweils 3 Proben ermittelt. Die Versuchsergebnisse der Spaltzug- und einaxialen Druckversuche sind in Tabelle 19 als Mittelwerte über die 5 bzw. 3 Teilversuche angegeben. Für die Spaltzugversuche ist zusätzlich der Variationskoeffizient  $\hat{\nu}$  angegeben.

DWM	Probenalter	Spaltzugfestigkeit	Variationskoeffizient	einaxiale Druckfestigkeit
	[d]	$\sigma_t$ [kPa]	$\hat{\nu}$ [%]	$q_u$ [kPa]
Na	7	14,0	36,4	97
Na	14	53,2	5,9	339
Na	28	75,4	7,3	424
Na	62	84,6	7,8	610
Ca	7	63,0	11,7	374
Ca	14	98,4	2,7	635
Ca	28	166,2	9,8	1043
Ca	62	153,8	17,9	1052

Tabelle 19: Ergebnisse der Zugfestigkeitsuntersuchungen

Die Auswertung der Variationskoeffizienten zeigt, daß die Spaltzugfestigkeiten im Vergleich zu den Druckfestigkeiten ( $\hat{\nu} \approx 3 \%$ ) relativ weit streuen. Ein Grund ist, insbesondere bei den Proben mit niedriger Festigkeit, die im Vergleich zur Auflösung der Prüfpresse niedrige Maximalkraft. Größere Genauigkeit könnte mit der Verwendung parallelgeführter Druckplatten erreicht werden, was jedoch wegen des bedeutenden Mehraufwandes nicht realisierbar war.

Trotz der relativ großen Streuung ist eine Systematik der Zugfestigkeit erkennbar. In Bild 51 ist die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit dargestellt. Aufgetragen sind die in Tabelle 19 wiedergegebenen Mittelwerte für die

Natrium- und die Calcium-Bentonit-Dichtwandmasse. Die in das Diagramm eingefügte Gerade berechnet sich aus der linearen Regression.

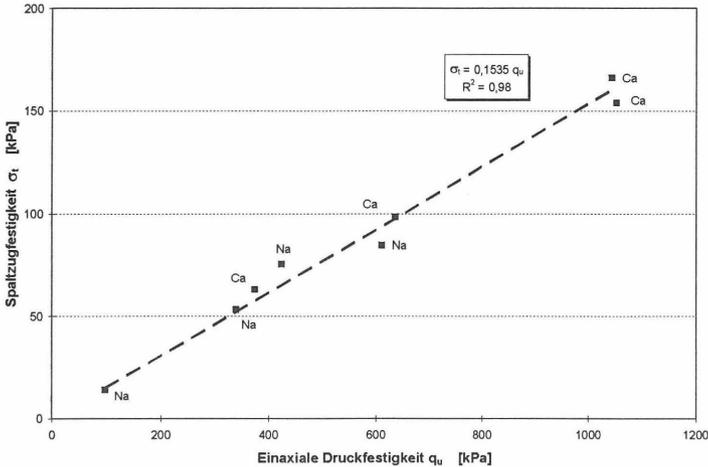


Bild 51: Spaltzugfestigkeit  $\sigma_t$  in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$

Das Bestimmtheitsmaß  $r^2 = 0,98$  besagt, daß die Zugfestigkeit deutlich mit der Druckfestigkeit korreliert. In Anbetracht der großen Streuung bei der Ermittlung der Spaltzugfestigkeit bestätigt dies den aufgrund des Bruchbildes beim einaxialen Druckversuch zu vermutenden Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit einer Einphasen-Dichtwandmasse.

Die ermittelte Regressionsgerade läßt den Schluß zu, daß als Zugfestigkeit einer Einphasen-Dichtwandmasse 15 % der einaxialen Druckfestigkeit ansetzbar sind.

Eine Drainage der Probe während des Spaltzugversuches findet wie beim einaxialen Druckversuch aufgrund der hohen Belastungsgeschwindigkeit kaum statt. Unter undrainierten Bedingungen ist die maximale Deviatorspannung (Bruchspannung) unabhängig von der kleinsten Hauptspannung  $\sigma_3$ . Die Schergerade im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm ist eine horizontale Gerade.

Entsprechend den in Bild 50 aufgeführten Hauptspannungsverhältnissen ergeben sich mit den Faktoren  $C_1 = 3$  und  $C_3 = -1$  und mit dem Zusammenhang  $\sigma_t = 0,15 \times q_u$  die Hauptspannungen im Bruchzustand des Spaltzugversuchs zu

$$\sigma_1 = 3 \times 0,15 \times q_u = 0,45 \times q_u, \quad \sigma_3 = -1 \times 0,15 \times q_u = -0,15 \times q_u.$$

Der durch diese Werte definierte Mohr'sche Spannungskreis ist in Bild 52 zusammen mit dem entsprechenden Bruchzustand für  $\sigma_3 = 0$ , der sich aus der horizontalen Schergeraden ergibt, im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm dargestellt.

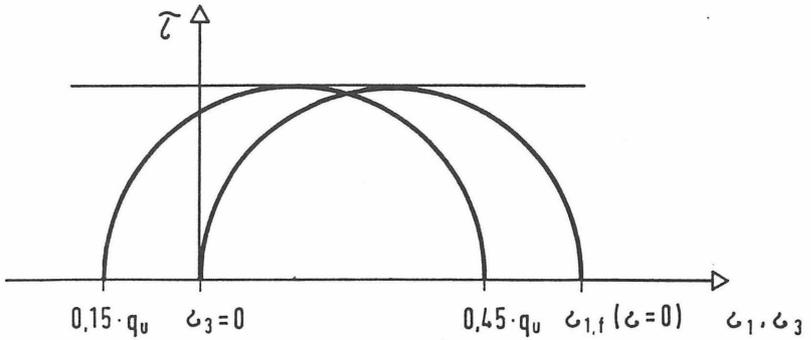


Bild 52: Einaxialer Bruchzustand mit Zugbruch im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm

Die theoretische Druckfestigkeit im einaxialen Spannungszustand,  $\sigma_{1,f}(\sigma_3=0)$ , berechnet sich demnach zu

$$\sigma_{1,f}(\sigma_3 = 0) = (0,45 + 0,15) \times q_u = 0,6 \times q_u$$

und hieraus direkt der Verhältniswert  $\kappa_z = q_u / \sigma_{1,f}(\sigma_3=0)$  zu

$$\kappa_z = 0,6.$$

Somit liegt das Verhältnis zwischen dem theoretischen und dem im Versuch ermittelten Wert unterhalb der Größenordnung der Triaxialversuche ( $\kappa_d=1,5$ ;  $\kappa_u=1,2$ ).

## 9 Verformungsverhalten der Dichtwandmassen unter langer Lasteinwirkung

### 9.1 Allgemeines

Im Bereich des Bauwesens geht das Verhalten fester Baustoffe unter langer Lasteinwirkung bereits in die Bemessung von Bauteilen, z. B. von Spannbetonelementen oder Bauwerken im Fels- und Salzgestein, ein. Das Verhalten fester Stoffe unter langandauernder Lasteinwirkung wird i. a. mit den Begriffen „Kriechen“ oder „Relaxation“ bezeichnet. „Kriechen“ ist das Verformungsverhalten unter einer Dauerlast und „Relaxation“ der Spannungsabbau nach einer aufgezwungenen Verformung. Beide Erscheinungen werden i. d. R. auf dieselben Mechanismen zurückgeführt. Die überwiegende Zahl an Untersuchungen zum Langzeitverhalten von Materialien unter Last basiert auf Kriechversuchen. Die Relaxation läßt sich ungleich schwerer ermitteln, da eine konstante Verformung versuchstechnisch wesentlich aufwendiger als eine konstante Last aufbringbar ist.

Aus Last-Setzungs-Versuchen an Dichtwandmassen im Ödometer ist bekannt, daß auch längere Zeit nach Lastaufbringung Verformungen meßbar sind (RODATZ et al., 1993). Zielgerichtete Untersuchungen bezüglich des Kriechverhaltens von Dichtwandmassen liegen jedoch noch nicht vor. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden daher Kriechversuche für die Ermittlung des grundsätzlichen Verhaltens von Dichtwandmassen unter langer Lasteinwirkung durchgeführt.

Als Grundlage dieser Untersuchungen muß zunächst der Begriff „Kriechen“ eindeutig definiert sein. Hier ist sinnvollerweise der Anteil der Kriechverformungen an den Gesamtverformungen zu berücksichtigen. Desweiteren ist zu prüfen, wie das Kriechverhalten von Dichtwandmassen beschrieben werden kann.

In der Betontechnologie beinhaltet das Kriechen die plastischen Dehnungen, auch Fließdehnungen  $\varepsilon_f$  genannt, und die verzögert elastischen Dehnungen  $\varepsilon_v$  (LEONHARDT, 1980). Die Kriechverformungen sind von den Schwindverformungen, die infolge Austrocknens auftreten, zu trennen. Die irreversiblen Fließdehnungen sind weiter aufteilbar in eine rasche Anfangsverformung  $\varepsilon_a$ , in ein Grundfließen  $\varepsilon_{f,g}$  und ein Trocknungsfließen  $\varepsilon_{f,tr}$ . Eine weitergehende Aufteilung der einzelnen Verformungsarten ist möglich. Sie dient der genaueren Erfassung der einzelnen Komponenten und deren Abhängigkeit von äußeren Randbedingungen und somit der genaueren Prognose von Kriechverformungen.

Das Kriechverhalten von Beton wird üblicherweise mit technisch-empirischen Modellen oder makroskopisch-rheologischen Modellen beschrieben. Die technisch-empirischen Modelle beschränken sich darauf, die Zeit-Verformungs-Beziehungen rein mathematisch zu beschreiben. Mit makroskopisch-rheologischen Modellen wird versucht, das Kriechverhalten mit rheologischen Modellen (z. B. Feder, Dämpfer) bzw. Kombinationen derselben zu betrachten.

Als Ursache für das Kriechen von Beton wird das im Zementstein physikalisch gebundene Wasser angesehen. Das physikalisch gebundene Wasser liegt in den

Poren und unterliegt dem dort herrschenden, von der Porengröße abhängigen Kraftfeld. In diesem Kraftfeld bewegt sich das Wasser unter äußerer Last langsam in luftgefüllte Poren oder es entweicht aus dem Zementstein (MÜLLER, 1986).

Der zeitliche Verlauf der Verformungen unter Dauerlast läßt sich wie in Bild 53 dargestellt in drei Kriechphasen einteilen.

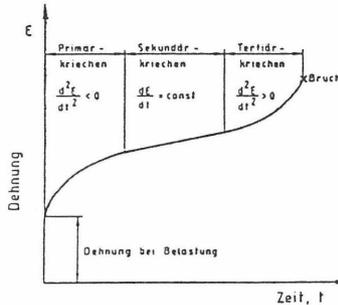


Bild 53: Allgemeine Zeit-Dehnungs-Kurve unter konstanter Dauerlast (aus MÜLLER, 1986)

Im primären Bereich nimmt die Kriechrate ab, im sekundären Bereich ist sie konstant und im tertiären Bereich steigt sie bis zum Kriechbruch an. Ob sich der sekundäre und der tertiäre Bereich einstellen ist vom Verhältnis der aufgetragenen Belastung zur Festigkeit und vom Material abhängig. Die Dauerstandfestigkeit ist die Spannung, die gerade nicht in den tertiären Bereich des Kriechbruchs führt. Bei Beton liegt diese Grenze unter einaxialer Belastung bei ca. 80 % der Würfeldruckfestigkeit.

In der Fels- und Salzmechanik wird unter dem Begriff Kriechen nur der zeitabhängige Verformungsanteil verstanden, der zu irreversiblen Verformungen führt. Im Fels sind nur die Verformungen mit konstanter oder steigender Kriechrate irreversibel (LAMA/VUTUKURI, 1978). Das Kriechen von Fels und Salz wird i. w. auf Veränderungen der atomaren Stoffstruktur, die ein Diffusionskriechen und Versetzungen im Gitter der Kristalle bewirken, zurückgeführt.

Für die Beschreibung des Kriechverhaltens von Fels und Salz wird i. d. R. auf rheologische Modelle zurückgegriffen. Neuere Ansätze versuchen diese Modelle zusammen mit mikroskopischen Ansätzen zusammenzufassen, woraus strukturrheologische Modelle entstehen.

Im folgenden soll zunächst untersucht werden, welche Kriechdefinition und welche beschreibenden Ansätze für das Kriechverhalten von Dichtwandmassen sinnvoll sind.

## 9.2 Anlage für triaxiale Kriechversuche

Die Anlage zur Durchführung triaxialer Kriechversuche entspricht in wesentlichen Teilen der in Kapitel 8.2.2 beschriebenen Anlage für triaxiale Scherversuche. Für die Kriechversuche ist eine sehr genaue Wegmessung erforderlich. Daher wurden digitale Wegaufnehmer DG-925 der Firma ONO SOKKI (Bezug über Fa. Bahrmann, Schönau) mit einer Genauigkeit von  $1\ \mu\text{m}$  in die Anlage integriert. Die Wegaufnehmer sind über einen Konverter und eine parallele Schnittstelle mit dem PC verbunden. Steuerung und Meßwerterfassung der Kriechversuchsstände sind in Bild 54 dargestellt.

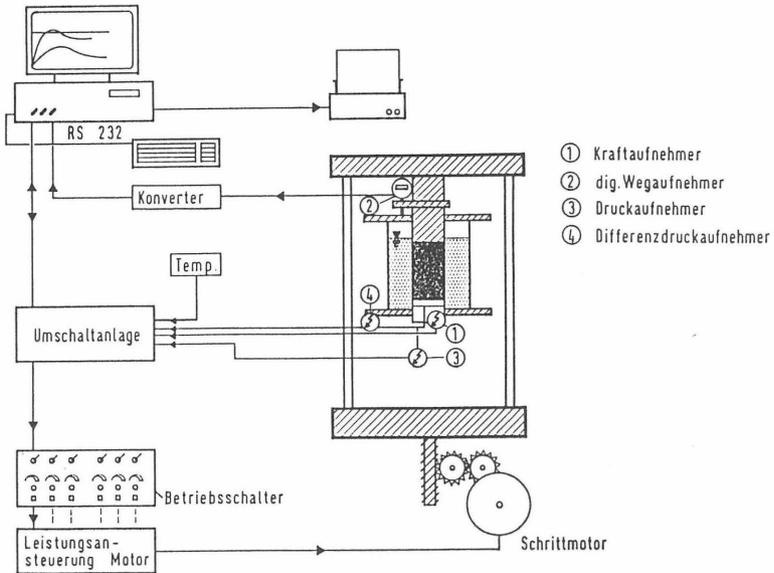


Bild 54: Steuerung und Meßwerterfassung der triaxialen Kriechversuchsanlage

Die Kraftmessung der Triaxialzelle für die Kriechversuche ist unter dem Probensockel in den Zellenboden integriert. Dies ermöglicht eine nahezu reibungslose Kraftmessung. Allerdings wird die Kraftmessung durch den Zeldruck beeinflusst, wenn die Probe einen geringeren Durchmesser als der Lastsockel aufweist. Dieser Einfluß wird rechnerisch kompensiert.

Der Laststempel ist druck- und zugschlüssig mit dem Probenkopf verbunden. Dies ermöglicht eine gezielte Entlastung der Probe.

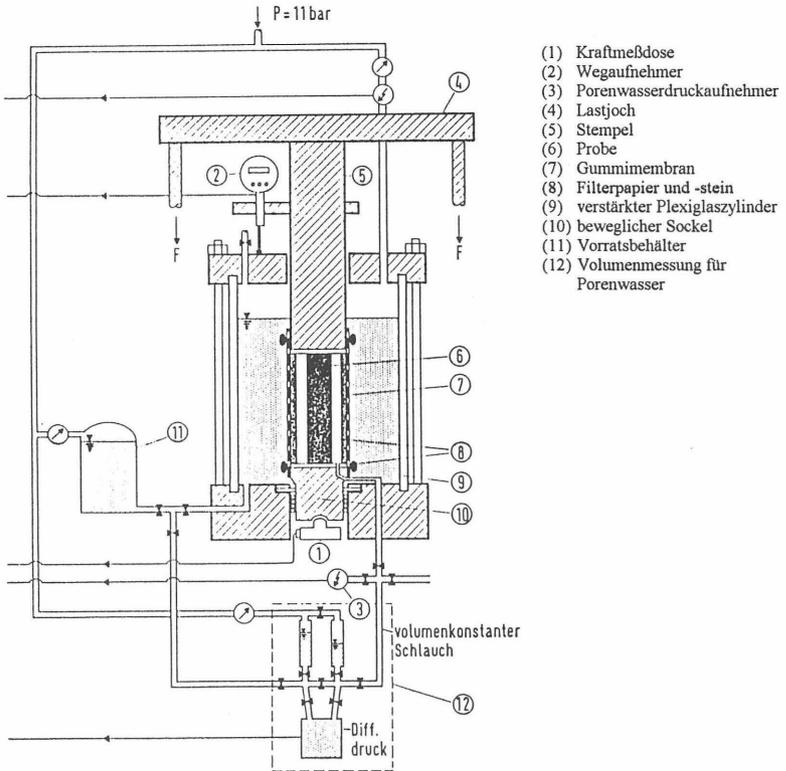


Bild 55: Triaxialzelle für Kriechversuche

Die Volumenänderung der Probe wird über das Porenwasservolumen gemessen. Kernstück der Meßeinheit zur Messung des Wasservolumens ist ein Differenzdruckaufnehmer „SITRANS P“ der SIEMENS AG. Die Meßspanne des Aufnehmers ist zwischen 0,6 und 6,0 mWS auf einem maximalen Drucklevel von 160 bar stufenlos einstellbar. Der Differenzdruckaufnehmer mißt Wasserspiegeldifferenzen zwischen zwei KPG-Präzisions-Glasröhren (Fa. Schott, Mainz). Eine Röhre ist über eine volumenkonstante Leitung mit dem Porenwassersystem verbunden. Die andere Röhre ist als Referenzröhre vom Wassersystem abgekoppelt, so daß die Messung nicht durch Verdunstung beeinflusst wird. Es sind je Zelle zwei Rohrpärchen mit den Durchmessern 5 bzw. 3 mm installiert. So kann der Meßbereich zu 13 ml und zu 4 ml gewählt werden. Die Meßgenauigkeit des Gesamtsystems beträgt - abhängig vom gewählten Meßbereich - 0,04 bzw. 0,02 ml.

In Kriechversuchen ist die Probe mit einer konstanten Last zu beaufschlagen. Die Kraft wird über den Vorschub mit den Schrittmotoren konstant gehalten. Die kleinste Vorschubeinheit (ein Impuls) beträgt 0,075  $\mu\text{m}$ . Bild 56 zeigt das Regelungsprinzip. Beim Aufbringen einer neuen Laststufe  $n$  mit der Last  $F_n$  fährt der Stempel um den

Weg  $\Delta s$  vor. Aus den Größen  $\Delta s$  und  $\Delta F$  wird ein Verformungsmodul berechnet (1). Mit dessen Hilfe errechnet das Steuerprogramm bei Annahme eines linearen Kraft-Verformungs-Verlaufes den erforderlichen Weg zum Erreichen der Zielkraft  $F_n$ . Um eine Überbelastung der Probe infolge von Ungenauigkeiten bei der Bestimmung des Verformungsmoduls zu vermeiden, werden nur 80 % des berechneten Weges vorgefahren (2). Dann wird die vorhandene Kraft gemessen und aus der Differenz zwischen Ist- und Sollkraft erneut der erforderliche Weg berechnet und zu 80 % zurückgelegt (3). Dieser Vorgang wird bis zum Erreichen der Solllast  $F_n$  wiederholt. Im Versuchsverlauf fällt die Kraft infolge Relaxation ab (4). Überschreitet der Kraftverlust eine festlegbare Toleranzgrenze  $\Delta F_T$ , so wird entsprechend den Punkten (2) und (3) auf Grundlage des nach (1) ermittelten Verformungsmoduls nachgeregelt (5). Die Toleranzgrenze  $\Delta F_T$  betrug bei den Kriechversuchen  $\Delta F_T = 2 \text{ N}$ .

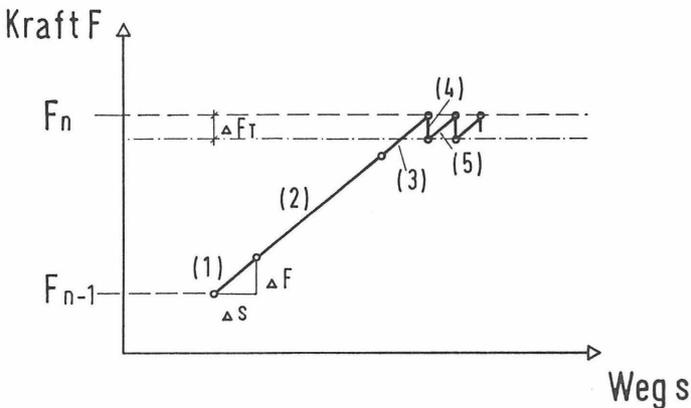


Bild 56: Algorithmus zur Berechnung des erforderlichen Vorschubes beim Kriechversuch

Diese Steuerung ermöglichte es, die gewählte Kraft auf 5 N genau über mehrere Wochen lang konstant zu halten. In dem gewählten Lastbereich zwischen ca. 400 und 800 kPa entspricht das einer Genauigkeit von ca. 1 % des Sollwertes. Der bei einem Lastwechsel zu überwindende Lastsprung wird mit dem vorgestellten Steuerungsmechanismus innerhalb von 10 bis 20 Sekunden zu 98 % vollzogen. Der Spannungsanstieg ist hierbei größer als 1,2 MPa/min. Diese Werte entsprechen den in der Felsmechanik gestellten Anforderungen für Kriechversuche mit einer Genauigkeit der Kraftmessung von 1 % und einer Laststeigerungsrate von über 1 MPa/min (HUNSCHE, 1994).

### 9.3 Durchführung der Kriechversuche

Die Kriechversuche wurden an Probekörpern aus Na-Bentonit-Dichtwandmasse, die entsprechend den bereits beschriebenen Verfahren hergestellt wurden, durchgeführt. Die über mehrere Wochen laufenden Versuche dürfen durch die fortschreitende Hydratation der Dichtwandmasse nicht wesentlich beeinträchtigt werden. Dies ist nur bei ausreichend alten Proben gegeben. Um einen ausreichen-

den Hydratationsgrad zu erreichen, wurden die Proben für die Kriechversuche einer thermischen Vorbehandlung, wie sie in Kapitel 4 beschrieben ist, unterzogen. Hierfür lagerten die Proben in der Zeit zwischen 3 Stunden und 43 Tage nach der Herstellung unter 60° C warmem Wasser. Anschließend wurden sie innerhalb von 24 Stunden auf 20° C abgekühlt und bei dieser Temperatur bis zum Prüftermin gelagert. Nach dem Zusammenhang von MIRONOV beträgt der so erreichte Reifegrad R

$$R = (T + 30)^{2,5} \times t = (60 + 30)^{2,5} \times 43 \times 24 = 79 \times 10^6 \text{ Kh}$$

Dies entspricht bei einer Lagerung mit 20° C einem Probenalter von 186 Tagen. In diesem Probenalter ist entsprechend Kapitel 4.4 mit einer täglichen Steigerung der einaxialen Druckfestigkeit infolge Hydratation von ca. 0,25 kPa zu rechnen.

Vor den Kriechversuchen wurde die einaxiale Druckfestigkeit der thermisch vorbehandelten Dichtwandmasse zu  $q_u = 766 \text{ kPa}$  ermittelt. Nach den Voruntersuchungen zur Hydratation ist innerhalb des Zeitrahmens aller Kriechversuche von insgesamt 90 Tagen mit einer relativen Steigerung von ca.  $100 \times (0,25 \times 90)/766 = 3,0 \%$  zu rechnen. Kontrollprüfungen während und nach Abschluß der Kriechversuche zeigten, daß die Festigkeit im Rahmen der Versuchsgenauigkeit von ca. 3 % konstant geblieben ist.

Aus Untersuchungen zum Kriechen von Beton und Fels ist bekannt, daß das Kriechverhalten sowohl von dem Ausnutzungsgrad der Festigkeit (Verhältnis Last/Bruchlast) als auch vom Seitendruck abhängig ist (LANIG et al., 1991; HUNSCHE, 1994). Diese Erkenntnisse sind Veranlassung, innerhalb der vorliegenden Arbeit den Einfluß von Lsthöhe und Seitendruck auf das Kriechverhalten der Dichtwandmasse zu untersuchen.

Nach Vorbereitung der Proben, deren Einbau in die Versuchszelle und anschließender Sättigung wurden die Proben unter den Spannungen  $\sigma_3 = 150, 300$  und  $450 \text{ kPa}$  konsolidiert. Diese Vorgänge wurden wie in den Triaxialversuchen durchgeführt.

Die deviatorische Belastung erfolgte stufenweise bis auf die Deviatorspannungen  $(\sigma_1 - \sigma_3) = 50, 80$  und  $100 \%$  der einaxialen Druckfestigkeit. Während der gesamten Versuche, von denen jeder mindestens 500 Stunden dauerte, waren die Proben drainiert.

Die Abschätzung der Festigkeit  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  der Proben unter triaxialer Belastung ist mit Hilfe der in den drainierten Triaxialversuchen ermittelten Kennwerte möglich. Sie berechnet sich dementsprechend zu

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{q_u}{1,5} + \frac{1,661}{1 - 0,661} \sigma_3.$$

Hieraus läßt sich der Ausnutzungsgrad der Proben im Kriechversuch als Verhältnis zwischen der vorhandenen zur maximal möglichen Deviatorspannung berechnen. Die in den Versuchen eingestellten Verhältnisse sind in Tabelle 20 aufgeführt.

$(\sigma_1 - \sigma_3)/q_u$	$\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$	$\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$	$\sigma_3 = 450 \text{ kPa}$
0,5	0,39	0,24	0,18
0,8	0,62	0,38	0,28
1,0	0,77	0,48	0,35

Tabelle 20: Ausnutzungsgrade bei den triaxialen Kriechversuchen

Die Ausnutzungsgrade befinden sich in dem für Beton bekannten Bereich der Gebrauchstauglichkeit, dem 0,8-fachen der Würfeldruckfestigkeit.

## 9.4 Auswertung der Kriechversuche

### 9.4.1 Definition des Kriechbegriffes

Ziel der Kriechversuche ist es, den Verformungsanteil der Dichtwandmasse zu ermitteln, der über lange Zeiträume hinweg auftritt. Dieser zeitabhängige Verformungsanteil ist daher von den restlichen Verformungen getrennt zu betrachten. Bild 57 zeigt den zeitlichen Verlauf der Verformungen nach deviatorischer Belastung einer Probe und die Aufteilung dieser Verformungen.

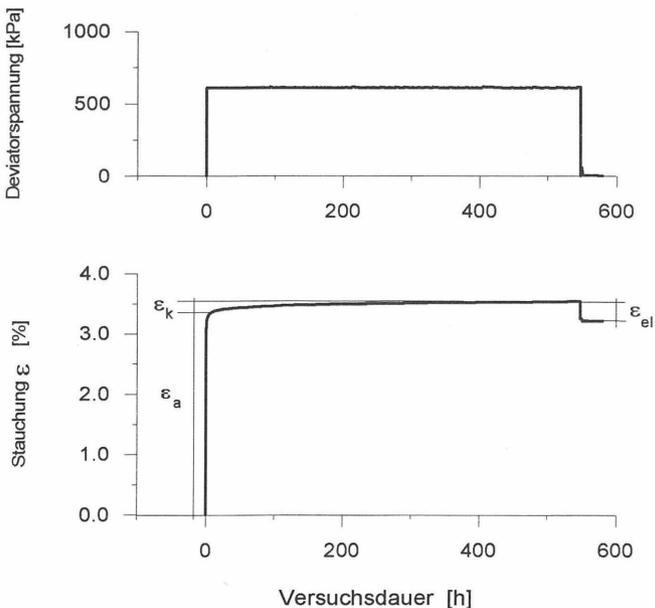


Bild 57: Aufteilung der Verformungen im Kriechversuch,  $\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$ , hier: Belastungsgrad  $0,8x_{qu}$

Der größte Verformungsanteil entsteht innerhalb der ersten Stunden nach Belastung der Probe. Diese Verformungen werden als Anfangsverformung  $\varepsilon_a$  definiert. Nach der Anfangsphase beginnt die eigentliche Kriechphase. Hier treten die zeitabhängigen Verformungen auf. Nach der Entlastung treten die elastischen Verformungen  $\varepsilon_{el}$  spontan auf. Verzögerte elastische Verformungen sind äußerst klein und werden daher nicht weiter berücksichtigt. Es kann davon ausgegangen werden, daß die gesamten elastischen Verformungen in den Anfangsverformungen enthalten sind.

Die Anfangsverformungen sind offensichtlich um ein vielfaches größer als die zeitabhängigen Verformungen. Für eine genaue Erfassung der Einflußgrößen auf das Kriechen werden die zeitabhängigen Verformungen von den Anfangsverformungen getrennt, so daß sich die Kriechverformungen  $\varepsilon_k$  aus den Anfangsverformungen  $\varepsilon_a$  und den Gesamtverformungen  $\varepsilon_{ges}$  zu

$$\varepsilon_k = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_a$$

ergeben. Die Kriechverformung  $\varepsilon_k$  beinhaltet weder verzögerte elastische Verformungen noch - aufgrund des ausreichenden Wasserangebotes während des Versuchs - Schwindverformungen.

Die Bestimmung von  $\varepsilon_k$  erfordert eine klar definierte und möglichst objektive Trennung von Anfangs- und Kriechverformungen. Da der Übergang zwischen beiden Verformungsanteilen in den Verformungskurven fließend ist, ist hier keine klare Trennung erkennbar. Die Betrachtung der Kriechraten (Stauchung je Zeiteinheit) führt hier eher zum Ziel. Bild 58 zeigt einen typischen Verlauf der Kriechrate für die deviatorische Belastungen  $(\sigma_1 - \sigma_3) = 50 \%$ ,  $80 \%$ , und  $100 \%$  von  $q_u$  bei einer Horizontalspannung  $\sigma_3 = 150$  kPa.

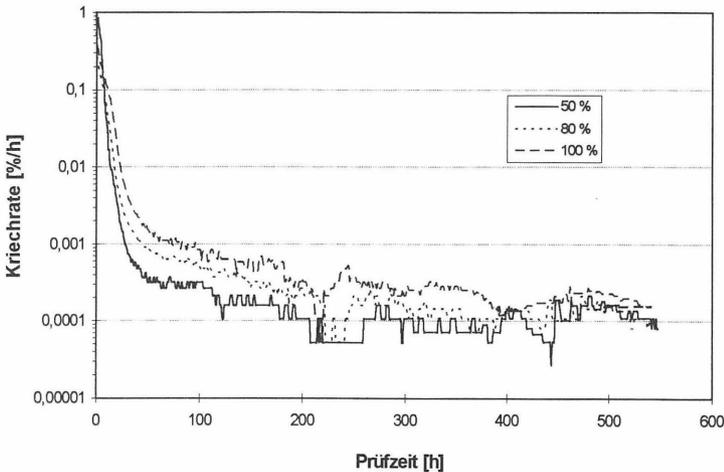


Bild 58: Kriechrate im Verlauf der Prüfzeit für  $\sigma_3 = 150$  kPa

Es zeigte sich, daß die Kriechraten im Anfangsbereich, in dem die größten Verformungen stattfinden, vergleichsweise unregelmäßig verlaufen. Erst ab einer Kriechrate von 0,1 %/min verlaufen alle drei Kurven ähnlich, ab diesem Wert sind die nachfolgenden Verformungen also vergleichbar. Daher bietet sich eine Trennung der Verformungsanteile nach dem Kriterium der Kriechrate an. Die Verformungen, die mit einer Kriechrate über 0,1 %/min verlaufen, werden als Anfangsverformungen  $\varepsilon_a$  bezeichnet, bei Kriechraten unter 0,1 %/min finden nach dieser Definition nur noch Kriechverformungen  $\varepsilon_k$  statt.

#### 9.4.2 Beschreibung des Kriechverhaltens

Für die Auswertung der Kriechversuche an den Dichtwandmassen bietet sich eine mathematische Beschreibung der ermittelten Zeit-Verformungs-Beziehungen an, wozu in der Betontechnologie sowie in der Fels- und Salzmechanik bereits eine Reihe von Ansätzen existieren.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden mit der Untersuchung der Einflußgrößen Lashöhe und Horizontalspannung klar definierte Untersuchungsziele verfolgt. Hierfür bietet sich die Auswertung der Versuche mit Hilfe einer technisch-empirischen Methode an. Diese Methode ist vom naturwissenschaftlichen Standpunkt gesehen wertlos, da sie sich auf die reine mathematische Beschreibung der Zeit-Verformungs-Beziehung beschränkt ohne auf die Ursachen des Kriechens einzugehen. Sie führt jedoch für konkrete Fragestellungen schnell zum Ziel (RUETZ, 1966).

Bei der Auswahl einer Funktion, deren Werte sich möglichst gut an die ermittelten Werte anpassen, ist eine entscheidende Frage, ob die Verformungen gegen einen Grenzwert streben oder ob das Material mehr zum viskosen Verhalten mit über lange Zeit konstanter Kriechrate neigt.

Da bei der überwiegenden Anzahl der Versuche auch nach 500 Stunden Versuchsdauer die Kriechrate kleiner wurde, wird für die Auswertung der durchgeführten Versuche von der Existenz eines Grenzwertes für die Gesamtverformungen ausgegangen. Genauen Aufschluß über die Frage, ob sich eine konstante Kriechrate einstellt, können nur Langzeitversuche, ggf. über mehrere Jahre hin, bringen. An Beton wurden noch nach 20 Jahren Kriechverformungen gemessen, die z. T. jedoch auf Schwindverformungen zurückzuführen sind (LANIG/STÖCKL, 1991).

Eine gute Anpassung der Meßergebnisse bringt die in der Betontechnologie häufig angewandte Beschreibung des Kriechverhaltens nach ROSS. Hierbei wird die von der Zeit  $t$  abhängige gesamte Verformung  $\varepsilon_{ges}(t)$  durch die Hyperbelfunktion

$$\varepsilon_{ges}(t) = \frac{t}{a + bt}$$

beschrieben. Die Parameter  $a$  und  $b$  lassen sich einfach ermitteln. Hierfür wird die auf die Stauchung bezogene Zeit  $\varepsilon/t$  über der Versuchsdauer  $t$  aufgetragen. Bei den Versuchen an den Dichtwandmassen ergibt sich hieraus für Versuchsdauern über 80 Stunden eine Gerade mit dem Bestimmtheitsmaß  $r^2 = 1$ . Der Abszissenabschnitt für  $t = 0$  ist dann der Parameter  $a$  und die Geradensteigung der Parameter  $b$ .

Der Parameter  $a$  gibt die Steigung der Last-Verformungs-Kurve für den Versuchsanfang an. Der Grenzwert der Hyperbel für den Zeitpunkt  $t = \infty$ ,  $\varepsilon_\infty$ , berechnet sich zu

$$\varepsilon_\infty = \frac{1}{b} \quad (\text{ROSS, 1937}).$$

Bild 59 zeigt für den bereits in Bild 57 dargestellten Versuch die Versuchsergebnisse und deren nach Ross ermittelten Hyperbel, die aus den Versuchsdaten zwischen 80 h bis zum Versuchsende ermittelt wurde.

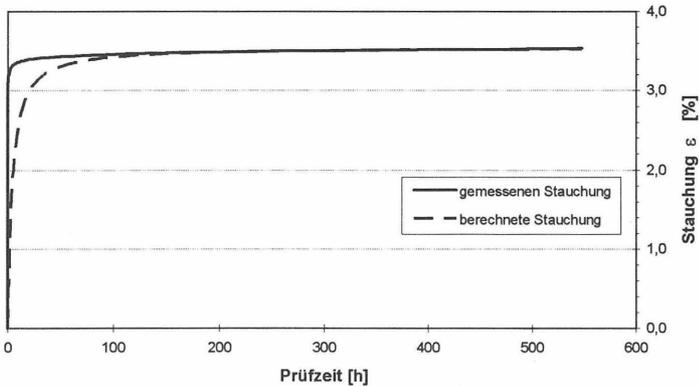


Bild 59: Berechnete und gemessene Stauchung  $\varepsilon$  für  $\sigma_3 = 150$  kPa, Belastung 80 %

Im Anfangsbereich weichen die berechneten Werte von den Versuchsergebnissen deutlich ab. Ab einer Versuchsdauer von ca. 100 Stunden gehen jedoch beide Kurven ineinander über, d. h. die Hyperbel beschreibt die Last-Verformungs-Kurve sehr gut für Versuchsdauern über 100 Stunden. Aufgrund dieser guten Übereinstimmung wird den weiteren Versuchsauswertungen diese Funktion zugrunde gelegt. Von besonderer Bedeutung ist hierbei der Parameter  $b$  als Maß für die Endkriechverformungen.

### 9.4.3 Versuchsergebnisse

Wesentliche Kennwerte der Versuche sind die über lange Zeit auftretenden Kriechverformungen  $\varepsilon_k$  und die für den Zeitpunkt  $t = \infty$  ermittelte gesamtene Endverformung  $\varepsilon_\infty$ . Die Kriechverformung  $\varepsilon_k$  berechnet sich hierbei nach der Definition aus Kapitel 9.4.1 mit der Anfangsverformung  $\varepsilon_a$  und dem Ross-Parameter  $b$  zu

$$\varepsilon_k = \frac{1}{b} - \varepsilon_a.$$

Die Versuchsergebnisse  $\varepsilon_k$  und  $\varepsilon_\infty$  sind in Tabelle 21 in Abhängigkeit von der auf die einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$  bezogenen deviatorischen Belastungshöhe  $(\sigma_1 - \sigma_3)/q_u$  und der horizontalen Hauptspannung  $\sigma_3$  aufgeführt.

$(\sigma_1 - \sigma_3)/q_u$	$\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$		$\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$		$\sigma_3 = 450 \text{ kPa}$	
	$\varepsilon_k$ [%]	$\varepsilon_\infty$ [%]	$\varepsilon_k$ [%]	$\varepsilon_\infty$ [%]	$\varepsilon_k$ [%]	$\varepsilon_\infty$ [%]
50	0,13	0,74	0,17	1,77	0,19	4,35
80	0,18	3,55	0,24	6,20	0,32	9,20
100	0,30	8,03	0,25	6,37	0,41	11,63

Tabelle 21: Kriechverformungen  $\varepsilon_k$  und  $\varepsilon_\infty$

Der Vergleich der zwei Verformungsanteile zeigt, daß die Kriechverformungen i. d. R. weniger als 5 % der Gesamtverformungen ausmachen. Nur bei verhältnismäßig niedrigen Gesamtverformungen ist der Anteil der zeitabhängigen Verformung mit ca. 1/5 bemerkenswert.

Bild 60 zeigt die Kriechverformungen  $\varepsilon_k$  in Abhängigkeit von den in den Versuchen variierten Einflußgrößen  $\sigma_3$  und  $(\sigma_1 - \sigma_3)/q_u$ .

Bis auf den Versuch bei 100 % Lastniveau und  $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$  zeigt sich, daß die zeitabhängigen Verformungen sowohl mit dem Lastniveau als auch mit der horizontalen Hauptspannung ansteigen.

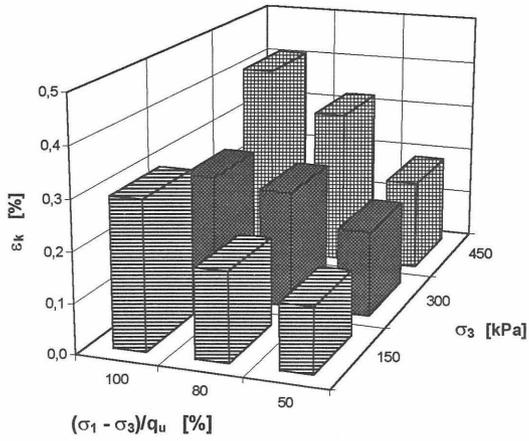


Bild 60: Kriechverformung  $\epsilon_k$  in Abhängigkeit vom Lastniveau  $(\sigma_1 - \sigma_3)/q_u$  und von der Horizontalspannung  $\sigma_3$

Wesentliches Ergebnis der Kriechversuche ist weiterhin die Feststellung, daß bis zu einer Versuchsdauer von ca. 3 Wochen bei einem maximalen Ausnutzungsgrad (deviatorische Belastung im Verhältnis zur Festigkeit) von ca. 77 % kein Kriechbruch feststellbar war.

## 10 Abschätzung der Querdehnung der Einphasen-Dichtwandmassen

### 10.1 Allgemeines

Bei Belastung eines Körpers in einer Hauptspannungsrichtung  $x$  mit der Hauptspannung  $\sigma_x$  verformt sich dieser sowohl in Richtung der Spannung als auch in Richtung der beiden senkrecht auf der Belastungsrichtung stehenden Achsen. Unter der Voraussetzung eines homogenen und isotropen Materials mit linearelastischem Verhalten berechnen sich die Verformung  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  und  $\varepsilon_z$  in Richtung der Hauptnormalen  $x$ ,  $y$  und  $z$  zu

$$\varepsilon_x = \sigma_x \frac{1}{E}; \quad \varepsilon_y = -\sigma_x \frac{\nu}{E}; \quad \varepsilon_z = -\sigma_x \frac{\nu}{E}.$$

In diesen Beziehungen sind die Materialkonstanten  $E$  als Elastizitätsmodul und  $\nu$  als Poissonzahl eingeführt. Mit der Poissonzahl  $\nu$  findet die Dehnung senkrecht zur Belastungsrichtung Eingang in die Verformungsbetrachtungen. Sie ergibt sich aus dem Verhältnis zwischen der Verformung längs der Belastungsrichtung und senkrecht zur Belastungsrichtung, bezogen auf eine Belastung in  $x$ -Richtung zu

$$\nu = \frac{|\varepsilon_y|}{|\varepsilon_x|} = \frac{|\varepsilon_z|}{|\varepsilon_x|}$$

Im Bereich des Grundbaus und der Bodenmechanik ergibt sich bei Ansatz der Elastizitätstheorie aus der Poissonzahl der Erdruhedruckbeiwert  $k_0$  zu

$$k_0 = \frac{1 - \nu}{\nu}.$$

Die Poissonzahl ist ein wesentlicher Materialparameter bei Spannungsberechnung nach der Finite-Elemente-Methode. Sie kann Werte zwischen 0 und 0,5 annehmen. Eine Poissonzahl  $\nu = 0$  beschreibt ein vollkommen kontraktantes Material, d. h. es finden nur Dehnungen längs einer Belastungsrichtung statt. Ein Material mit einer Poissonzahl  $\nu = 0,5$  verhält sich bei Belastung volumenkonstant. Bei hydrostatischer Belastung verformt es sich demnach nicht.

Für elastische Materialien ist die Poissonzahl eine Konstante. Übliche Werte für zementgebundene Baumaterialien sind für Zementstein  $\nu = 0,23 - 0,30$ , für Beton  $\nu = 0,1 - 0,35$  (WESCHE, 1981). Für Böden gelten folgende Anhaltswerte (SMOLTCZYK, 1990, S. 484):

Ton:	$n$	=	0,40 - 0,45
Sand:	$n$	=	0,30 - 0,40
Fels:	$n$	=	0,15 - 0,25.

Diese Werte gelten i. d. R. nur für Belastung des Materials deutlich unterhalb der Bruchgrenze. Bei Belastung bis an den Bruchzustand kann die Poissonzahl bis zum Maximalwert von 0,5 ansteigen, d. h. das Material dehnt sich vor dem Bruchzustand aus (TERZAGHI, 1954).

Maximalwert von 0,5 ansteigen, d. h. das Material dehnt sich vor dem Bruchzustand aus (TERZAGHI, 1954).

Querdehnungszahlen von Dichtwandmassen sind der Literatur nicht zu entnehmen.

Die Ermittlung der Querdehnung im Labor erfolgt i. d. R. bei deviatorischer Belastung in Vertikalrichtung mit Messung der axialen und radialen Dehnungen. Die Dehnungen längs der Probenachse können direkt über den Stempelvorschub gemessen werden. Für die Ermittlung der radialen Dehnungen gibt es zwei unterschiedliche Meßverfahren. Beim ersten Meßverfahren werden die Dehnungen direkt am Probekörper, z. B. mit Hilfe applizierter Dehnungsmeßstreifen, gemessen. Bei Belastung der Probe in der geschlossenen Triaxialzelle bietet sich das zweite Meßverfahren, das indirekte Verfahren, an. Hier wird die Volumenänderung des Probekörpers während der Belastung über das ausgepreßte Porenwasser der vorher gesättigten Probe gemessen. Aus der Änderung des Volumens und aus der Axialstauchung läßt sich unter bestimmten Annahmen die Radialdehnung berechnen.

### **10.2 Ermittlung des Querdehnungsverhalten der Einphasen-Dichtwandmassen**

Das Querdehnungsverhalten der Dichtwandmassen wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit mit Hilfe der indirekten Methode, also über die Messung der Volumenänderung während der Probenstauchung ermittelt. Hierfür kam die bereits in Kapitel 9.2 beschriebene Triaxialanlage mit der Volumenmesseinrichtung zum Einsatz.

Der Versuchsauswertung liegt die Annahme zugrunde, daß das Wasser und der Feststoff der Dichtwandmasse in Relation zu der porösen Struktur der Dichtwandmasse inkompressibel sind, d. h. die gesamten elastischen Verformungen der Dichtwandmasse beruhen auf elastischen Verformungen im Feststoffgerüst der Dichtwandmasse.

Die zweite grundlegende Annahme betrifft die Verteilung der seitlichen Dehnungen über die Probenhöhe. Die Reibung zwischen den Filtersteinen und den Endflächen der Probe verringert die zu messenden seitlichen Dehnungen an den Enden unter Umständen beträchtlich. Der Einfluß der Endflächenreibung auf die gemessene Volumenänderung und somit auf die seitliche Dehnung wird bei der Versuchsauswertung durch die Betrachtung beider möglicher Extremfälle, wie sie Bild 61 zeigt, abgeschätzt.

Tritt im Versuch keine Endflächenreibung auf, so behält der Probekörper seine zylindrische Form bei axialer Stauchung. Die radiale Verformung  $\Delta r_z = \epsilon_{3,z} \times r$  des Zylinders ist der untere mögliche Grenzwert für die Radialdehnung. Bei vollständiger Einspannung der Endflächen infolge Reibung entsteht ein faßförmiger Probekörper. Die dargestellte Annäherung eines faßförmigen Probekörpers durch zwei Kegelstümpfe (im Schnitt zwei Trapeze) ergibt für die radiale Stauchung  $\Delta r_K = \epsilon_{3,K}$  den oberen Extremwert.

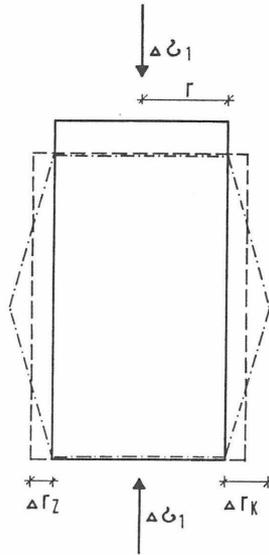


Bild 61: Extreme Probenformen bei axialer Stauchung

Bei der anzusetzenden Volumengleichheit beider Körper ergibt sich für kleine Verformungen  $\varepsilon \ll 1$  die seitliche Dehnung des Kegelstumpfes  $\varepsilon_{3,K}$  aus der seitlichen Dehnung des Zylinders  $\varepsilon_{3,Z}$  zu

$$\varepsilon_{3,K} = -\frac{2}{9} \varepsilon_{3,Z} (6 + \varepsilon_{3,Z}).$$

Aus den Meßgrößen  $\varepsilon_1$  (axiale Stauchung) und  $\Delta V$  (Volumenänderung) und mit dem Ausgangsvolumen  $V$  ergibt sich für kleine  $\varepsilon_1$  die radiale Dehnung  $\varepsilon_{3,Z}$  zu

$$\varepsilon_{3,Z} = -\frac{1}{2} \left( \varepsilon_1 - \frac{\Delta V}{V} \right).$$

Aus  $\varepsilon_1$  und  $\varepsilon_3$  berechnet sich die Poissonzahl  $\nu$  zu

$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \right|.$$

Im Sinne der Elastizitätstheorie beschreibt die Poissonzahl ein elastisches Materialverhalten. Die Verformungen von Dichtwandmassen in Richtung der Belastung sind jedoch zum großen Teil plastisch. Daher wird im folgenden unterschieden zwischen einer Querdehnung im Bereich plastischer Vertikalverformungen, beschrieben durch die Poissonzahl  $\nu_{pl}$ , und einer Querdehnung im Bereich elastischer vertikaler Verformungen, beschrieben durch  $\nu_{el}$ . Diese Trennung erfordert versuchstechnisch eine Belastung und eine Entlastung der Probe.

Desweiteren ist in den Versuchen zu prüfen, ob die Querdehnung abhängig vom Lastniveau ist. Das Lastniveau ist über das Verhältnis von der vorhandenen Deviatorspannung zur vorhandenen Festigkeit definiert.

Innerhalb der Versuche zur Ermittlung der Querdehnung wurde eine konstante Horizontalspannung  $\sigma_3 = 150$  kPa eingestellt. Insgesamt ergibt sich folgender Versuchsablauf:

1. Einbau der Probe in das Triaxialgerät, Sättigung und Konsolidation wie in Kapitel 9 beschrieben,
2. stufenweise deviatorische Belastung der Probe mit einem  $\Delta\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_3)$  entsprechend 25, 50, 80 und 100 % der einaxialen Druckfestigkeit und
3. Entlastung auf jeder Laststufe für die Trennung von plastischer und elastischer Querdehnung.

Meßgrößen sind die vertikale Verformung und die Volumenänderung. Aus diesen berechnen sich die für die Ermittlung der Poissonzahl erforderlichen bezogenen Größen  $\varepsilon_1$  und  $\Delta V/V$ . Die Meßgenauigkeit beträgt für die Vertikalverformung 0,001 mm. Für die Genauigkeit der Querdehnungsmessung ist Toleranz der Volumenmessung ausschlaggebend, die  $\pm 0,02$  ml beträgt.

Untersucht wurden insgesamt drei Proben aus Na-Bentonit-Dichtwandmassen, wobei jeweils eine Probe bis maximal 50, 80 und 100 % der einaxialen Druckfestigkeit belastet wurde.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 22 als Poissonzahl im Bereich plastischer Vertikalverformungen und in Tabelle 23 als Poissonzahl für den Bereich elastischer Verformungen aufgeführt. Im elastischen Bereich ist die Poissonzahl als Mittelwert zwischen der Entlastung und der Wiederbelastung berechnet.

Die Genauigkeit, mit der die Poissonzahlen angegeben werden können, wird durch die Genauigkeit der Volumenmessung bestimmt und beträgt im plastischen Bereich absolut ca.  $\pm 0,004$  und im elastischen Bereich der Ent- und Wiederbelastung aufgrund der wesentlich niedrigeren Gesamtwassermengen absolut ca.  $\pm 0,01$ . Auf die gesamte, theoretische Spannweite der Poissonzahl von 0 bis 0,5 bezogen, bedeutet dies einen Meßfehler von unter 2 %.

Last	Probe 1		Probe 2		Probe 3	
[%]	Zylinder	Kegel	Zylinder	Kegel	Zylinder	Kegel
25	0,03	0,04	0,02	0,03	0,04	0,03
50	0,06	0,08	0,04	0,05	0,05	0,09
80	0,03	0,04	0,03	0,04	-	-
100	0,05	0,06	-	-	-	-
Mittelwert	0,04	0,05	0,03	0,04	0,05	0,06

Tabelle 22: Poissonzahlen  $\nu_{pl}$  für den Bereich plastischer Vertikalverformungen

Die Poissonzahlen liegen auf vergleichsweise niedrigem Niveau. Aus den ermittelten Werten ist keine Abhängigkeit zwischen dem Lastniveau und der Querdehnung ableitbar. Der Ansatz der Probenform nach der Verformung (Zylinder oder Kegel) ergibt nur geringfügig unterschiedliche Werte. Unter Berücksichtigung, daß der Ansatz des Zylinders und des Kegelstumpfes Grenz betrachtungen für den oberen und unteren Wert der Poissonzahl sind, kann die Poissonzahl für den plastischen Bereich als Mittelwert aller in Tabelle 22 aufgeführten Werte zu  $\nu_{pl} = 0,05$  angesetzt werden, wobei eine Streuung zwischen 0,03 und 0,09 feststellbar ist.

Last	Probe 1		Probe 2		Probe 3	
[%]	Zylinder	Kegel	Zylinder	Kegel	Zylinder	Kegel
25	0,02	0,02	0,04	0,05	0,02	0,03
50	0,06	0,07	0,07	0,09	0,07	0,09
80	0,07	0,09	0,06	0,08	-	-
100	0,08	0,11	-	-	-	-
Mittelwert	0,06	0,07	0,06	0,07	0,05	0,06

Tabelle 23: Poissonzahlen  $\nu_{el}$  für den Bereich elastischer Vertikalverformungen (Ent- und Wiederbelastung)

Auch im elastischen Bereich sind die Poissonzahlen relativ niedrig. Sie liegen absolut in der Größenordnung der Werte im plastischen Bereich. Eine signifikante, deutlich über die Meßgenauigkeit von absolut  $\pm 0,01$  hinausgehende Abhängigkeit zwischen dem Lastniveau und der Querdehnung ist auch bei Verformungen im elastischen Bereich nicht erkennbar. Der Mittelwert über alle Lastbereiche beträgt als Poissonzahl  $\nu_{el}$  für den elastischen Bereich  $\nu_{el} = 0,06$ . Er streut zwischen 0,02 und 0,11. Die im Vergleich zu den plastischen Verformungen größere Streubreite ist

in den wesentlich kleineren Wassermengen, bei denen sich die absolute Meßgenauigkeit stärker bemerkbar macht, begründet.

Der Vergleich der in den Bereichen plastischer und elastischer Verformungen ermittelten Poissonzahlen zeigt keinen bedeutenden Unterschied, so daß die Poissonzahl  $\nu$  als Materialkonstante für Erst- und Wiederbelastung sowie für die Entlastung anzusehen ist. Dies gilt im Lastbereich bis zu einer der einaxialen Druckfestigkeit entsprechenden Deviatorspannung. Zu berücksichtigen ist hier, daß die Untersuchungen unter triaxialen Spannungszuständen, d. h. unter einer seitlichen Stützung, durchgeführt wurden.

Die ermittelten Poissonzahlen für den plastischen Bereich sind im Vergleich zu anderen Baumaterialien wie Beton und Stahl bzw. gegenüber Locker- und Festgesteinen relativ niedrig. Offensichtlich drängt der Feststoff bei Belastung zuerst in den Porenraum innerhalb der Probe.

## 11 Schlußbetrachtungen

### 11.1 Wesentliche Versuchsergebnisse und Empfehlungen zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen

Grundlage einer Spannungsberechnung für mechanisch belastete Dichtwände sind die mechanischen Kennwerte der Dichtwandmasse. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde hauptsächlich die Na-Dichtwandmasse untersucht. Einen Überblick über die in den unterschiedlichen Untersuchungen ermittelten Kennwerte gibt Tabelle 24, in der die Versuchsergebnisse zusammengefaßt aufgeführt sind.

Versuchsart	Parameter	Ergebnis
Ödometer	Grenzspannung $\sigma_{\text{grenz}}$ , ab der die Struktur zusammenbricht	$\sigma_{\text{grenz}} = q_u$
konsolidierter, undrainierter Triaxialversuch	undrainierte Festigkeit $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$ Konsolidation unter $\sigma_c$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u} = q_u / 1,2$ ; $\sigma_c < q_u$ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u} = f(\sigma_c / q_u)$ ; $\sigma_c > q_u$
konsolidierter, drainierter Triaxialversuch	drainierte Festigkeit nach Mohr-Coulomb, $\tau_{\text{max}} = \sin \varphi' \times \sigma_3 + c'$	$\varphi' = 41,4^\circ$ ; $c' = 0,3 \times q_u$
Spaltzugversuch <sup>1)</sup>	Zugfestigkeit $\sigma_t$	$\sigma_t = 0,15 \times q_u$
Kriechen	zeitabhängige Verformungen $\epsilon_k$ , Belastung bis 77% der Festigkeit	$\epsilon_k = 0,13 - 0,41 \%$
Querdehnung	Poissonzahl $\nu$	$\nu = 0,05$

<sup>1)</sup>: auch an Ca-Dichtwandmasse nachgewiesen

$q_u$ : einaxiale Druckfestigkeit

Tabelle 24: Ergebnisse der unterschiedlichen Untersuchungen

Die ermittelten Kennwerte können im konkreten Anwendungsfall als Anhaltswerte für vergleichbare Dichtwandmassen in überschlägige Berechnungen eingeführt werden.

Erfordert die mechanische Belastung einer Dichtwand eine detaillierte Gefährdungsabschätzung, sollten im Rahmen einer Eignungsprüfung für die Dichtwandmasse die maßgeblichen mechanischen Parameter unter Berücksichtigung der projektspezifischen Randbedingungen im Labor ermittelt werden. Hierfür werden im folgenden Empfehlungen zu den maßgeblichen Parametern und zur Versuchsdurchführung gegeben.

Entscheidenden Einfluß auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren haben die Größen der Hauptspannungen, insbesondere der Horizontalspannung, und die Drainageverhältnisse. Bei der Ermitt-

lung der mechanischen Kennwerte ist daher sehr genau zu prüfen, welche Randbedingungen im konkreten Anwendungsfall zu erwarten sind.

Bei der Beurteilung der Drainageverhältnisse ist entscheidend, ob durch die äußere Belastung das Wasser aus der Dichtwand schneller oder langsamer herausgedrückt wird, als es in den umgebenden Boden abfiltern kann. Hierbei ist zu beachten, daß die Dichtwandmasse bei Belastung ihr Wasser im Vergleich zu einem Boden mit gleichem Durchlässigkeitsbeiwert relativ schnell abgibt, was am zeitlichen Verlauf der Konsolidation in Triaxialversuchen erkennbar ist. Wesentliche Eingangswerte für die Beurteilung der Drainageverhältnisse sind der Durchlässigkeitsbeiwert des umgebenden Bodens und die Geschwindigkeit, mit der die Dichtwand belastet wird. Im Zweifel sollte von undrainierten Bedingungen ausgegangen werden, da hier die Festigkeit der Dichtwandmasse nicht - wie unter drainierten Bedingungen - mit der kleinsten Hauptspannung  $\sigma_3$  ansteigt, sondern konstant bleibt. Die Ergebnisse undrainierter Versuch liegen auf der sicheren Seite.

Die Größe der Hauptspannungen bestimmt, ob mit einer Strukturverdichtung in der Dichtwandmasse zu rechnen ist. Liegen eine oder mehrere Hauptspannungen oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$ , so ist eine Strukturverdichtung, der die Eigenschaften der Dichtwandmasse stark beeinflußt, wahrscheinlich. Untersuchungen, die mit Hauptspannungen unterhalb der einaxialen Druckfestigkeit durchgeführt wurden, lassen i. d. R. keinen Schluß auf das mechanische Verhalten der Dichtwandmasse bei Hauptspannungen oberhalb von  $q_u$  zu. Gleiches gilt auch umgekehrt.

Liegen drainierte Verhältnisse vor, so sind i. d. R. die Verformungs- und Festigkeitskennwerte aus triaxialen Scherversuchen unter drainierten Bedingungen (CD-Versuche) maßgeblich. Die Festigkeit kann einfach entsprechend der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung mit den Parametern  $c'$  und  $\varphi'$  ermittelt werden. Hierfür sind mindestens drei Teilversuche bei jeweils unterschiedlichen Horizontalspannungen durchzuführen. Bei der Planung von CD-Versuchen ist zu beachten, daß unter hohen Horizontalspannungen mit großen Bruchstauchungen bis über 30 % zu rechnen ist. Die Verformungsmoduln der Dichtwandmasse liegen dann in der Größenordnung von weichen bindigen Böden.

Unter undrainierten Bedingungen sind die maßgeblichen Kennwerte aus einaxialen Druckversuchen mit den Abminderungsfaktoren  $\kappa_u = 1,2$  für die Festigkeit bzw.  $\kappa_u = 1,7$  für den Verformungsmodul ableitbar. Triaxialversuche sind unter undrainierten Bedingungen nur dann erforderlich, wenn eine Konsolidation vor dem Abscheren zu beachten ist, die durch Spannungen oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit bewirkt wird.

Für das Abscheren sowohl bei drainierten als auch bei undrainierten Triaxialversuchen sollte eine Verformungsgeschwindigkeit von 0,002 %/min nicht überschritten werden, sofern sich durch die tatsächliche Belastungsgeschwindigkeit nicht größere Werte ergeben. Grundsätzlich liefern größere Geschwindigkeiten höhere Festigkeitskennwerte.

Die Versuchstechnik des direkten Scherversuchs ist für Dichtwandmassen infolge der sich im Scherkasten einstellenden Spannungsverhältnisse ungeeignet. Wird

eine Dichtwand in einer durch geometrische und mechanische Gegebenheiten erzwungenen und klar definierten Scherfuge belastet, wie es im direkten Scherversuch der Fall ist, so ist die in dieser Scherfuge anzusetzende Bruchspannung nach der Beziehung  $\tau_{\max} = q_u/2$  zu ermitteln. Direkte Scherversuche können also durch wesentlich einfachere einaxiale Druckversuche ersetzt werden.

Die Zugfestigkeit von Dichtwandmassen  $\sigma_t$  ist ebenfalls aus der einaxialen Druckfestigkeit nach der Formel  $\sigma_t = 0,15 \times q_u$  ableitbar. Dieser Wert dient als Festigkeitsbegrenzung im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm nach dem tension-cut-off Kriterium.

Die Ermittlung der Querdehnung ist relativ aufwendig. Nur wenige bodenmechanische Labors sind hierfür eingerichtet, so daß eine standardmäßige Ermittlung der Querdehnung i. d. R. nicht möglich ist. Die Abschätzung der Poissonzahl ergab Werte von  $0,02 < \nu < 0,11$ . Alle ermittelten Werte liegen somit auf einem im Vergleich zu Boden- und Felsmaterialien sehr niedrigen Niveau. Für Berechnungen erscheint es daher angemessen, ohne weitere Untersuchungen von einer Poissonzahl  $\nu = 0,05$  auszugehen.

Die Untersuchungen zum Kriechen von Dichtwandmassen zeigten, daß die zeitabhängigen Verformungen im Vergleich zu den Gesamtverformungen der Dichtwandmasse klein sind. Sie können allenfalls bei kleinen Gesamtverformungen, wie sie unter niedriger deviatorischer Belastung bei geringem Seitendruck auftreten, eine Rolle spielen. Die ggf. durchzuführenden Kriechversuche sollten über 500 Stunden laufen, damit ein zuverlässiges Endkriechmaß nach ROSS bestimmt werden kann. Die wesentlichen Einflußparameter auf das Kriechen, die Lashöhe und der Seitendruck, sind bei den Versuchen entsprechend den Bedingungen der untersuchten Dichtwand einzustellen. Einaxiale Kriechversuche sind hier nicht ausreichend.

Für die im Rahmen der Qualitätssicherung bei der Herstellung von Dichtwänden zu ermittelnden einaxialen Druckfestigkeiten, die über die ganze Dichtwand dem Zielwert  $q_{u, \text{erf}}$  zu entsprechen haben, sollte für den einzelnen Baustellenwert  $q_{u, B}$  gelten:

$$q_{u, B} = 1,65 \times s + q_{u, \text{erf}}$$

wobei die Standardabweichung  $s$  vorher im Rahmen einer Eignungsprüfung zu ermitteln ist.

## **11.2 Vorschlag für ein übergeordnetes Stoffgesetz**

Als Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen wurden relativ einfache Gesetzmäßigkeiten formuliert, mit deren Hilfe die mechanische Belastung von Dichtwänden analytisch berechnet werden kann. Mit Hilfe der mittlerweile in der Geotechnik gängigen numerischen Berechnungsverfahren ist es möglich, auch komplexere Stoffgesetze in Berechnungen einzuführen. Stoffgesetze der Bodenmechanik beschreiben die Spannungs-Verformungs-Beziehungen von Materialien i. d. R. durch Elastizität, Plastizität und Viskosität (GUDEHUS, 1990).

Wie die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen zeigten, besitzen Einphasen-Dichtwandmassen ausgeprägt plastische und, insbe-

sondere bei Wiederbelastung, auch elastische Eigenschaften. Anhand von Kriechversuchen wurde nachgewiesen, daß die zeitabhängigen Verformungen verhältnismäßig gering sind, d. h. viskoses Verhalten liegt hier nicht vor. Aufgrund der niedrigen Poissonzahlen ist von Kontraktanz (Volumenverringern bei Stauchung) der Dichtwandmassen auszugehen. Mit den CU-Triaxialversuchen konnte gezeigt werden, daß sich Dichtwandmassen unter isotroper Konsolidation verfestigen. Dies ist besonders dann der Fall, wenn die Konsolidationsspannung über dem 1,5-fachen der Einaxialen Druckfestigkeit liegt, also die Konsolidation den Zusammenbruch der Struktur bewirkt. Desweiteren besitzt die Dichtwandmasse eine Zugfestigkeit.

Ein höherwertiges Stoffgesetz für Einphasen-Dichtwandmassen hat diese Eigenschaften zu beschreiben. Hier bietet sich die Verwendung eines elasto-plastischen Stoffmodells an, bei dem die Verfestigung durch eine verfestigende Kappe beschrieben wird. Solche Modelle sind besonders für kontraktante Materialien geeignet. Anwendung finden sie häufig als sogenannte „cam-clay“-Modelle bei der Beschreibung stark bindiger Lockergesteine (RÜTZ, 1987). Die allgemeine Form eines solchen Modells zeigt Bild 62 als Zweiflächenmodell im Hauptspannungsraum. Die äußere Fläche ist die Konsolidationsfließfläche. Sie besteht aus einer Kappe, einem Kegelstück und einem Zugbereich. Innerhalb der großen Fläche liegt eine geometrisch ähnliche, kleinere Fläche, die den elastischen Bereich abgrenzt. Die dargestellten Flächen lassen sich mit Hilfe stetig differenzierbarer Funktionen darstellen und so in numerische Berechnungen implementieren (BREINLINGER, 1989).

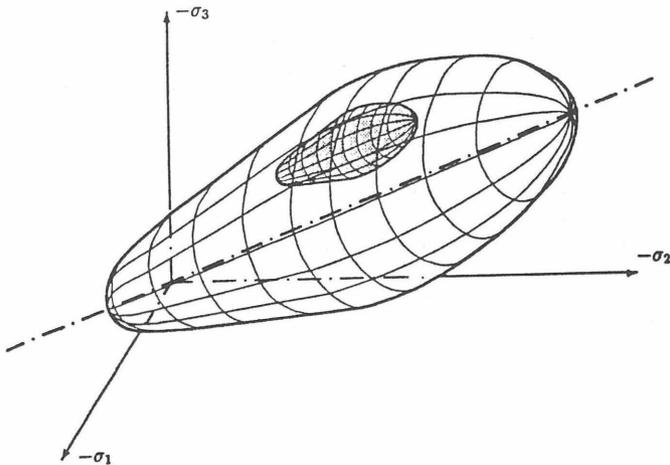


Bild 62: Isotrop-kinematisches Zweiflächenmodell (aus BREINLINGER, 1989)

Im Schnitt durch die Triaxialebene ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) stellt sich die äußere Fläche dieses Modells wie in Bild 63 gezeigt dar. Hierbei führen Spannungspfade, die den Bereich des Kegels oder den Zugbereich treffen, zum Schubbruch. Trifft der Spannungspfad auf die Kappe, so erweitert sich diese, d. h. das Material verfestigt sich (gestrichelte Kappe).

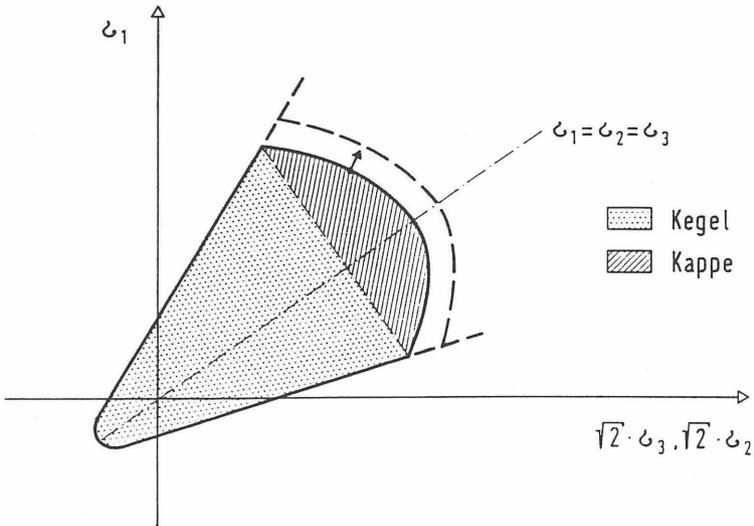


Bild 63: Äußere Fläche des Zweiflächenmodells in der Triaxialebene

Aus den vorliegenden Untersuchungen sind einige Bereiche dieses Modells für Dichtwandmassen bereits so ableitbar, wie sie Bild 64 zeigt. Hierbei ist zu unterscheiden in die Fließfläche unter drainierten (durchgezogene Signatur) und undrainierten (gestrichelte Signatur) Verhältnissen.

Die Fließfläche für undrainierte Bedingungen besteht bei Konsolidationsspannungen unterhalb des 1/1,5-fachen von  $q_u$  aus einem Zylinder, dessen Achse mit der hydrostatischen Achse zusammenfällt. Die Festigkeit ist hier unabhängig von  $\sigma_3$ . Oberhalb dieser Konsolidationsspannung bricht die Struktur zusammen und es findet eine Verfestigung statt, die mit der Konsolidationsspannung ansteigt. Die genaue Form der verfestigenden Seitenfläche (hier als Gerade dargestellt) ist aus den bisherigen Versuchen nicht ableitbar. Unter konsolidierten Bedingungen konnte wegen zu großer Verformungen im Triaxialversuch nur der Bereich unterhalb der Strukturverdichtung erfaßt werden. Hier ergibt sich - aufgrund des relativ hohen Reibungswinkels von  $\varphi' = 41,4^\circ$  - ein weit geöffneter Kegel.

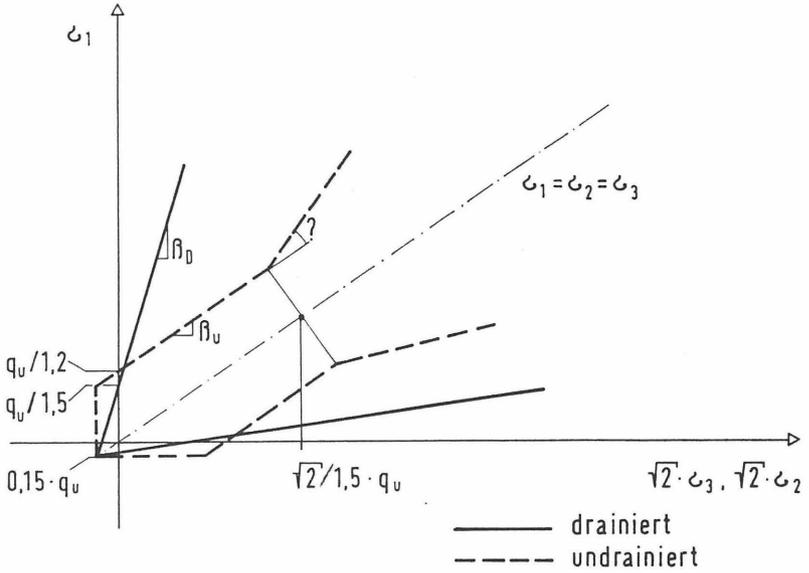


Bild 64: Äußere Fließflächen für Dichtwandmassen

Die Neigungswinkel der Fließflächen im Hauptspannungsraum bei Konsolidationsspannungen unterhalb der Strukturverdichtung berechnen sich mit den Reibungswinkel  $\varphi' = 41,4^\circ$  (drainiert) und  $\varphi_u = 0^\circ$  (undrainiert) nach der Beziehung

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

zu  $\beta_d = 74^\circ$  und  $\beta_u = 35^\circ$ . Der Schnittpunkt mit der Abszisse ergibt sich aus der einaxialen Druckfestigkeit mit den Faktoren  $\kappa_d$  und  $\kappa_u$  (vgl. Kapitel 7) zu  $\sigma_1 (\sigma_3 = 0) = q_u/1,5$  (drainiert) bzw.  $q_u/1,2$  (undrainiert).

Im Zugbereich werden beide Fließflächen durch die Zugfestigkeit  $\sigma_t = 0,15 \times q_u$  nach dem tension-cut-off-Kriterium beschränkt.

Vollkommen unbekannt ist noch die Form der Kappen. Die zu deren Beschreibung erforderlichen Parameter, die Möglichkeiten, diese im Labor zu ermitteln, und die Implementierung des so erhaltenen Stoffgesetzes in numerische Berechnungen beschreibt BREINLINGER (BREINLINGER, 1989).

### **11.3 Zukünftiger Untersuchungsbedarf**

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden wesentliche Untersuchungen an der feststoffarmen Na-Dichtwandmasse durchgeführt, die grundsätzliche Erkenntnisse zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren lieferten. In weiterführenden Untersuchungen sollte geprüft werden, inwieweit diese Ergebnisse auf andere Einphasen-Dichtwandmassen übertragbar sind. Hierbei sind sowohl unterschiedliche Rezepturen für die Grundmischungen als auch mögliche Veränderungen dieser Mischungen infolge des Herstellungsprozesses (z. B. Störung der Hydratation infolge langer Verarbeitungszeiten oder Feststoffeintrag aus dem umgebenden Boden) zu berücksichtigen.

Auf der Grundlage von Untersuchungen mit verschiedenen zusammengesetzten Dichtwandmassen können Regeln für eine Optimierung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Dichtwandmasse durch Variation der Ausgangsmaterialien und deren Dosierung erarbeitet werden.

## 12 Zusammenfassung

Dichtwände sollen unerwünschte Grundwasserströmungen unterbinden. Besonders wirtschaftlich und technisch sicher ist die Herstellung von Dichtwänden als Schlitzwand im Einphasenverfahren, bei dem die zunächst flüssige Dichtwandmasse den Schlitz stützt, anschließend aushärtet und dann das eigentliche Dichtelement bildet. Die ausgehärtete Dichtwand unterliegt mechanischer Beanspruchung, wenn sich der Spannungszustand im umgebenden Boden, z. B. infolge Grundwasserabsenkung, Bodenaushub, Überschüttung etc., ändert.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden umfangreiche Laborversuche zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen durchgeführt. Die Untersuchungen zeigten, daß die Struktur der Dichtwandmasse bei Belastung oberhalb einer Grenzspannung verdichtet wird. Die Größe dieser Grenzspannung entspricht der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$ . Die Strukturverdichtung verringert den Porenraum und verkleinert den Hauptporenradius. Die Festigkeit der Dichtwandmasse ist nach der Strukturverdichtung größer als vorher, die Durchlässigkeit der Dichtwandmasse wird nicht negativ beeinflusst.

Die Festigkeit der Dichtwandmasse bis zum Schubbruch und somit bis zum Verlust der Dichtigkeit ist wesentlich von den Drainagebedingungen und dem Seitendruck abhängig. Unter undrainierten Bedingungen verhält sich die Dichtwandmasse auch bei langsamer Belastung ähnlich wie im einaxialen Druckversuch, d. h. mit Bruchstauchungen von 0,5 - 1 % und einer vom Seitendruck unabhängigen Festigkeit in der Größenordnung der einaxialen Druckfestigkeit. Dieses Verhalten ist mit dem eines weichen Festgesteins vergleichbar. Liegen drainierte Verhältnisse vor, setzt sich die Festigkeit aus einem Anteil, der ungefähr mit dem 0,9-fachen der kleinsten Hauptspannung (i. d. R.  $\sigma_3$ ) steigt, und einem konstanten Anteil, der ca. 2/3 der einaxialen Druckfestigkeit entspricht, zusammen. Der Verformungsmodul entspricht in großen Teilen dem eines weichen, bindigen Lockergesteins.

Die Verformungen der Dichtwandmasse sind zum großen Teil plastisch, d.h. irreversibel. Als Zugfestigkeit  $\sigma_t$  der Dichtwandmasse sind 15 % der einaxialen Druckfestigkeit ansetzbar.

Die Ergebnisse aus den unterschiedlichen Versuchen lassen sich mit Hilfe der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung auf eine Festigkeit in einem einaxialen Spannungszustand  $\sigma_{1,f}$  ( $\sigma_3=0$ ) zurückrechnen. Das Verhältnis  $\kappa$  zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und den so ermittelten theoretischen Festigkeiten liegt bei 0,6 (Spaltzugversuch), 1,2 (undrainierter Triaxialversuch) und 1,5 (drainierter Triaxialversuch) bzw. für die Grenzspannung im Ödometer bei 1,0. Offensichtlich besitzt die Dichtwandmasse für das Einphasenverfahren eine Strukturfestigkeit, die unabhängig von den jeweiligen Randbedingungen zum Tragen kommt. Diese Strukturfestigkeit liegt in der Größenordnung der einaxialen Druckfestigkeit.

## Literaturverzeichnis

- |                                |      |   |
|--------------------------------|------|---|
| Altner, W.<br>Reichel, W.      | 1981 | „Betonschnellhärtung: Grundlagen und Verfahren“, 3., vollst. neu gefaßte Auflage, Beton-Verlag, GmbH; Düsseldorf  |
| API                            | 1988 | „Recommended Practice Standard Procedure for Field Testing Drilling Fluids, RP 13B“, 11. Auflage, American Petroleum Institut, Washington DC                  |
| Bishop, A. W.<br>Henkel, D. J. | 1976 | „The measurement of soil properties in the triaxial test“, Second Edition, Edward Arnold (Publishers) Ltd., London  |
| Blaut, H.                      | 1962 | „Über den Zusammenhang zwischen Qualität und Sicherheit im Betonbau“, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 149, Ernst & Sohn, Berlin                       |
| Blaut, H.                      | 1968 | „Statistische Verfahren für die Gütesicherung von Beton“, Bauverlag GmbH, Wiesbaden/Berlin  |
| Breinlinger, F.                | 1989 | „Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen“, Mtlg. Nr. 30, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart |
| Caron, C.                      | 1972 | „Pérennité des Systèmes argile-ciment ou bentonit-ciment dans leurs divers types d'applications“, Construction XXVI, Nr. 10                                   |
| Caron, C.                      | 1973 | „Un nouveau style de perforation, la boue autodurcissable“, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Nr. 47                        |
| DIN 1164, T. 1                 | 1978 | „Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement, Begriffe, Bestandteile, Anforderungen, Lieferung“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin         |
| DIN 4030, T. 1                 | 1991 | „Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase, Grundlagen und Grenzwerte“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin                               |
| DIN 4126                       | 1986 | „Ortbeton-Schlitzwände, Konstruktion und Ausführung“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin  |

- |                              |         |   |
|------------------------------|---------|---|
| DIN 4127                     | 1984    | „Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin   |
| DIN 18 136                   | 1987    | „Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin   |
| DIN 18 137<br>T.1 und T. 2   | 1990    | „Bestimmung der Scherfestigkeit, Triaxialversuch“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin   |
| Düllmann,<br>Heitfeld, K.-H. | H. 1982 | „Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zusammensetzung“, in: Vorträge zur Baugrundtagung 1982 in Braunschweig, Hrsg.: Geutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen                                  |
| Dupeuble,<br>Habib, P.       | P. 1977 | „Coulis et beton plastique pour coupures etanchés“, Proceedings of the 9th international conference of soil mechanics and foundation engineering, Band 1, Tokyo   |
| DVWK                         | 1990    | „Dichtungselemente im Wasserbau“, Merkblatt 215, Hrsg.: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V, Verlag Paul Parey, Hamburg/Berlin  |
| Geil, M.                     | 1989    | „Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 28, Braunschweig |
| Grim, R.                     | 1968    | „Clay Mineralogy“, 2.Auflage, McGraw-Hill Book Company, New York  |
| Gudehus, G.                  | 1990    | „Stoffgesetze“, in: Grundbau Taschenbuch, 4. Auflage, Hrsg.: U. Smoltczyk, Verlag Ernst & Sohn, Berlin  |
| Hartung, J.                  | 1993    | „Statistik, Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik“, 9., durchgesehene Auflage, Verlag Oldenbourg, München  |
| Heim, D.                     | 1990    | „Ton und Tonminerale“, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart   |

- Heitfeld, M. 1989 „Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen“, Mitteilung des Lehrstuhls für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH Aachen, Heft 33
- Hermanns, R. 1993 „Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren“, Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich, Band 204, Verlag der Fachvereine, Zürich
- Hunsche, U. 1994 „Empfehlung Nr. 16 des Arbeitskreises 19 - Versuchstechnik Fels- der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V., Ein -und dreiaxiale Kriechversuche an Gesteinsproben“, Bautechnik 7, Heft 8, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Hitze, R. 1987 „Einsatz schadstoffresistenter DYNAGROUT-Abdichtungsmaterialien“, Vortrag zum Seminar „Altlasten und kontaminierte Standorte“ am 22.04.1987, Ruhr-Universität Bochum
- Jessberger, H.-L. 1993 Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten“-GDA, 2. Auflage, Hrsg.: DGEG, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Kayser, J. 1993 „Untersuchungen zur Verwendung von Ölschieferzementen in Dichtwandmassen“, Gutachten des Instituts für Guntbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht
- Kézdi, Á. 1969 „Handbuch der Bodenmechanik, Band 1, Bodenphysik“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- Kézdi, Á. 1973 „Handbuch der Bodenmechanik, Band 3, Bodenmechanisches Versuchswesen“, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- Kilchert, M. 1984 „Schlitzwände als Trag- und Dichtungswände, Band 2, Standsicherheitsberechnungen von Schlitzwänden nach DIN 4126“, 1. Auflage, Hrsg.: Dt. Inst. f. Normung, Beuth-Verlag, Berlin

- Kohler, E. E. 1993 „Mikrostruktur von Dichtwandmassen“, in: „Sicherung von Altlasten“, Hrsg: H. L. Jessberger, Verlag Balkema, Rotterdam
- Krautkrämer, J. 1980 „Werkstoffprüfung mit Ultraschall“, 4., verbesserte Auflage, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York
- Krautkrämer, H.
- Krubasik, K. 1993 „Neuere Entwicklungen von seitlichen Altlastenumschließungen mit sickerwasserresistenten Dichtmassen“, in: „Sicherung von Altlasten“, Hrsg.: H. L. Jessberger, A. Balkema, Rotterdam
- Krubasik, K. 1994 „Neue Entwicklungen bei der Dichtwandherstellung, Systeme und Bauverfahren“, aus: „Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft 43, Braunschweig
- Lama, R. D., 1978 „Handbook on Mechanical Properties of Rocks - Vutukuri, V. S. Testing Techniques and Results, Vol. III“, TRANS TECH PUBLICATIONS; Aedermannsdorf, Schweiz
- Lanig, N. 1991 „Kriechen von Beton nach langer Lasteinwirkung“, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 420, Beuth Verlag, Berlin
- Stöckl, S.
- Lanig, N. 1991 „Versuche zum Kriechen und zur Restfestigkeit von Stöckl, S. Beton bei mehrachsiger Beanspruchung“, Deutscher Kupfer, H. Ausschuß für Stahlbeton, Heft 420, Beuth Verlag, Berlin
- Leonhardt, F. 1980 „Vorlesungen über Massivbau, Teil 5, Spannbeton“, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg/New-York
- Locher, F.W. 1976 „Erstarren von Zement, Teil 1: Reaktion und Richartz, W. Gefügeentwicklung“, Zement-Kalk-Gips, 29. Jahrgang, Sprung, S. Nr. 10, Bauverlag GmbH, Wiesbaden
- Maybaum, G. 1993 „Spannungsberechnungen überschütteter Dichtwände“, Kayser, J. Beitrag zum Seminar „Theorie und Praxis numerischer Rodatz, W. Modelle in der Bodenmechanik“ am 30.09./01.10.1993 in Sonthofen, Verant.: Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz

- Meseck, H. 1987 „Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 25, Braunschweig
- Müller, H. S. 1986 „Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton“, Dissertation Universität Karlsruhe
- Ö-Norm B 4420 1989 „Untersuchung von Bodenproben, Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen“, Österreichisches Normungsinstitut, A - Wien
- Rodatz, W. 1993 „Spannungs-Verformungs-Verhalten feststoffreicher Dichtwandmassen für den Grundwasserschutz bei Deponien und Altlasten“, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Förderer: BMFT, AZ 1140 569 A5-47, Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, unveröffentlicht
- Rogner, J. 1993 „Modelle zur Beständigkeitsbewertung von Dichtwandmassen auf der Basis von Lagerungsversuchen“, Mtlg. Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover; Heft 37, Hannover
- Ross, A. D. 1937 „Concrete creep data“, The Structural Engineer, Vol. 15, No 8
- Rostásy, F. S. 1983 „Baustoffe“, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart
- Rütz, D. 1987 „Beitrag zur Berechnung von Spannungs- und Deformationsfeldern im Baugrund mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode unter Berücksichtigung des nicht-linearen Materialverhaltens von Lockergesteinen“, Dissertation, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar
- Ruetz, W. 1966 „Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden“, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 183, Berlin
- Sänger, Ch. 1994 „Friedrichstadt-Passagen Berlin, Planung und Ausführung der Baugrube“, Bauingenieur 69, S. 267-277, Berlin
- Steinhagen, P.  
Mayer, P.-M.

- |  |      |  |
|--|------|--|
| Skempton, A. W.  | 1954 | „The pore pressure coefficients A and B“, Geotechnique, Vol. 4, No. 3, S. 143-147  |
| Smoltczyk, U.  | 1990 | „Grundbau Taschenbuch“, 4. Auflage, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin  |
| TA Abfall  | 1991 | Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Teil 1: Technische Anleitung, in der ab 1.4.1991 gültigen Fassung, Bundesanzeiger, Köln                      |
| Terzaghi, K.   | 1954 | „Theoretische Bodenmechanik“, 5. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg  |
| Terzaghi, K.<br>Fröhlich, O. K.                          | 1936 | „Theorie der Setzungen von Tonschichtungen“, Verlag Deuticke, Leipzig/Wien   |
| Vali, H.<br>Kohler, E. E.<br>Bachmann, L.<br>Förster, O. | 1988 | „Elektronenmikroskopische Untersuchungen von Mischungen aus Portlandzement mit Smectit-Suspensionen“, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Band 4, S. 257-303 |
| Vutukuri, V. S.<br>Lama, R. D.<br>Saluja, S. S.          | 1974 | „Handbook on Mechanical Properties of Rocks - Testing Techniques and Results, Vol. I“, TRANS TECH PUBLICATIONS; Aedermannsdorf, Schweiz                                |
| Wesche, K.   | 1981 | „Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton“, 2., neubearbeitete Auflage, Bauverlag Wiesbaden  |
| Wittke, W.   | 1984 | „Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels“, Springer-Verlag, Berlin   |
| Züblin, Ed., AG  | 1992 | Erdstatische Berechnungen für den Baugrubenverbau der Baugrube Friedrichstadt-Passagen Berlin, unveröffentlicht  |

## **Stress-strain behaviour of single-phased slurry trench material**

### **Synopsis**

#### **1 Introduction**

In the field of underground construction engineering, the control of the ground-water is a very important task. In many cases vertical barriers are used to reduce ground-water flow. Usually cut-off walls are keyed into low-permeable soil sections, as demonstrated in figure 1.

Cut-off walls can be constructed by various methods, depending on the respective boundary conditions of the structure. Figure 2 shows the most common methods which can be grouped into three construction principles. Because of the many possibilities for control, the slurry wall method offers highest safety.

Cut-off walls constructed by the slurry wall method can be build as single-phased or double phased cut-off walls. The single-phased cut-off wall is more economical. Depending on the specific boundary conditions, it can be also advantageous for technical reasons.

For the single-phased cut-off wall a trench is excavated which is supported by a bentonite-cement suspension. After the excavation the suspension hardens and forms the sealing element. A second sealing element, usually a steel sheet pile wall or a plastic sealing element, can be integrated into the fresh cut-off wall material.

An essential requirement for the effectiveness of a cut-off wall is the use of low-permeable sealing material of constant quality, leakage-free construction of the cut-off wall, resistance of the sealing material against external influences, such as aggressive ground- and seepage-water, as well as sufficient mechanical stability to carry the imposed loads.

Every loading and unloading of the subsoil leads to movements in the soil. A cut-off wall therefore must be able to follow these movements undamaged. Normally, the movements of the soil do not occur until the cut-off wall material has hardened and has become relatively stiff due to advanced hydration.

Concerning the loading of cut-off walls, two mechanisms have to be distinguished, which can be referred to as „indirect loading“ and „direct loading“. Figure 5 shows the two possible forms of loading that can affect a cut-off wall. The mechanism of indirect loading is due to the different stress-strain-behaviour of the cut-off wall and of the soil. The second loading-mechanism is determined by the stability of the overall system. The stability analysis requires in both cases that the stress-strain behaviour of the material should be known.

In practice the mechanical behaviour of the cut-off wall is often neglected relying upon its self-healing- and deformation-capabilities, even though there is no reliable proof. Considering the fact that even small defects can affect the success of sealing,

this approach presents uncalculable risks when loading of the wall must be expected.

In this study the mechanical behaviour of slurry trench walls constructed with the single-phased method, has been examined under loading.

## **2 Examined slurry trench materials**

The 3 basic components of single-phased slurry trench walls are bentonite, cement and water. If needed, fillers such as stone flour, clay flour or sand can be added. By adding liquefiers and accelerators the workability can be improved.

Bentonites are clays derived from the transformation of vulcanic ashes. They receive their characteristic physical quality, a marked swelling capacity, from a montmorillonite content of over 50 %. Most important are montmorillonites with either sodium or calcium ions.

Cement belongs to the group of hydraulic materials which harden and are stable under water. Blast furnace cement (HOZ) has proved successful in cut-off wall masses due to its relatively long workability after mixing. Common recipes for single-phased cut-off walls are listed in Table 3. These masses fulfill common demands concerning workability and permeability.

For this study, the slurry trench material was based on sodium-bentonite and was proportioned with 40 kg bentonite, 200 kg cement and 916 kg water (40/200) per m<sup>3</sup> cut-off wall. Additionally, some experiments with cut-off wall materials based on calcium-bentonite (200/200) were carried out.

The structure of the slurry trench material is characterized by a system of pores with a radius of the main pores of approximately 1  $\mu\text{m}$ . A second maximum in the distribution of pore radii is at about 0.05  $\mu\text{m}$  (see figures 12 and 13). The overall porosity is distinctly lower for the calcium bentonite material than for the sodium based cut-off wall material because of its higher portion of solid substances.

Preliminary examinations indicated that the sodium slurry trench material can undergo a preliminary thermal treatment to enhance hydration without any impact on the stress-strain behaviour of the slurry trench material. Preliminary thermal treatment is achieved by storage of the slurry material between 40° and 60° C. The state of hydration, depending on duration of the storage  $t$  and the temperature  $T$  is best described after MIRONOV in terms of degree of maturation  $R$  by the equation

$$R = (T + 30)^{2.5} \times t.$$

For calcium bentonite-slurry material an equivalent correlation could not be established. Furthermore, the relation is not valid for all sodium-slurry materials. Therefore, thermal treatment (e. g. for quality control) cannot be applied without more detailed investigations.

### **3 Laboratory experiments**

The results of the first stress-strain tests of single-phased slurry wall materials were published in the early 70ies. Particularly the effect of the various components of the slurry mix was tested. The degenerative behaviour of cut-off wall materials under the influence of seepage water was quantified.

In previous research the deformability of cut-off walls was generally of little concern. The first experiments dealing with deformability were undertaken in the mid 80ies. However, no general formulations of the stress-strain behaviour of single-phased slurry wall material could be derived.

For this study a comprehensive laboratory program was initiated, which included unconfined compression tests, oedometer tests, triaxial shear tests, tensile tests, triaxial creep tests and tests to determine transverse strain.

#### Unconfined Compression Test

The unconfined compression tests are used to determine the unconsolidated, undrained strength of a cohesive soil. Most investigations on stress-strain behaviour of cut-off wall material are based on unconfined compression tests, using standardized testing procedures.

For quality control during the construction of cut-off walls, it is common practice that samples are tested on the 14th, 28th and 56th day after mixing.

Because the unconfined test is so widely used in the quality control of slurry trench walls, the results obtained in this study were used as reference-values for other tests. As far as possible, correlations between unconfined compression strength data and other test results were obtained in order to determine how far the relatively simple unconfined compression test can be used for identification of essential material properties.

The unconfined compression test plays a central role in this study because of its importance for quality control in practical operations. Therefore the reliability of the test was examined by investigating the influence of the boundary conditions on the results in more detail.

It was found that the unconfined compression test results were strongly influenced by the dimensions of the sample container which affects the sedimentation of the particles in the slurry. For a height-diameter ratio larger than 30/20 the sedimentation process had no effect on the unconfined compression strength.

In order to insure sufficient quality with a probability coefficient of at least 95%, the following requirements must met during construction:

$$q_{u,B} \geq 1,65 \times s + q_{u,erf} .$$

### Oedometer Tests

If a specimen of elastic material is axially strained, not only axial compression occurs but also radial extension. In the oedometer, lateral strain is prevented. Oedometer tests are commonly used to determine the stiffness modulus  $E_s$  of a soil sample. The stiffness modulus  $E_s$  is dependent on the vertical stress level. For soils,  $E_s$  generally increases exponentially with increasing surcharge.

For slurry trench samples, however, very large deformations could be observed in oedometer tests if a boundary stress-level of  $\sigma_{Grenz}$  was exceeded. The stress  $\sigma_{Grenz}$  was equivalent to the unconfined compression strength  $q_u$  (see figure 5). In spite of the large deformations no visual destruction of the sample was apparent.

Microscopic investigations indicated a collapse of the structure, resulting in a decrease of the pore-volume and an increase of the internal bonds in the slurry trench samples.

An increase of the dynamic modulus of elasticity and a decrease of the permeability, which could be noted during the large deformations in the oedometer test, indicated further that the internal bonds within the matrix of the slurry material had increased subsequent to the structural collapse.

### Triaxial Tests

After construction and hardening slurry trench walls are exposed to three-dimensional stress conditions. Hence, for a realistic assessment of the load-deformation conditions in the field the slurry trench material should be exposed in the laboratory to conditions which permit the application of three-dimensional stress conditions, as in the case of the triaxial test.

Triaxial tests under drained and undrained conditions indicated that the strength of the slurry trench material was effected by the consolidation stress, if the collapse-stress level was exceeded. This condition was reached when the consolidation stress exceeded the unconfined compression strength by a factor of 1.5. In this case the strength increased linearly with the equivalent consolidation stress  $\sigma_{c\bar{a}} = q_u/\sigma_3$ .

In consolidated undrained tests of slurry trench samples which had not experienced a change in structure due to consolidation ( $\sigma_c < q_u/1,5$ ), the strength was independent of the confining stress ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )  $f_{in} = q_u/1,5$ . The modulus of Elasticity for undrained loading was  $E_u = 0,6 E$ .

For drained conditions an entirely different stress-strain behaviour was found. The slurry trench materials reacted considerably softer during loading. The drained strength increased linearly with the confining stress, even if the samples had not experienced any structural change during consolidation.

The strength of the sodium-bentonite slurry wall materials can be described in terms of Mohr-Coulomb by  $\tau_{br} = c' + \sigma_n \times \tan\phi'$  with the angle of friction  $\phi' = 41.4^\circ$  and a cohesion  $c' = 0.3 \times q_u$  ( $\tau_{br}$  and  $\sigma_n$  are shear strength and normal stress in the shear plane, respectively).

It appears from the results of undrained tests, for which an almost linear correlation between  $\sigma_3$  and strength was detected, that almost hydrostatical stress conditions occur in slurry trench walls (vertical stress = horizontal stress). The sample fails when the difference between major and minor principal is bigger than the internal structural strength. Tests showed that the internal structural strength was equal to 1/1.5 of the unconfined compressive strength. Under drained conditions, the deformation of slurry trench wall samples is dependent on the horizontal stress as well. For horizontal stresses of up to 450 kPa, maximum failure strains of 38 % were observed. The major part of the deformation is plastic.

### Tensile strength

In the field of soil mechanics most loads occur in compression loading. This is the reason why in soil mechanics strength behaviour is typically given in terms of compressive strength. In some cases, however, the tensile strength of a slurry trench wall can be of importance. Various testing techniques are available to determine the tensile strength of soils. For this study the Brazilian Test was chosen because it is a method commonly used in rock and soil mechanics.

Despite a relative large scatter of results (see figure 19) a general trend can be recognized (see figure 51). The tensile strength of a single-phased slurry trench wall is approximately 15 % of the unconfined compressive strength.

### Creep behaviour

The behaviour of solid materials under long-term loading is generally termed „creep“ or „relaxation“. „Creep“ is the deformation under constant loading and „relaxation“ is the stress decrease following enforced deformation. Both phenomena are usually attributed to the same mechanism. In this study long-term behaviour is tested by means of creep tests.

It was the goal of the creep tests to determine the long-term deformations of slurry trench walls. This time-dependent component of the deformation has to be dealt with separately. Figure 57 shows the development of the deformation with time after deviatoric loading of a sample, as well as the components of this deformation.

The initial deformations are much larger than the time-dependent components. In order to record the factors which influence creep more accurately, the time-dependent deformations are separated from the initial deformation.

$$\varepsilon_k = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_a.$$

In which  $\varepsilon_k$  is the creep deformation,  $\varepsilon_a$  the initial deformation and  $\varepsilon_{ges}$  the total deformation. In concrete technology creep behaviour has been described by ROSS.

The total deformation  $\varepsilon_{ges}$  is dependent on time  $t$  and can be described by the hyperbolic function

$$\varepsilon_{ges}(t) = \frac{t}{a + bt}.$$

The parameter „a“ indicates the initial slope of the load-deformation curve. The limiting value of the hyperbol for the time  $t = \infty$  becomes

$$\varepsilon_{\infty} = \frac{1}{b}.$$

The limiting value for creep  $\varepsilon_k$  is therefore

$$\varepsilon_k = \frac{1}{b} - \varepsilon_a.$$

A comparison between the two deformation components shows that creep deformation usually is less than 5 % of the general deformation. Only for relatively small total deformations the time-dependend component is about 20 % of the total deformation. The time-dependend deformations are dependent on the load level as well as on the horizontal principal stress (see figure 60). An important result of the creep tests was, that no creep was noticed for a testing period of up to 3 weeks under a maximum load of 77 % of the failure strength.

#### Transverse strain in slurry trench material

During loading of a body in the direction of the principal stress  $\sigma_x$ , deformations in the direction of the loading as well as perpendicular to the direction of loading will occur. This interaction is expressed by the Poisson Ratio  $\nu$ .  $\nu$  is defined as the ratio between the axial strain along the direction of loading and the axial strain perpendicular to the direction of loading. If the direction of loading occurs in  $x$ -direction, then

$$\nu = \frac{\left| \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} \right|}{\left| \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x} \right|}.$$

The Poisson Ratio was determined for plastic and elastic deformations. A comparison between the Poisson Ratio for plastic and elastic deformation shows no significant difference. The Poisson-Ratio can be regarded as a material constant for initial loading, reloading, as well as for unloading. This applies for deviatoric stresses up to the value of the unconfined compressive strength. It has to be taken into account, however, that the tests were conducted under triaxial stress conditions. As medium value for slurry trench material, the Poisson Ratio  $\nu$  can be assumed to be

$$\nu = 0,05.$$

This value is relatively low compared to other building materials such as concrete and steel, loose soils or intact rock. During loading the solids obviously move into the pores of the sample.

#### 4 Conclusion

From the results of the different tests relatively simple constitutive equations could be formulated which can be used to analyse numerically the load-deformation behaviour of slurry trench materials. The commonly used numerical methods allow even more complex constitutive equations.

The test results conducted in this study show that single phased slurry trench materials are characterized by plastic and elastic behaviour. By means of creep tests it could be shown that time-dependent deformations are relatively small, i.e. viscous behaviour does not apply. Because of a low Poisson Ratio, contractive behaviour of the slurry trench material can be assumed.

With the help of CIU-triaxial tests, it could be shown that slurry trench material is affected by strain hardening under isotropic consolidation. This applies when the consolidation stress is more than 1.5 times the unconfined compressive strength, leading to a collapse of the structure. Furthermore, the slurry trench material possesses tensile strength. A more advanced constitutive equation is needed to describe these properties. Therefore the use of an elastic-plastic model of material comes to mind, which describes the strain hardening process by means of a stabilizing envelope. Such models are especially valid for contractive materials. A well-known model is the „Cam-Clay model“ which has been developed for cohesive soils. The general form of such a model is shown in figure 62 as a two-surface model in the principle stress space. The surfaces can be represented by constant differential functions and thus can be implemented into numerical calculations.

From the present investigations, parts of the model can be described for slurry trench material as shown in figure 64. However, different yield surfaces for drained and undrained conditions should be used.

As long as the consolidation stress remains below  $1.5 \cdot q_u$ , the yield surface for non-drained conditions is cylindrical. The cylinder axis coincides with the hydrostatical axis. The ultimate strength is independent of  $\sigma_3$ . If the consolidation stress is increased, the structure collapses and strain hardening takes place. The material hardens with increasing consolidation stress. The precise form of the solidified lateral surface (presented here as a straight line) cannot be obtained from the tests conducted so far. Because of excessive deformations in the drained triaxial tests, only the surface below the collapse stress could be determined. Due to the relatively high angle of friction ( $\varphi' = 41.4^\circ$ ) a wide open cone develops.

In the tension zone both yield surfaces are limited by the tensile strength  $\sigma_t = 0.15 \times q_u$  according to the tension cut-off criterion. The form of the envelope remains completely unknown.

## 5 Summary

Slurry trench walls are used to stop ground-water flow. The construction of cut-off walls with the single-phase procedure is particularly economical and technically well established. The liquid slurry which initially stabilizes the trench, solidifies with time and then forms the actual sealing element. The solidified slurry experiences mechanical strains together with the surrounding soil, for example due to ground-water lowering, excavations, loading, etc.

In the present study, extensive laboratory experiments on the stress strain behaviour of single phased slurry trench walls were undertaken. The tests show that the structure of a slurry trench wall collapses if stressed beyond a certain stress limit. The magnitude of this stress limit is equal the unconfined compressive strength  $q_u$  of the material. Due to collapse of the structure, the pore volume and the main pore radius decrease. The strength of the cut-off wall is greater after the collapse of structure. The permeability of the cut-off wall is not influenced in a negative way.

Strength and permeability of the slurry trench material is dependent on drainage conditions and lateral pressure up to the point of shear failure. During failure under undrained conditions, the slurry trench material, even when slowly loaded, reacts similarly as during unconfined compression tests. For example, if the strain at failure is between 0.5 and 1.0 %, the strength is independent of the lateral pressure for stress levels below the unconfined compression strength. This behaviour is comparable with that of a soft rock. For drained conditions, the strength is composed of a portion which increases by about 0.9 times the minor principal stress, and a constant portion which is equal to about 2/3 of the unconfined compressive strength. The deformation modulus is mostly comparable to that of a soft cohesive soil.

The deformations of the slurry trench material are mostly plastic, i.e. irreversible. The tensile strength of a slurry trench wall is approximately 15% of the unconfined compressive strength.

Using the Mohr Coulomb failure criterion the results of the different tests can be related to the unconfined compression strength ( $\sigma_3=0$ ). The ratio  $\kappa$  between the unconfined compressive strength and the theoretical strength is about 0.6 from tensile test, 1.2 from undrained triaxial tests, 1.5 from drained triaxial tests and 1.0 for the stress limit from the oedometer test. The single-phased slurry trench wall material obviously possesses a structural strength, which is independent of the various boundary conditions. This structural strength is in the same order of magnitude as the unconfined compressive strength.

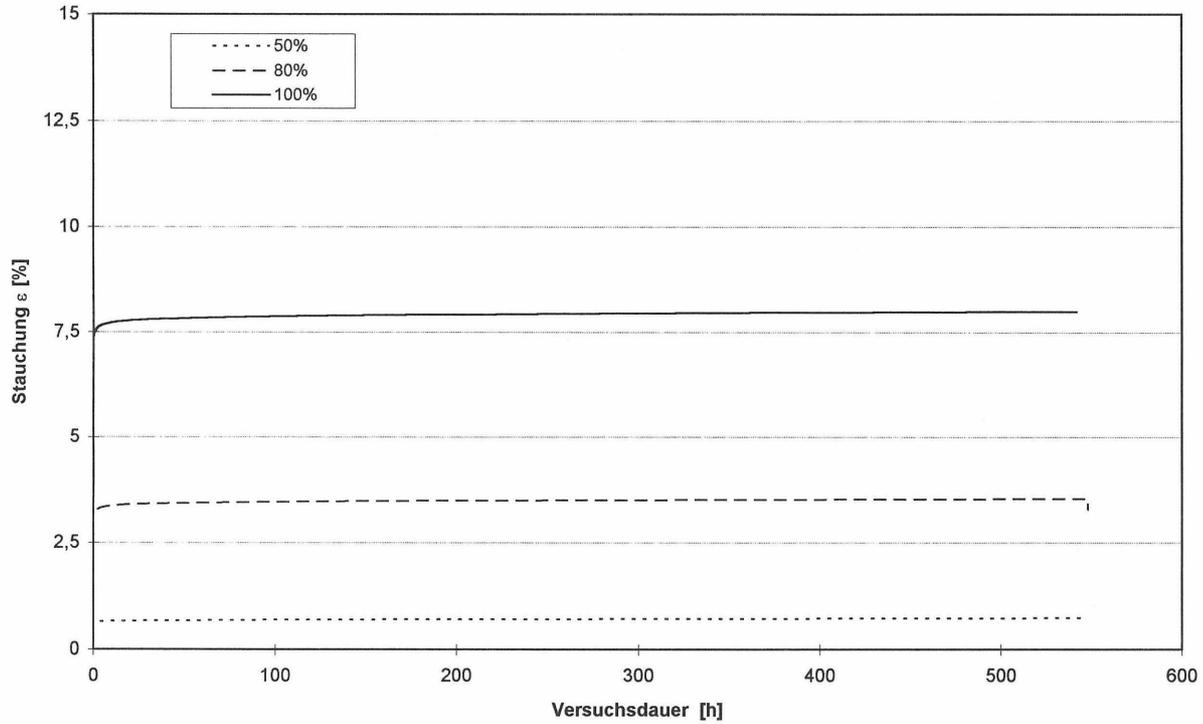


# Anlagen

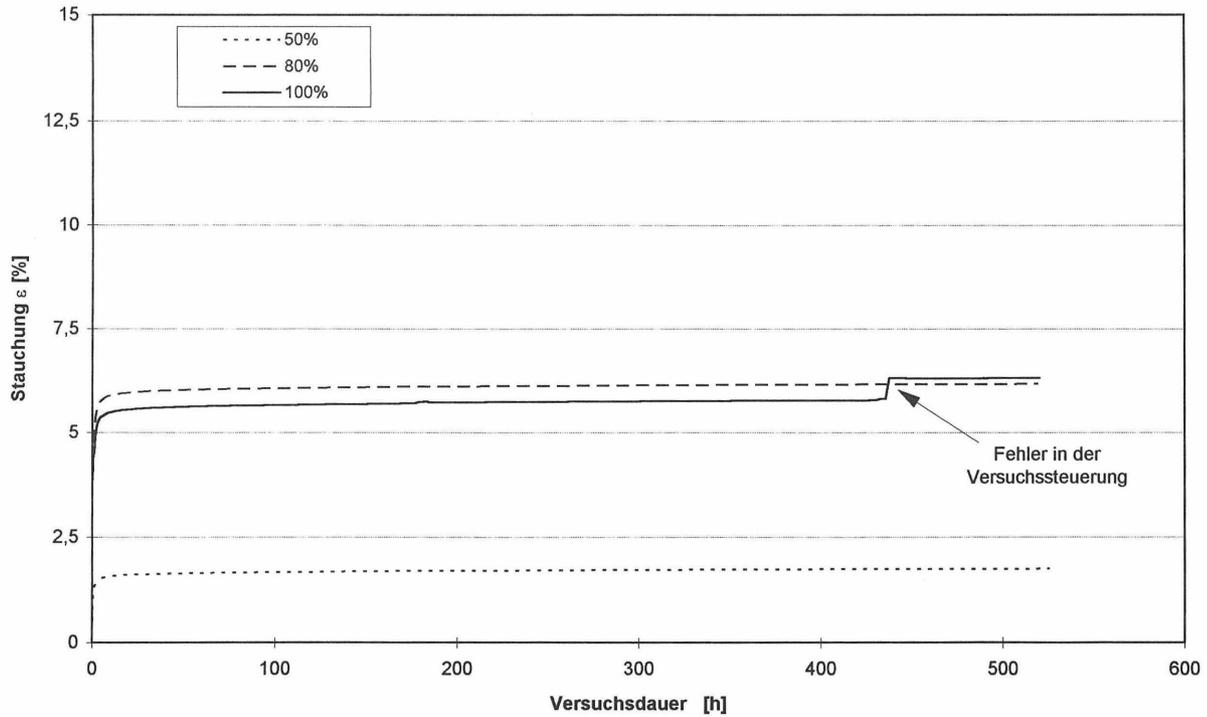


Alter	$\sigma_3$	Konsol.-Vol.	E	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f,u}$	$q_u$
[d]	[kPa]	[%]	[Mpa]	[kPa]	[kPa]
6	150	17,8	-	363	53
6	300	27,9	-	703	
6	450	32,2	-	1113	
9	150	12,3	21	180	92
9	300	23,2	34	383	
9	450	30,9	47	525	
14	150	3,5	29	198	167
14	300	18,0	50	389	
14	450	22,9	64	546	
21	150	0,7	49	235	270
21	300	6,2	47	365	
21	450	15,1	64	510	
28	150	0,5	70	323	375
28	300	3,3	71	384	
28	450	9,9	72	538	
56	150	0,4	99	485	593
56	300	0,9	152	511	
56	450	2,6	63	553	
73	150	0,3	86	575	664
73	300	0,8	112	543	
73	450	1,2	112	624	
112	150	0,3	99	556	727
112	300	1,0	160	596	
112	450	1,2	157	608	
149	150	0,3	84	583	779
149	300	1,5	112	627	
149	450	1,3	139	614	

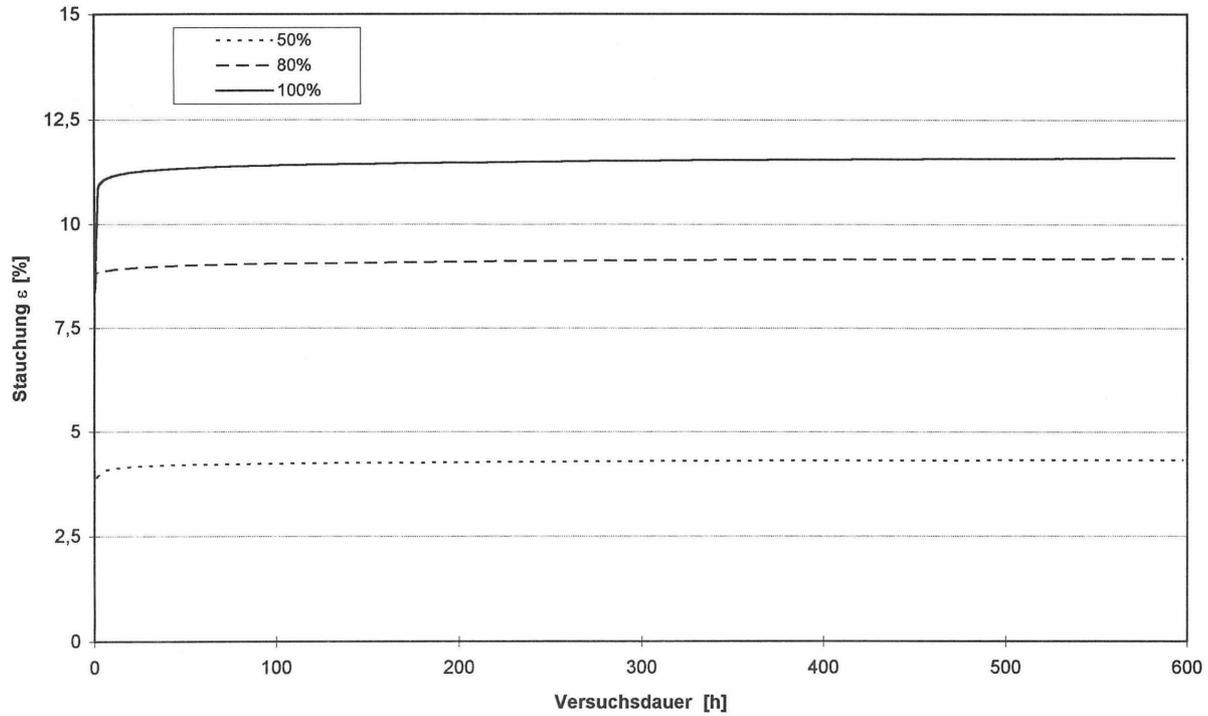
$\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$



$\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$



$\sigma_3 = 450 \text{ kPa}$







**Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik**

- |          |                              |  |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E.                | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976                                  |
| Nr. 78-2 | Frank, H.                    | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *   |
| Nr. 79-3 | Schnell, W.                  | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979  |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R.               | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980                 |
| Nr. 81-1 | Schuppener, B.               | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *   |
| Nr. 6    | Wolff, F.                    | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981  |
| Nr. 7    | Bätcke, W.                   | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geeigneten Halbraum, 1982  |
| Nr. 8    | Meseck, H.<br>Schnell, W.    | Dichtungswände und -sohlen, 1982 *   |
| Nr. 9    | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10   | Beckmann, U.                 | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982  |



IGB TUBS

- Nr. 11 Papakyriakopoulos Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- Nr. 12 Sondermann, W. Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
- Nr. 13 Meseck, H. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
- Nr. 14 Raabe, W. Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15 Früchtenicht, H. Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
- Nr. 17 N.N. Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 \*
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 \*
- Nr. 19 Meseck, H. Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 \*

- |        |   |  |
|--------|---|--|
| Nr. 21 | Balthaus, H.  | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss., 1986  |
| Nr. 22 | Kayser, R.<br>Meseck, H.<br>Rösch, A.<br>Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986   |
| Nr. 23 | Meseck, H.  | Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987  |
| Nr. 24 | Krause, Th.   | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987   |
| Nr. 25 | Meseck, H.  | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987  |
| Nr. 26 | Reuter, E.  | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988   |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W.  | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988   |
| Nr. 28 | Geil, M.  | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989 |
| Nr. 29 | Kruse, T.   | Standicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989  |
| Nr. 30 | Rodatz, W.<br>u.a.                                    | Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989   |



IGB-TUBS

- Nr. 31 Rodatz, W. Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein-  
Beckefeld, P. bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fach-  
Sehrbrock, U. seminar in Braunschweig am 19. und 20. März  
1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. Schnellverfahren für die Güteüberwachung minera-  
lischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen  
der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwick-  
lung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. Standsicherheitsberechnungen von Böschungen,  
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W. Probenentnahme bei der Erkundung von Ver-  
Sehrbrock, U. dachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braun-  
schweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. Primär- und Sekundärspannungszustände in über-  
konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Ham-  
burger Glimmerton aufgefahrenen Tiedükers, Dis-  
sertation, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W. Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar  
Hemker, O. in Braunschweig am 30. und 31. März 1992  
Voigt, Th.
- Nr. 38 Rodatz, W. Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braun-  
Meier, K. schweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im  
Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Ver-  
gleich verschiedener Auswerteverfahren, Disserta-  
tion, 1992

- |        |   |  |
|--------|---|--|
| Nr. 40 | Sehrbrock, U.                                       | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993   |
| Nr. 41 | Rodatz, W.<br>Hartung, M.<br>Wienholz, B.           | Pfahl Symposium 1993<br>Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993   |
| Nr. 42 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Hartung, M.         | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.<br>Hemker, O.<br>Horst, M.<br>Kayser, J. | Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994                                     |
| Nr. 44 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.        | Messen in der Geotechnik '94<br>Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994  |
| Nr. 45 | Hartung, M.   | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994   |
| Nr. 46 | Hemker, O.  | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994  |
| Nr. 47 | Voigt, Th.  | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994   |
| Nr. 48 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.             | Pfahl-Symposium 1995<br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995  |
| Nr. 49 | Kayser, J.  | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995  |



IGB-TUBS

- Nr. 50      Rodatz, W.      Messen in der Geotechnik '96  
              Gattermann, J.      Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.  
              Wienholz, B.      Februar 1996  
              Vittinghoff, T.
- Nr. 51      Rodatz, W.      Braunschweiger Deponieseminar '96  
              Knoll, A.      Fachseminar in Braunschweig am 14. und 15.  
                                 März 1996
- Nr. 52      Maybaum, J.      Erddruckentwicklung auf eine Kaimauer in Schlitz-  
                                 wandbauweise, Dissertation, 1996

\* = vergriffen