

# VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Universität Kaiserslautern

---

**Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos**

---

Heft 10

UNTERSUCHUNGEN ZUR ENTSTEHUNG VON  
AUSTROCKNUNGSRISSEN IN MINERALISCHEN  
DEPONIEABDICHTUNGEN

von

**Sanaa Wendling**

---

KAISERSLAUTERN 2004





## **Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner

- Nr. 1 Johannes Vogt (1992)  
Tragverhalten von Schlitzwandelementen
- Nr. 2 Frank Rogmann (1992)  
Untersuchungen zum Stoffverhalten von Kohle im Hinblick auf  
Hohlraumstandsicherheiten
- Nr. 3 Wolfgang Weckbecker (1993)  
Beitrag zur Berechnung oberflächennaher Tunnel
- Nr. 4 Egbert Adam (2001)  
Untersuchungen zum temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und  
sedimentärer Gesteine
- Nr. 5 Andreas Becker (2002)  
Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande
- Nr. 6 Katja Abel (2002)  
Zugspannungen in Kunststoffdichtungsbahnen geneigter Deponiebasisabdichtungen
- Nr. 7 Tao Li (2002)  
Zweiflächen-Stoffmodell für wassergesättigte bindige Böden unter zyklischer  
Beanspruchung
- Nr. 8 Solomon Taye Abebe (2002)  
Foundation pits in saturated highly expansive soils
- Nr. 9 Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Meißner  
und dem 20-jährigen Bestehen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau an  
der Technischen Universität Kaiserslautern

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos

- Nr. 10 Sanaa Wendling (2004)  
Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisse in mineralischen  
Deponieabdichtungen

# VERÖFFENTLICHUNGEN

des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Universität Kaiserslautern

---

**Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos**

---

Heft 10

UNTERSUCHUNGEN ZUR ENTSTEHUNG VON  
AUSTROCKNUNGSRISSEN IN MINERALISCHEN  
DEPONIEABDICHTUNGEN

von

**Sanaa Wendling**

---

KAISERSLAUTERN 2004



Vom Fachbereich  
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern

zur  
Verleihung des akademischen Grades  
DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)  
genehmigte

**DISSERTATION**

D 386

Tag der Einreichung: 24. Oktober 2003  
Tag der mündlichen Prüfung: 05. März 2004

Dekan: Prof. Dr.-Ing. habil. U. Wittek

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. habil. H. Meißner  
Prof. Dr. ir. W.F. Van Impe, Universität Ghent  
Prof. Dr.-Ing. habil. C. Vrettos (mündliche Prüfung)

Autor dieses Heftes ist

Dr.-Ing. Sanaa Wendling

Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Universität Kaiserslautern



## **Vorwort des Herausgebers**

Die vorliegende Arbeit wurde von meinem Vorgänger am Fachgebiet, Herrn Prof. H. Meißner initiiert und betreut. Sie befasst sich mit dem Verhalten von teilgesättigten Böden, einem der Schwerpunkte der Forschungsvorhaben am Fachgebiet in den letzten Jahren.

Die Teilsättigung ist der Normalzustand der Böden oberhalb des Grundwasserspiegels. Durch kapillare Einwirkungen kann das Wasser in den Porenräumen des Bodens mehrere Dekameter über den Grundwasserspiegel ansteigen, mit weitreichenden Konsequenzen sowohl für die Vegetation als auch die Festigkeit des Bodens.

Dass Wasser das Verhalten von Boden entscheidend beeinflusst, gehört zu den Grundkenntnissen der Bodenmechanik. In Experimenten wird der aktuelle Wassergehalt bestimmt und es werden in Abhängigkeit dieses Wertes die Werte bestimmter Bodenparameter ermittelt. Der Ansatzpunkt von Frau Wendlings Arbeit geht darüber hinaus. Die Fragestellung lautet, wie sich der Wassergehalt und damit die Wasserspannungen in situ anstehender Böden langfristig in Abhängigkeit von Temperatureinwirkungen sowie Niederschlägen ändern und welche Folgen sich daraus z.B. für die Standsicherheit von Erdbauwerken ergeben. Außer der Bodenfeuchtigkeit ist somit auch der Feuchtetransport in Abhängigkeit der Temperatur sowie des Wassergehaltes von zentraler Bedeutung.

Zur Beschreibung des Feuchtetransportes wählte Frau Wendling einen bekannten Ansatz, für den Werte der Diffusionsparameter sowie des Durchlässigkeitsparameters des teilgesättigten Bodens ermittelt werden. Die Ermittlungen dieser Parameterfunktionen für einen bindigen Boden ist der Schwerpunkt der Arbeit. Dazu entwickelte sie aus der Literatur bekannte Geräte weiter und verfeinerte die Messverfahren. Die erhaltenen Ergebnisse, die durch geschlossene Funktionen approximiert sind, stellen eine nennenswerte Erweiterung des bisherigen Kenntnisstandes auf diesem Gebiet dar.

In einem weiteren, mit zahlreichen Neuentwicklungen versehenen Versuchsstand bestimmt Frau Wendling die Zugfestigkeit des bindigen Bodens in Abhängigkeit verschiedener Zustandsgrößen. Es gelingt ihr, die Rissentstehung sowie die Rissausbreitung experimentell zu erfassen und damit das Entfestigungsverhalten des Bodens zu beschreiben.

Die experimentellen Ergebnisse sind in ein Stoffmodell eingefügt, das bereits im Programmsystem ABAQUS implementiert ist. Es handelt sich zwar um ein einfaches linear elastisches Stoffmodell, das aber die wesentlichen Versuchsergebnisse sowie Koppelung mit Feuchtetransport und Temperaturgradienten sowie das Zugverhalten des Bodens zutreffend beschreibt. Exemplarisch durchgeführte Fallstudien für die Basisabdichtung einer Deponie zeigen plausible Ergebnisse.

Frau Wendling hat in ihrer Arbeit ein komplexes Thema der Bodenmechanik systematisch und wissenschaftlich behandelt und den bisherigen Kenntnisstand auf diesem Gebiete nennenswert weiterentwickelt. Teilergebnisse hat sie bereits auf internationalen Kongressen präsentiert, wo sie mit großer Anerkennung gewürdigt wurden.

Abschließend danke ich der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Bonn für die finanzielle Unterstützung, ohne die ein erfolgreicher Abschluss der Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

C. Vrettos

## Vorwort der Autorin

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern.

Der Initiator zu der vorliegenden Dissertation war Herr Prof. Dr.-Ing. H. Meißner, der die Durchführung der Arbeit am Fachgebiet ermöglicht hat. Dafür und für die Betreuung der Arbeit sowie für die Übernahme der ersten Berichterstattung danke ich besonders herzlich. Mein besonderer Dank gilt auch dem Präsidenten der ISSMGE Herrn Prof. Dr. ir W.F. Van Impe, Universität Ghent für die Übernahme des Korreferates. Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Koehler danke ich ebenfalls für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission. Weiterhin gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos für die Vertretung von Herrn Prof. Dr. ir W.F. Van Impe am Tag der mündlichen Prüfung.

Allen Kollegen und Kolleginnen, Laboranten und studentischen Hilfskräften des Fachgebietes, die mir mit fachlichen Diskussionen, bei Laborversuchen oder bei den FE Berechnungen geholfen haben, bin ich sehr dankbar. Insbesondere danke ich meinem Kollegen Herrn Dipl.-Ing. Thomas Becker.

Meinen Eltern in Syrien bin ich für ihre Sorge und Vertrauen zu Dank verpflichtet. Meinen Schwiegereltern Hannelore und Otto bin ich für die intensive Betreuung unserer Kinder Jan und Timo, insbesondere während der Schlussphase ganz herzlich dankbar.

Und nicht zuletzt danke ich meinem Achim, der mir mit viel Verständnis und *Liebe* geholfen hat, diese Dissertationsarbeit zu Ende zu bringen.

S. Wendling

*Für Achim, Jan und Timo*

# Inhaltsverzeichnis

	<i>Seite</i>
<b>Notation</b>	<b>XI</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>XV</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Problemstellung und Ziele</b>	<b>3</b>
<b>3 Theoretische Grundlagen und Literaturstudie</b>	<b>5</b>
3.1 Theoretische Grundlagen zum Wassertransport	5
3.1.1 Bindungsformen des Wassers im Boden	5
3.1.2 Wechselwirkung zwischen Wasser und Boden, das Potentialkonzept	6
3.1.3 Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt (pF - Kurve)	8
3.2 Wasserbewegung in teilgesättigten Böden	15
3.2.1 Feuchtetransport unter isothermischen Bedingungen	15
3.2.2 Feuchtetransport unter nicht isothermischen Bedingungen	15
3.2.3 Ermittlung der Transportkenngrößen $K_u$ , $D_\theta$ und $D_T$	16
3.3 Theoretische Grundlagen zum Schrumpfverhalten	18
3.4 Literaturstudie zum Zugverhalten	19
3.5 Theoretische Grundlagen zum Stoffmodell	20
3.5.1 Grundbegriffe und Definitionen aus der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie	20
3.5.2 Die verwendete Grenzfunktion	25
3.5.3 Die Zeitabhängigkeit verschiedener Bodenparameter	25
<b>4 Ermittlung bodenphysikalischer und -mechanischer Kennwerte</b>	<b>26</b>
<b>5 Experimentelle Untersuchungen zum Wassertransport</b>	<b>27</b>
5.1 Experimentelle Ermittlung der pF-Kurve	27
5.1.1 Das Tensiometer-Verfahren	27
5.1.2 Das Vakuum – Austrocknungs – Verfahren	31
5.1.3 Anpassungskurve der pF-Kurve	38
5.1.4 Einfluss der Anfangsporenzahl auf die Messungen	39
5.2 Ermittlung der Transportkenngrößen	41
5.2.1 Versuchsbedingungen	41
5.2.2 Versuchsgerät zur Ermittlung von Transportparametern	42
5.2.3 Probevorbereitung	43
5.2.4 Experimentelle Ermittlung der Feuchte – Transportkenngröße $D_\theta$	44

5.2.5	Experimentelle Ermittlung der thermischen Transportkenngröße $D_T$	57
5.2.6	Experimentelle Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit $K_u$	64
5.3	Experimentelle Untersuchungen zum Schrumpfverhalten	75
5.3.1	Versuchsdurchführung	75
5.3.2	Versuchsauswertung	79
5.3.3	Der Zusammenhang $\varepsilon_{v-sch} - S_r$	81
<b>6</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen zum Zugverhalten</b>	<b>83</b>
6.1	Einleitung	83
6.2	Messprinzip	84
6.3	Verwendete Messtechnik	86
6.4	Probeprobereitung und Versuchsdurchführung	88
6.4.1	Der Anfangsspannungszustand	89
6.4.2	Start des Zugvorganges	89
6.4.3	Versuchsergebnisse	89
6.5	Versuchsauswertung	92
6.6	Einflussgrößen auf das Zugspannungs-Zugdehnungs-Verhalten	93
6.6.1	Versuchsplan	93
6.6.2	Einfluss des Wassergehaltes	94
6.6.3	Einfluss der Porenzahl	96
6.6.4	Einfluss der Temperatur	98
6.6.5	Einfluss des Spannungszustandes	99
6.6.6	Einfluss der Wasserspannung	100
6.7	Fazit	100
6.8	Stoffmodell zur Materialbeschreibung	101
<b>7</b>	<b>Die numerischen Berechnungen</b>	<b>106</b>
7.1	Beschreibung des eingesetzten FE – Programms	106
7.1.1	Das FE - Programm ABAQUS	106
7.1.2	Verwendeter Analysentyp in ABAQUS	106
7.1.3	Verwendete ABAQUS – Berechnungsansätze und – Optionen	107
7.1.4	Instationäre Analyse (CONSOLIDATION) in ABAQUS	109
7.2	Simulation des $K_u$ – Referenzversuches	109
7.2.1	Geometrie und Modell	109
7.2.2	Materialeigenschaften des verwendeten Kaolinites	110
7.2.3	Belastung und Kontrolle	111
7.2.4	Ergebnisse und Diskussion	111
7.3	Lösung des Randwertproblems „Rissentstehung in einer mineralischen Dichtung“	113
7.3.1	Geometrie und Modell	113
7.3.2	Belastungsschritte	114
7.3.3	Risskriterium	115
7.3.4	Auswertungsschritte und Ergebnisse	117
7.3.5	Fazit	121
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>122</b>
	<b>Ausblick</b>	<b>125</b>
<b>9</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>126</b>

## Notation

### Lateinische Buchstaben

$A$	Querschnittsfläche [cm <sup>2</sup> ]
$A_n$	Nettoquerschnittsfläche [cm <sup>2</sup> ]
$a$	Approximationsparameter [-]
$a_T$	Neigung der Temperatur – Approximationsgerade [°C/cm]
$b$	Kohäsion, ermittelt aus der Grenzgerade [kPa]
$b_{Sch}$	Anpassungsparameter für Schrumpfversuche [-]
$c$	Kohäsion [MPa]
$\underline{C}^e$	elastische Stoffmatrix
$d_{0,}$	Probendurchmesser im Einbauzustand [cm]
$d_{end}$	Probendurchmesser im Ausbauzustand [cm]
$D_T$	Thermische Transportkenngröße [cm <sup>2</sup> /Tag·°C]
$D_\theta$	Feuchte – Transportkenngröße [cm <sup>2</sup> /Tag]
$e$	Porenzahl [-]
$e_d$	Parameter zur Beschreibung des Materialverhaltens in der deviatorischen Spannungsebene [-]
$E_u$	Modul des einaxialen Druckversuchs [MPa]
$E$	Elastizitätsmodul [MPa]
$F_{Zug}$	Zugkraft [N]
$F_{residual}$	Zug-Endkraft [N]
$h_{0,}$	Höhe der Bodenprobe im Einbauzustand [cm]
$h_{end}$	Höhe der Bodenprobe im Ausbauzustand [cm]
$I_P$	Plastizitätszahl [%]
$I$	Einheitsmatrix
$I_\sigma$	erste Invariante des Spannungstensors
$K_u$	ungesättigte hydraulische Wasserleitfähigkeit [m/sec]
$K_f$	gesättigte Wasserleitfähigkeit [m/sec]
$\Delta l$	Elementabmessung [m]
$m$	Parameter zur Beschreibung der Form einer pF-Kurve [-]
$m$	Masse [g]
$m_d$	Masse der trockenen Probe [g]
$m_w$	Masse des im Boden vorhandenen Wassers [g]
$M$	molare Masse des Wasserdampfes [g/mol]
$n$	Parameter zur Beschreibung der pF-Kurve [-]
$g$	Erdbeschleunigung [m/sec <sup>2</sup> ]
$n_0$	Anfangsporenanteil [-]
$h$	Höhe über einem Bezugsniveau [m]
$H$	relative Luftfeuchtigkeit [%]
$\Delta h$	Höhendifferenz [mm]

$pF$	der dekadische Logarithmus der Wasserspannung [-]
$p_i$	Dampfdruck [Pa]
$p_0$	Sättigungsdampfdruck [Pa]
$p$	Mittlere Spannung
$q_M$	Von Mises Spannung
$q$	Feuchtefluss [m/sec]
$q_d$	Flussdichte [g/cm <sup>2</sup> ·Tag]
$Q_{0,t}$	Verdunstetes Wasservolumen zu einer Zeit $t$ [cm <sup>3</sup> ]
$r$	Parameter zur Beschreibung des Materialverhaltens in der deviatorischen Spannungsebene [-]
$r_K$	Radius einer Kapillare [mm]
$R^2$	Bestimmtheitsmaß [-]
$R$	Universale Gaskonstante [J/(mol K)]
$S_r$	Sättigungsgrad [-]
$T$	Temperatur bzw. absolute Temperatur [°C] bzw. [K]
$\frac{dT}{dz}$	Temperaturgradient [°C/cm]
$t$	Zeit [Tag] oder [sec]
$u_a$	Porenluftdruck [kPa]
$u_w$	Porenwasserdruck [kPa]
$V_0$	Anfangsvolumen [cm <sup>3</sup> ]
$\Delta V$	Volumenänderung [cm <sup>3</sup> ]
$w$	gravimetrischer Wassergehalt [%]
$w_{Pr}$	optimaler Wassergehalt [%]
$w_L$	Fließgrenze [%]
$w_P$	Ausrollgrenze [%]
$x$	Abstand [cm] oder [m]
$z$	Tiefe [cm]

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Anpassungsparameter [-]
$\alpha_g$	Winkel der Grenzgerade [°]
$\alpha_\sigma$	LODE-Winkel [°]
$\alpha_{pF}$	Skalierungsparameter für die pF - Kurve [-]
$\alpha_\psi$	Anpassungsparameter [-]
$\beta_1, \beta_2$	Anpassungsparameter für die Feuchte – Transportkenngröße [-]
$\delta$	Parameter zur Beschreibung des Materialverhaltens in der isotropen Spannungsebene [-]
$\delta_{ij}$	Kronecker – Symbol [-]
$\varepsilon_{v-Sch}$	Volumetrische Schrumpfung [-]
$\varepsilon_{Sch_0}$	Theoretische Anfangsschrumpfung [-]

---

$\varepsilon_{11}$	Dehnung in horizontaler Richtung [%]
$\varepsilon_t(\theta)$	Grenzzugdehnung [%]
$\varepsilon_r$	Dielektrizitätskonstante
$\varepsilon_z$	Zugdehnung [%]
$\gamma$	Oberflächenspannung [N/mm]
$\gamma_w$	Wichte des Wassers [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi$	Reibungswinkel [°]
$v$	Verformungsgeschwindigkeit der Zugversuche [mm/min]
$\rho_w$	Dichte des Wassers [g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_d$	Trockendichte [t/m <sup>3</sup> ]
$\rho_s$	Korndichte [t/m <sup>3</sup> ]
$\theta$	Volumetrischer Wassergehalt [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
$\theta_s^*$	Sättigungswassergehalt [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
$\theta_s$	Natürlicher Sättigungswassergehalt [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
$\theta_r$	Restwassergehalt [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
$\frac{d\theta}{dz}$	Feuchtegradient [1/cm]
$\sigma_{zg}$	Zugfestigkeit [kPa]
$\sigma'$	Effektive Spannung [kPa]
$\sigma$	Totale Spannung [kPa]
$\sigma_f$	Grenzspannung [kPa]
$\sigma_z$	Zugspannung [kPa]
$\psi$	Wasserspannung [cm] oder [kPa]
$\psi_H$	Hydraulisches Potential [cm]
$\chi$	Faktor zur Berechnung der effektiven Spannungen in teilsättigen Böden [-]



## Kurzfassung

Mineralische Dichtungen werden in Kombination mit Kunststoffdichtungsbahnen als Deponieabdichtungen verwendet, um eine umweltverträgliche Ablagerung der Abfälle sicherzustellen. Diese Abdichtungsfunktion kann durch Austrocknung beeinträchtigt werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisen in mineralischen Deponiebasisabdichtungen durchgeführt. Diese Untersuchungen befassen sich einerseits mit dem Wassertransport in der mineralischen Dichtung und andererseits mit dem Zugverhalten des Bodens. Daraus wird ein Risskriterium entwickelt, das zusammen mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen für die Vorhersage der Rissentstehung infolge Austrocknung einer mineralischen Dichtung verwendet wird.

Einer der ersten Untersuchungsschritte ist die experimentelle Ermittlung der pF-Kurve. Danach folgen experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Transportkenngrößen. Der Einfluss einer Änderung der Porenzahl von  $\Delta e \approx 0,1$ , einer Temperatur von  $T=40^\circ\text{C}$  sowie der Änderung des Einbauwassergehaltes auf die Transportkenngrößen wird untersucht.

Für die experimentellen Untersuchungen zum Schrumpf- und Zugverhalten werden eigene, neu entwickelte Versuchsstände verwendet. In den Versuchen zum Schrumpfverhalten ergibt sich ein Zusammenhang zwischen den Schrumpfdehnungen der Bodenproben und deren Sättigungsgraden. In den Versuchen zum Zugverhalten werden die Zugeigenschaften des verwendeten bindigen Bodens untersucht. Einflussgrößen sind dabei der Wassergehalt, die Porenzahl, die Temperatur und der Spannungszustand.

In den numerischen Berechnungen wird zuerst ein Versuch zur Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit simuliert. Die numerischen Ergebnisse werden mit den Versuchsergebnissen verglichen, um die Güte der verwendeten hydraulischen Beziehungen zu überprüfen. Danach wird beispielhaft eine numerische Berechnung für die Lösung eines Randwertproblems durchgeführt, in der die Rissentstehung infolge Verdunstung in einer mineralischen Dichtung vorausgesagt wird. Aus den berechneten Beispielen wird ersichtlich, dass die Voraussage der infolge Austrocknung entstehenden Risse numerisch möglich ist und die Risstiefen berechenbar sind.

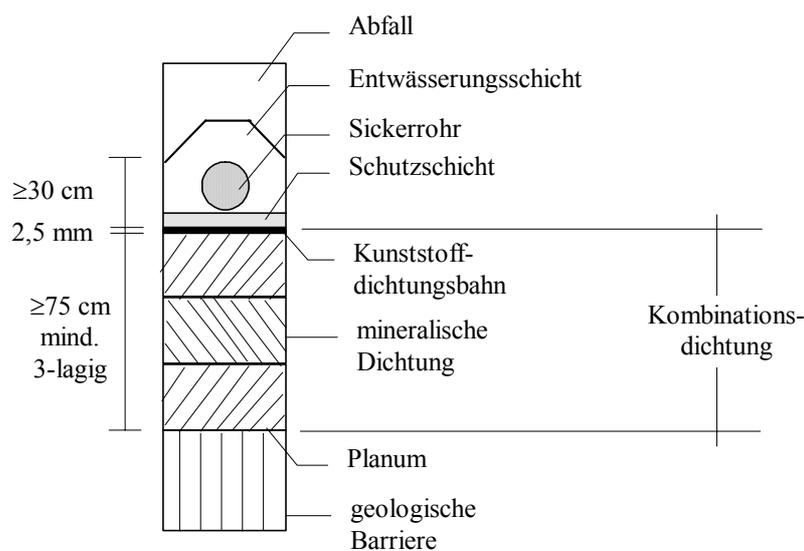


## Kapitel 1

### Einleitung

Im Bauwesen werden für die verschiedensten Bauaufgaben mineralische Dichtungen zu Abdichtungszwecken gegen Wasser eingesetzt. Je nach Anwendungsbereich und den Anforderungen werden unterschiedlich aufgebaute Dichtungen verwendet. Für die Anwendung in Deponien, bei denen eine umweltverträgliche Ablagerung der Abfälle (Vermeidung chemischer, physikalischer und biologischer Einflüsse der Abfälle auf die Umwelt, KrW-/AbfG, 1994) sichergestellt werden muss, können tonige Böden als mineralische Dichtung in Kombination mit Kunststoffdichtungsbahnen verwendet werden. Diese so genannte Kombinationsabdichtung erfüllt nach dem derzeitigen Stand der Technik für eine Basisabdichtung die Anforderungen in hohem Maße, TASI (1993), TAsO (1991).

Für Abfälle mit höheren organischen Anteilen ( $V_{gl} \leq 5$  Masse-%) ist in der TASI (1993) eine Kombinationsdichtung entsprechend Abbildung 1.1 gefordert.



Deponiekategorie II

**Abbildung 1.1.** Regelaufbau einer Deponiebasisabdichtung nach TASI, (1993).

Die Kombinationsdichtung muss geringe Durchlässigkeit, hohes Retentions-/Retardationsvermögen, Standsicherheit, Setzungsunempfindlichkeit sowie plastische Verformungsfähigkeit besitzen. Außerdem soll ihre Funktionsfähigkeit langfristig und damit nachhaltig gewährleistet sein.

Zentrales Thema der vorliegenden Arbeit ist die nachhaltige Funktionstüchtigkeit der mineralischen Dichtung am Beispiel einer Deponiebasisabdichtung, die vor allem durch Rissbildungen beeinträchtigt werden kann.

## *Kapitel 2*

### **Problemstellung und Ziele**

In einem Deponiekörper entwickelt sich Wärme, die durch Abbauprozesse der abgelagerten Abfälle erzeugt wird. Collins et al. (1988) haben Temperaturen bis zu 70°C über mehrere Monate in der Anfangsphase der Ablagerung und 40°C noch in der Dränung der Deponie mehrere Jahre nach Beginn der Ablagerung gemessen. Auch Gräsle et al. (1995) konnten während der aktiven Phase einer Deponie Temperaturen von ca. 70°C im Müllkörper messen. Die hohen Temperaturen führen zur Austrocknung der mineralischen Dichtung, was einen Anstieg der Wasserspannungen im Boden sowie eine Verringerung des Volumens bewirkt. Es entstehen Zugspannungen und Zugdehnungen im Boden, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit bzw. der zulässigen Dehnung im Boden Risse verursachen.

Für die Analyse der Rissentstehung müssen daher Einflüsse des Wasserhaushaltes in der mineralischen Dichtung bzw. der Parameter, die den Austrocknungsvorgang steuern, auf das Zugverhalten des Bodens untersucht werden.

Der Wasserhaushalt von mineralischen Abdichtungen wurde bereits in zahlreichen Arbeiten untersucht, Stoffregen et al. (1995), Horn & Baumgartl (1995), Döll & Wessolek (1995), Gräsle et al. (1995). Es gibt allerdings wenige Arbeiten, welche die Änderung des Wasserhaushalts in Kombination mit der Rissentstehung untersucht haben. In den bekannten Arbeiten wurde die Gefahr von Schrumpfrissbildungen unter der Annahme eines vorgegebenen Wasserhaushalts der betrachteten Abdichtung untersucht. Dabei wurden Ansätze entwickelt, die auf theoretischer Grundlage beruhen und experimentell noch nicht bewiesen sind, Heibrock (1996). Holzlöhner et al. (1995) untersuchten die Rissgefährdung durch Austrocknung mit der Annahme, dass die Zugfestigkeit der mineralischen Dichtung Null ist.

In der vorliegenden Arbeit wurde das Zugverhalten künstlich verdichteter Bodenproben in Abhängigkeit der Parameter, die das Austrocknungsverhalten entscheidend beeinflussen, untersucht. Die Ergebnisse wurden in einem Stoffmodell integriert und dann in ein numerisches Simulationsmodell für die Austrocknung einer mineralischen Dichtung eingegeben. Für das Simulationsmodell und die Vorhersage der Rissentstehung waren folgende Schritte notwendig:

- 
- Bestimmung der bodenmechanischen Kennwerte des untersuchten Bodens
  - Ermittlung der Transportkenngrößen sowie der hydraulischen Beziehungen (pF – Kurve und der  $K_u$  –  $S_r$  – Zusammenhang)
  - Durchführung von Schrumpfversuchen zur Ermittlung der volumetrischen Schrumpfdehnungen in Abhängigkeit der Sättigung
  - Untersuchung des Zugverhaltens unter Variation von Wassergehalt, Temperatur, Porenzahl und Spannungszustand
  - Beschreibung des Materialverhaltens mit einem Stoffmodell
  - Numerische Berechnungen für die Voraussage der Rissentstehung sowie für die Ermittlung von Risstiefen infolge Austrocknung einer mineralischen Dichtung. Für das Risskriterium werden die durch Austrocknung entstandenen Dehnungen mit der aus den Versuchen ermittelten zulässigen Dehnung verglichen. Beim Überschreiten der zulässigen Dehnung entstehen die Risse.

## *Kapitel 3*

### **Theoretische Grundlagen und Literaturstudie**

Um die genannten Ziele zu erreichen, musste zunächst eine gründliche Literaturstudie sowohl für den Feuchtetransport als auch für das Zugverhalten teilgesättigter bindiger Böden durchgeführt werden. Die aus dieser Literaturstudie erhaltenen theoretischen Grundlagen werden nachfolgend dargestellt.

#### **3.1 Theoretische Grundlagen zum Wassertransport**

##### **3.1.1 Bindungsformen des Wassers im Boden**

Das Wasser ist wie folgt unterschiedlich im Boden angelagert:

**a) Kristallwasser**

Hydratwasser, das an die Bodenkörner chemisch gebunden ist, und durch herkömmliche Trocknungsprozesse nicht entfernt werden kann.

**b) Adsorptionswasser**

Die Molekülschichten von Adsorptionswasser sind an den Oberflächen von Bodenkörnern fest und nicht frei beweglich. Dabei umhüllt das Adsorptionswasser die Bodenteilchen, ohne dass sich Menisken bilden. Je niedriger der Wassergehalt ist, umso stärker ist die adsorptive Bindung.

**c) Kapillarwasser**

Durch die Kohäsionskräfte der Wassermoleküle sowie die Adhäsionskräfte zwischen Feststoffoberfläche und Wassermolekülen bilden sich Menisken aus. Es entstehen Oberflächenspannungen zwischen Feststoff, Wasser und Luft, die eine Differenz zwischen Porenluftdruck und Porenwasserdruck ( $u_a - u_w$ ) oder die so genannte Wasserspannung

ergeben. Außerdem resultieren die Oberflächenspannungen des Wassers in eine kontrahierende Kraft, die auf die benachbarten Aggregate wirkt. Mit der Kapillarthorie lassen sich die Wasserspannungen und die anziehenden Kräfte in Abhängigkeit der Grenzflächengeometrie berechnen. Für die Geometrie müssen i. A. Annahmen getroffen werden. Für eine Kapillare mit dem Radius  $r_K$  beträgt die Wasserspannung, die auch gleich der Druckdifferenz im Inneren der Wasserbrücke ist:

$$\Delta P = \psi = (u_a - u_w) = \frac{2\gamma}{r_K} \quad (3.1 - 1)$$

Hierin sind:

$\Delta P$ :	Druckdifferenz
$\psi$ :	Wasserspannung
$u_a$ :	Luftdruck über dem Meniskus
$u_w$ :	Wasserdruck unter dem Meniskus
$\gamma$ :	Oberflächenspannung [N/mm]
$r_K$ :	Radius der Kapillare

Eine Austrocknung des Bodens bewirkt ein Zurückziehen des Wassers in die engeren Kanäle der Bodenporen, so dass der Radius der Grenzlinie zwischen Luft und Wasser abnimmt. Eine Zunahme der Wasserspannung ist dann laut Gl. (3.1- 1) zu erwarten.

### 3.1.2 Wechselwirkung zwischen Wasser und Boden, das Potentialkonzept

Das Potential ist definiert als die Arbeit, die notwendig ist, um eine Einheitsmenge (Volumen, Masse oder Gewicht) Wasser von einer freien Wasseroberfläche auf eine bestimmte Höhe in einer Kapillare anzuheben oder aus dem Kapillarsystem der Bodenmatrix zu entziehen. Das Wasser bewegt sich immer vom höheren zum niedrigeren Potential.

Das Potential des Bodenwassers  $\psi$  kann durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\psi = m \cdot g \cdot h \quad [\text{N}\cdot\text{cm}] \quad (3.1-2)$$

$m$  Masse

$g$  Erdbeschleunigung

$h$  Höhe über einer freien Wasseroberfläche (Bezugsniveau).

Wählt man das Gewicht als Bezugseinheit ( $m \cdot g = 1 \text{ N}$ ), so erhält  $\psi$  die Dimension einer Länge:

$$\psi = h \quad [\text{cm Wassersäule}] \quad (3.1-3)$$

Ein Gesamtpotential wird i. A. als die Summe aller in einem betrachteten Punkt vorhandenen Potentiale (Teilpotentiale) definiert. Eine Unterteilung in Teilpotentiale, die sich mit unterschiedlichen Messverfahren erfassen lassen, ist sinnvoll, da es schwierig ist, das Gesamtpotential direkt zu messen. Das Gesamtpotential setzt sich zusammen, aus:

$$\Psi = \psi_z + \psi_m + \psi_o + \psi_g$$

i) **Gravitationspotential ( $\psi_z$ )**

Für ein Wasserteilchen im Abstand  $z$  oberhalb eines Bezugsniveaus gilt:

$$\psi_z = z \quad (3.1-4)$$

ii) **Matrixpotential ( $\psi_m$ )**

Das Potential erfasst die Matrixeinflüsse auf das Bodenwasser, d.h. die Einflüsse der Adsorptions- und der Kapillarkräfte. Je weniger Wasser der Boden enthält, umso stärker ist der Einfluss der matrixbedingten Kräfte, die auf das Wasser einwirken. Im energetischen Gleichgewichtszustand (keine Wasserbewegung) hält ein Boden sein Wasser gegen die Schwerkraft fest, d.h. die Haftkräfte wirken der Gravitation entgegen. Für ein Wasserteilchen im Abstand  $z$  oberhalb eines Bezugsniveaus gilt im Gleichgewichtszustand und unter einheitlichen Bedingungen (Wassergehalt, Sättigung, Temperatur):

$$\psi_m = -\psi_z = -z \quad (3.1-5)$$

Der Zahlenwert dieses Matrixpotentials ohne Vorzeichen wird Wasserspannung genannt.

Wird das Potentialgleichgewicht gestört, z.B. durch einen Verdunstungsvorgang, so steigt die Wasserspannung.

Dieses Potential spielt eine große Rolle bei der Bestimmung der Transportkenngrößen, Kapitel 5.2.

### iii) Osmotisches Potential ( $\psi_o$ )

Dieses Potential wird z.B. durch die Hydratation von Ionen in der Bodenlösung verursacht. Sind in der Bodenlösung wenige Salze enthalten, so ist das osmotische Potential vernachlässigbar.

### iv) Gaspotential ( $\psi_g$ )

Das Gaspotential muss berücksichtigt werden, wenn der Luftdruck im Boden nicht gleich dem Druck im Bezugsniveau ist. Dieses trifft zu, wenn z.B. ein zusätzlicher Gasdruck über den Menisken erzeugt wird, wie bei der axis translation method. Da dies bei der vorliegenden Arbeit nicht auftritt, bleibt das Gaspotential unberücksichtigt.

### v) Hydraulisches Potential ( $\psi_H$ )

Dieses Potential spielt eine wichtige Rolle, wenn es um Wasserbewegungen im Boden geht. Es stellt im allgemeinen Fall eine Kombination folgender Teilpotentiale dar:

$$\psi_H = \psi_m + \psi_z + \psi_g$$

$$\text{da } \psi_g = 0 \Rightarrow$$

$$\psi_H = \psi_m + \psi_z \quad (3.1-6)$$

Dieses Potential ist entscheidend bei der experimentellen Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit, Kapitel 5.2.6.

## 3.1.3 Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt (pF - Kurve)

### 3.1.3.1 Allgemeines

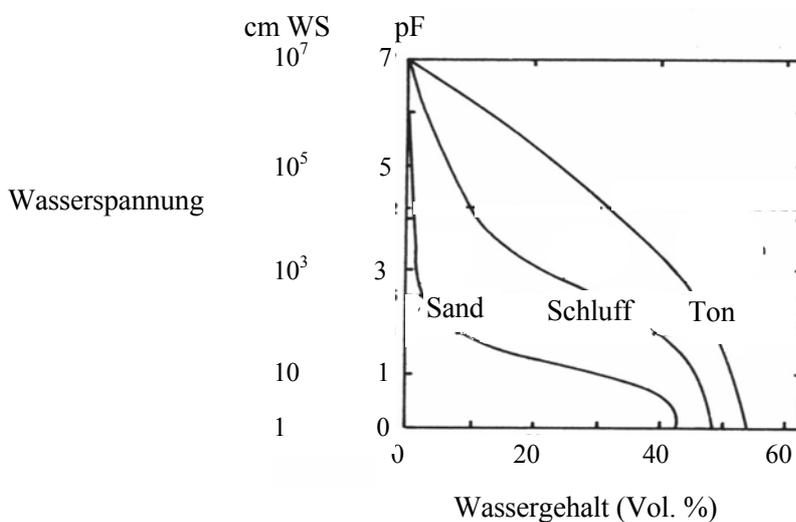
Es gibt in der Fachliteratur zahlreiche Bezeichnungen für die Beziehung zwischen Wassergehalt und Wasserspannung: pF-Kurve, pF-Wassergehalt-Kurve, Retentionskurve, Wasserretentionskurve, Wasserretentionsfunktion, Desorptionskurve, Wasserspannungskurve, Bodenwassercharakteristik, Wassergehalts-/Wasserspannungscharakteristik oder Wassergehalts-/Wasserspannungsbeziehung. Nachfolgend wird der Begriff pF-Kurve verwendet.

Die Bezeichnung „pF“ stammt von Schofield (1935), der aufgrund der weiten Spanne der Wasserspannungswerte, ausgedrückt in [cm Wassersäule], die Werte im dekadischen Logarithmus auftrug, siehe Abbildung 3.1- 1.

### 3.1.3.2 Einflussfaktoren auf die pF-Kurve

#### a) Materialeigenschaften und Körnung

Der Verlauf einer pF-Kurve hängt unter anderem von der Korngrößenverteilung (Porengrößenverteilung) eines Bodens sowie vom Wassergehalt ab. Der pF-Wert wird weiter durch die Oberflächenspannung des Wassers und die Geometrie der Pore beeinflusst. In feinkörnigen Böden mit engen Porenkanälen steigt die Wasserspannung um Zehnerpotenzen höher an, als bei grobkörnigen Böden. Abbildung 3.1- 1 zeigt die Relationen.

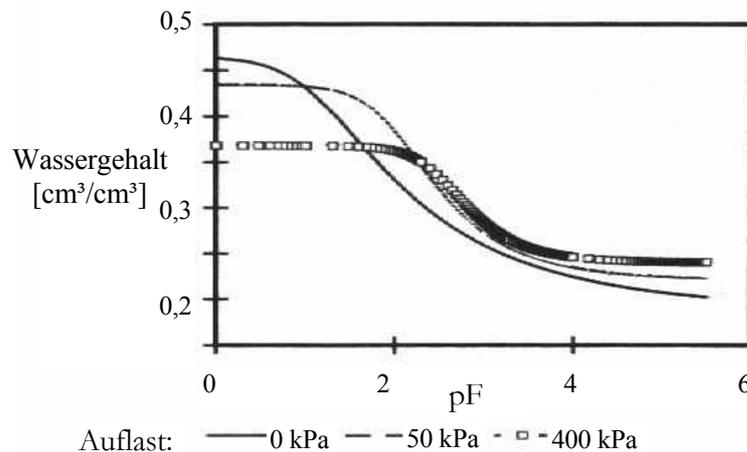


**Abbildung 3.1- 1.** pF-Kurven von Sand, Schluff und Ton, Auszug aus Schachtschabel et al. (1992).

Der Einfluss der Materialeigenschaften auf die pF-Kurve bleibt unberücksichtigt, da nur eine Bodenart untersucht wird, siehe Kapitel 4.

#### b) Vorbelastung und Strukturänderung

Eine Strukturänderung bzw. eine Änderung der Porengrößenverteilung durch mechanische oder hydraulische Einwirkungen, wie Auflast und Entwässerung, verändert die Lagerungsdichte und damit auch die pF-Kurve, Abbildung 3.1- 2.



**Abbildung 3.1- 2.** pF-Kurve bei unterschiedlichen Auflasten, Baumgartl et al. (1998)

Die Porenzahl  $e$  ist ein Einflussparameter. Die untersuchten Porenzahlen und der Einfluss der Porenzahl auf die experimentell erhaltene pF – Kurve wird in Kapitel 5.1.4 dargestellt.

### c) Hysteresis

Die Richtung der Wassergehaltsänderung hat einen Einfluss auf den Verlauf der pF-Kurve eines Bodens. Die Unterschiede zwischen Be- und Entwässerung entstehen unter anderem durch die unterschiedliche Veränderung der Porengrößen, die die Menisken beeinflusst, und durch die unterschiedliche Benetzbarkeit, die bei einer Bewässerung einen größeren Benetzungswinkel aufweist als bei einer Entwässerung.

Da in dieser Arbeit Austrocknungsprobleme im Vordergrund stehen, kommen nur Entwässerungsvorgänge in Frage.

#### 3.1.3.3 Ermittlung des Wassergehaltes

Der Wassergehalt lässt sich mit direkten und indirekten Methoden messen.

Bei den direkten Methoden wird dem Boden durch Extraktion, Verdunstung oder chemische Reaktion das Wasser entzogen. Die entzogene Wassermenge wird dann gemessen. Beispiel: Bestimmung des gravimetrischen Wassergehaltes durch Ofentrocknung, nach DIN 18121 T1.

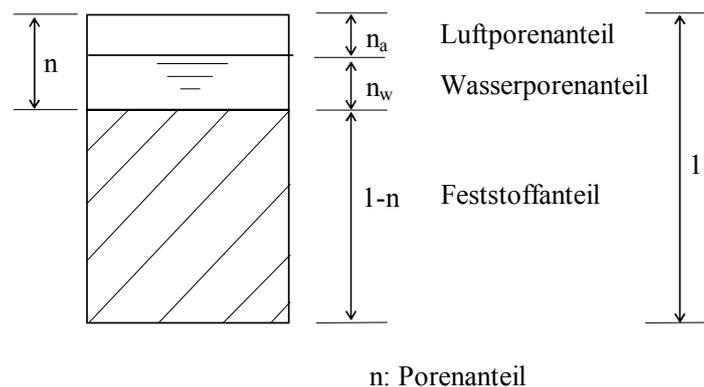
Bei den indirekten Methoden werden physikalische oder chemische Bodeneigenschaften untersucht, die sich durch Änderung der Feuchte ergeben. Beispiel: Tensiometrie, radiometrische Verfahren und elektrische Verfahren wie die Bodenfeuchte-Sensoren, die in dieser Arbeit verwendet wurden und in Kapitel 5.2.2 detailliert beschrieben sind.

In dieser Arbeit wird der gravimetrische Wassergehalt  $w$  von Bodenproben durch Ofentrocknung ermittelt. Dabei ist  $w$  als das Verhältnis der Masse des im Boden vorhandenen Wassers  $m_w$ , das bei einer Temperatur von 105°C verdampft, zur Masse  $m_d$  der trockenen Probe definiert:

$$w = \frac{m_w}{m_d} \text{ [Gew.-%]} \quad (3.1-7)$$

Der volumetrische Wassergehalt  $\theta$  ist hingegen das Verhältnis des in einer Bodenprobe vorhandenen Wasservolumens zum Volumen der Bodenprobe, Abbildung 3.1- 3.

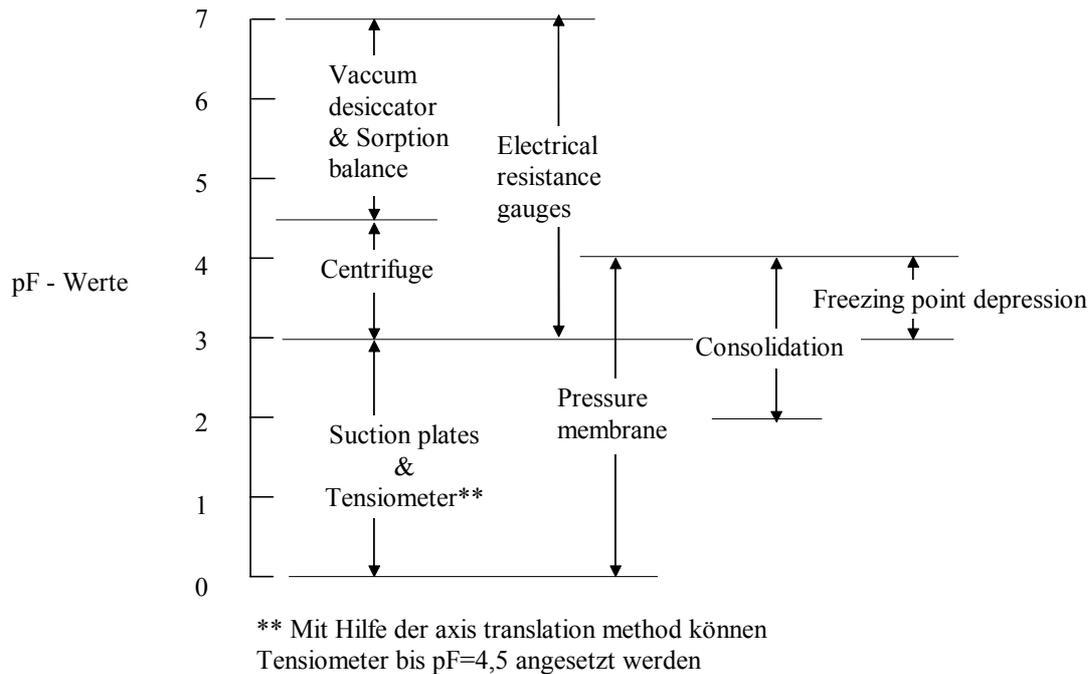
$$\theta = \frac{\text{Wasservolumen}}{\text{Volumen der Bodenprobe}} = n_w = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (3.1-8)$$



**Abbildung 3.1- 3.** Stoffanteile eines Bodens.

### 3.1.3.4 Ermittlung der Wasserspannung

Im Gegensatz zur Ermittlung des Wassergehaltes gibt es für die Wasserspannung kein Standardverfahren, das man für Messungen beliebiger Größen anwenden kann. Die pF - Werte erstrecken sich über einen Bereich von 0 bis etwa 7 ( $10^0$  bis  $10^7$  cm Wassersäule). Zur experimentellen Bestimmung des gesamten Spektrums sind mehrere Verfahren notwendig. In Abbildung 3.1- 4 sind die verschiedenen Verfahren zusammengestellt.



**Abbildung 3.1- 4.** Methoden zur Bestimmung der Wasserspannung in porösen Materialien.

Zwei Messverfahren wurden verwendet. Das Tensiometerverfahren erfasst den Bereich  $pF = 0$  bis ca. 3 und das Vakuum-Austrocknungs-Verfahren den Bereich  $pF =$  ca. 4,5 bis 7. Messmethoden und -ergebnisse sind im Kapitel 5.1 ausführlich dargestellt.

### 3.1.3.5 Mathematische Beschreibung der $pF$ – Kurve

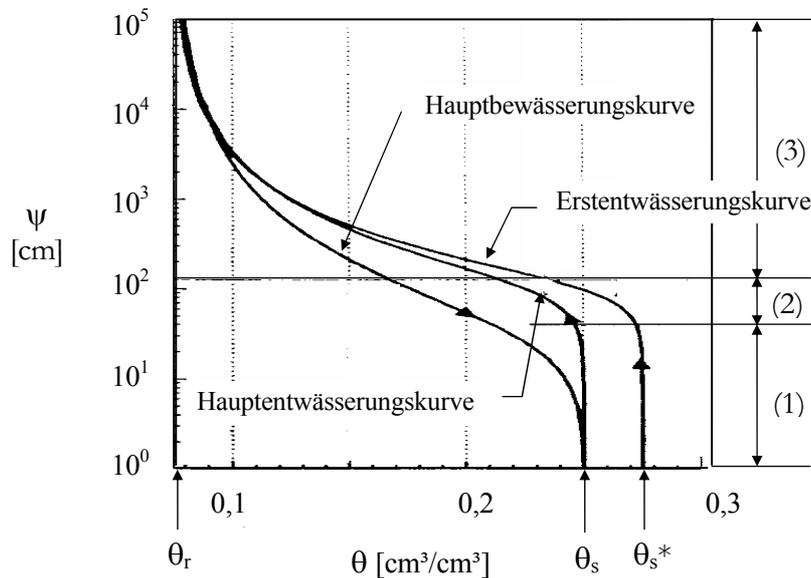
#### Grundlagen

Es gibt in der Fachliteratur eine Vielzahl empirischer Gleichungen, welche die  $pF$  - Kurve mathematisch beschreiben. Die schematisierte  $pF$ -Kurve in Abbildung 3.1- 5 zeigt die Hauptbereiche und die getroffenen Annahmen für die meisten vorhandenen Funktionen.

In diesem Bild ist für Be- und Entwässerungszustände zwischen drei Bereichen zu unterscheiden:

- Bereich (1): Findet ein Feuchteverlust aus einem gesättigten Boden statt, so tritt bis zu einem gewissen  $\psi$  - Wert keine nennenswerte Wassermenge aus. Dieser Punkt ist der Lufttrittpunkt (air entry value, bubbling pressure). Der dazu gehörige volumetrische Wassergehalt ist  $\theta_s$  der Sättigungswassergehalt.
- Bereich (2): Mit weiterem Feuchteverlust aus dem Boden gibt es eine Übergangszone, in der die Abnahme von  $\theta$  immer stärker wird, bei einer Zunahme von  $\psi$ .

- Bereich (3):  $\theta$  - nimmt weiter ab und  $\psi$  - nimmt exponentiell zu, bis ein Wassergehalt  $\theta_r$  (Restwassergehalt) asymptotisch erreicht wird.



**Abbildung 3.1- 5.** Schematisierte pF – Kurve,  $\theta_s^*$ : Sättigungswassergehalt,  $\theta_s$ : natürlicher Sättigungswassergehalt,  $\theta_r$ : Restwassergehalt, Durner (1991).

In Abbildung 3.1- 5 kann die Erstentwässerungskurve durch kontinuierliche Entwässerung erhalten werden. Weiter wird angenommen, dass  $\theta_s^* \approx \theta_s$  ist.

### Verwendete Funktion

Van Genuchten (1980) hat eine allgemeine Funktion für  $\Theta = f(\psi)$  entwickelt:

$$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha_{pF} \cdot \psi)^n} \right]^m \quad (3.1-9)$$

In dieser Gleichung, die kurz die VG - Funktion genannt wird, bedeuten:

$\Theta$  dimensionsloser Wassergehalt:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3.1-10)$$

$\theta$  volumetrischer Wassergehalt

$\theta_r$	Restwassergehalt
$\theta_s$	Sättigungswassergehalt
$\alpha_{pF}, n, m$	Parameter der VG - Funktion.

Einsetzen der Gl. (3.1-10) in die Gl. (3.1-9) ergibt:

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left[1 + (\alpha_{pF} \cdot \psi)^n\right]^m} \quad (3.1-11)$$

Die VG - Funktion beschreibt eine symmetrische S-förmige Kurve, deren Neigung ( $d\theta/d\psi$ ) beim Sättigungs- und beim Restwassergehalt gleich Null ist.

### Grafische Interpretation und Abschätzung der VG - Parameter

Die in der VG - Funktion enthaltenen oben genannten fünf Parameter ( $\theta_s, \theta_r, \alpha_{pF}, n, m$ ) werden nachfolgend festgelegt:

- Der Sättigungswassergehalt  $\theta_s$  wird als der maximale Wassergehalt angenommen.
- Der Restwassergehalt  $\theta_r$  wird aus der Extrapolation der pF - Kurve in Richtung Wassergehaltsabnahme abgeschätzt.
- $\alpha_{pF}$  ist ein Skalierungsparameter für das Matrixpotential. Er bestimmt die relative Position der Kurve auf der  $\psi$  - Achse. Die Abnahme von  $\alpha_{pF}$  bewirkt eine Lageverschiebung der pF-Kurve nach oben.

Bedingung:  $\alpha_{pF} > 0$

- $n$  ist ein Parameter zur Beschreibung der Ableitung  $d\theta/d\psi$  der pF-Kurve ( $n > 1$ ). Große  $n$  - Werte sind typisch für Böden mit steil abfallenden pF - Kurven, wie bei Sanden. Kleine  $n$  - Werte ( $n \approx 1$ ) kennzeichnen Böden mit weiter Porengrößenverteilung (Poren mit unterschiedlichen Größen) und flach abfallenden pF-Kurven, wie bei Tonen, Heibrock (1996).
- $m$  ist ein Parameter, der zusammen mit dem Parameter  $n$  die Form der pF-Kurve festlegt.

Die Wahl dieser Parameter muss jedoch eine optimale Approximation der Versuchsergebnisse geben, siehe Kapitel 5.1.3.

### 3.2 Wasserbewegung in teilgesättigten Böden

Es ist zwischen Wasserbewegungen im isothermischen und nicht isothermischen Zustand zu unterscheiden.

#### 3.2.1 Feuchtetransport unter isothermischen Bedingungen

Der Feuchtetransport erfolgt durch den Gradienten des hydraulischen Potentials. Nach Darcy gilt:

$$q = -K_u \cdot \text{grad } \psi_H \quad (3.2- 1)$$

$q$  ist der Feuchtfluss in [m/sec]

$K_u$  ist der Proportionalitätsfaktor und wird als die ungesättigte hydraulische Wasserleitfähigkeit bezeichnet [m/sec].

Aus der Gl. (3.1- 6) ist:  $\text{grad } \psi_H = \frac{\partial \psi_m + \partial \psi_z}{\partial z} = \frac{\partial \psi_m}{\partial z} - 1$ , wobei vorausgesetzt ist, dass das

Potential  $\psi_z$  mit Zunahme von  $z$  abnimmt. Für eine eindimensionale Fließrichtung ergibt sich somit:

$$q_{z,t} = -K_u \cdot \left( \frac{d\psi_m}{dz} - 1 \right) \quad (3.2- 2)$$

#### 3.2.2 Feuchtetransport unter nicht isothermischen Bedingungen

Für eine eindimensionale nicht isothermische Wasserbewegung geben Philip & de Vries (1957) die Flussdichte  $q_d$  in Abhängigkeit der Gravitation sowie dem Feuchtegradienten und einem nach unten gerichteten Temperaturgradienten wie folgt an:

$$q = q_d / \rho_w = -D_\theta \frac{d\theta}{dz} + D_T \frac{dT}{dz} + K_u \quad (3.2- 3)$$

Hierin sind:

$q$  Feuchtfluss [cm/Tag]

$q_d$  Flussdichte [g/cm<sup>2</sup>·Tag]

$\rho_w$	Dichte des Wassers [g/cm <sup>3</sup> ]
$D_\theta$	Isothermischer Transportparameter [cm <sup>2</sup> /Tag]
$\theta$	Volumetrischer Wassergehalt [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
$\frac{d\theta}{dz}$	Feuchtegradient [1/cm]
$D_T$	Thermischer Transportparameter [cm <sup>2</sup> /Tag · °C]
$T$	Temperatur [°C]
$\frac{dT}{dz}$	Temperaturgradient [°C/cm]
$z$	Tiefe, nach unten positiv [cm]

### Bemerkung

Im isothermischen Fall stellt die Darcy'sche Gleichung für teilgesättigte Zustände (3.2- 2) einen Sonderfall der Philip & de Vries – Gleichung (3.2- 3) dar. Die Gleichung (3.2- 2) kann unter Berücksichtigung von  $\psi_m = \psi_m(\theta)$  auf

$$q = -K_u \cdot \left( \frac{\partial \psi_m}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} - 1 \right)$$

erweitert werden.

Wird substituiert:  $D_\theta = K_u \cdot \frac{\partial \psi_m}{\partial \theta}$ , siehe auch Schachtschabel, et al. (1992), so ergibt sich die Gleichung von Philip & de Vries:

$$q = -D_\theta \frac{\partial \theta}{\partial z} + K_u$$

### 3.2.3 Ermittlung der Transportkenngrößen $K_u$ , $D_\theta$ und $D_T$

#### 3.2.3.1 Ermittlung der ungesättigten hydraulischen Wasserleitfähigkeit $K_u$

Der  $K_u$ -Wert eines Bodens ist eine Parametergröße, die keinen festen Wert hat, weil die Struktur des Bodens und damit der Verlauf der Fließpassagen veränderlich ist. Die ungesättigte hydraulische Wasserleitfähigkeit, als direkte Kenngröße, gehört zu den am schwierigsten messbaren Transportkenngrößen. Sie variiert über zahlreiche Größenordnungen sowohl zwischen unterschiedlichen Böden mit gleichem Wassergehalt als auch zwischen

unterschiedlichen Wassergehalten im gleichen Boden. Die Messmethode spielt hier eine große und entscheidende Rolle.

Eine bekannte Messmethode ist die stationäre Methode, Plagge (1991). Die Bodenprobe wird aufgesättigt und auf eine Keramikplatte mit vordefinierter angelegter Wasserspannung gestellt. Die Abflussrate ist in der Zeit konstant.

Eine zweite Methode ist die instationäre Methode, Plagge(1991), bei der die Bodenprobe auch aufgesättigt wird, dann jedoch nicht auf eine Keramikplatte gestellt, sondern unten versiegelt und der freien Verdunstung ausgesetzt wird (Abflussrate ist nicht konstant). Bei beiden Verfahren erfolgen Messungen der Wassergehalte sowie der Wasserspannungen.

In der vorliegenden Arbeit wurde das Prinzip der instationären Methode nach Plagge (1991) verwendet, ohne die Bodenproben aufzusättigen. Die Versuche wurden mit vordefinierten Anfangswassergehalten und –Porenzahlen durchgeführt, siehe Kapitel 5.2.6.

### 3.2.3.2 Ermittlung der Transportkenngrößen $D_\theta$ und $D_T$

Unter dem Einfluss von Feuchte- und Temperaturgradienten ergibt sich die Differentialgleichung (3.2-3) für den Fall eines eindimensionalen (horizontalen) Feuchtetransportes in einem geschlossenen System für den Gleichgewichtszustand zu:

$$D_\theta \frac{d\theta}{dx} + D_T \frac{dT}{dx} = 0 \quad (3.2- 4)$$

Für den Fall einer horizontalen Fließrichtung unter isothermischer Bedingung ergibt sich Gl. (3.2- 3) zu:

$$q = -D_\theta \frac{d\theta}{dx} \quad (3.2- 5)$$

Durch Verwendung der Gleichungen (3.2- 4) und (3.2- 5) wurden die beiden Transportkenngrößen  $D_\theta$  und  $D_T$  experimentell ermittelt, Evgin & Svec 1988, Gardner & Miklich 1961 und Holzlöhner 1991.

In der vorliegenden Arbeit wurde das in den o. g. Literaturstellen genannte Messprinzip verwendet. Entscheidende Unterschiede zu den Literaturstellen sind die verwendete Messtechnik, die Abmessung der Bodenproben und die systematische Vorgehensweise bei der Versuchsdurchführung zur Ermittlung aller Transportkenngrößen, siehe Kapitel 5.2.

### 3.3 Theoretische Grundlagen zum Schrumpverhalten

Schrumpfung ist eine Folge der Veränderungen im Spannungssystem innerhalb eines Bodens. An der Bodenoberfläche treten diese Veränderungen durch die mit ihnen verbundene Rissbildung in Erscheinung. Die Spannungsveränderungen, die die Schrumpfung verursachen, sind durch Veränderungen des Wassergehaltes bedingt. Verschiedene Literaturstellen der Bodenkunde wie z. B. von Schachtschabel et al. 1992 geben wichtige Interpretationen und Analysen für das Verhalten eines Bodens bei Schrumpfung. Dies ist nachfolgend zusammengefasst:

- Die ersten Schrumpfrisse in einem frisch abgelagerten Sediment bilden sich, wenn infolge Entwässerung in den Poren nach innen gekrümmte Menisken entstehen, die die Mineralteilchen zueinander ziehen. Der Meniskenzug ist im Boden isotrop und sobald er stärker wird als die horizontale Spannungskomponente, reißt die Bodenmatrix rechtwinklig zur Zugrichtung.
- Schrumpfung führt zu einer Festigkeitszunahme, die durch die Menisken bedingt ist. Denn sobald das Korngerüst teilgesättigt wird, weichen die Menisken in die Poren zurück und krümmen sich dabei immer stärker. Dadurch steigen ihre kontrahierende Wirkung und damit die Festigkeit der Matrix.
- Im Hinblick auf das Ausmaß der Volumenänderungen spielt die Schrumpfung eine umso größere Rolle, je feinkörniger bzw. je tonreicher ein Boden ist. Zunächst entspricht die Volumenabnahme des nassen Bodens dem Volumen des abgegebenen Wassers. Diese Normalschrumpfung hält so lange an, wie die Bodenteilchen noch die Möglichkeit haben, sich einander zu nähern. Ist die weitere Annäherung behindert, weil die Teilchen sich bereits berühren oder weil Hydratationshüllen durch die vorhandenen Kräfte nicht verdrängbar sind, so ist die Abnahme des Bodenvolumens kleiner als das Volumen des abgegebenen Wassers. Dieser Bereich der Volumenänderung wird als Restschrumpfung bezeichnet. Die Restschrumpfung ist an der zunehmend helleren Farbe des Bodens zu erkennen, die auf dem Eindringen von Luft beruht.

Zusammenfassend ist zu sagen, dass ein verdichteter Ton bei Wasserentzug schrumpft. Dieses Schrumpfen oder Zusammendrücken beeinflusst die Zugfestigkeit des Bodens. Zwei Effekte überlagern sich und einer ist dominant. Der erste Effekt ist die Übertragung der Zugkräfte durch die Wasserbrücke zwischen den Bodenteilchen, der zweite Effekt ist die Verdichtung, die den

Abstand zwischen den Bodenteilchen verringert (Zugkraft wird höher). Schrumpfen erhöht die Zugfestigkeit, solange der Boden bei einer Entwässerung verdichtet wird.

In der vorliegenden Arbeit wird davon ausgegangen, dass Schrumpfung und Zugspannungen den gleichen Effekt auf die Rissentstehung bewirken. D.h. dass die durch Schrumpfung entstehende horizontale Dehnung quantitativ vergleichbar ist, mit einer durch Zugspannungen verursachten horizontalen Dehnung, siehe Kapitel 7.3.3.

Schrumpfversuche werden zur Ermittlung der volumetrischen Schrumpfdéhnung des verwendeten Bodens in Abhängigkeit der Sättigung durchgeführt, siehe Kapitel 5.3. Es handelt sich dabei um Normal- sowie Restschrumpfungen. Die aus den Versuchen ermittelten Schrumpfdéhnungen stellen einen zusätzlichen Anteil der Déhnungen dar, der bei den numerischen Berechnungen berücksichtigt werden muss, siehe Kapitel 7.

### 3.4 Literaturstudie zum Zugverhalten

Bei der Analyse der Rissentstehungen muss das Verhalten eines Bodens unter Zugbeanspruchungen berücksichtigt werden. Es gibt bisher einige Studien bzw. Forschungen, in denen die Zugeigenschaften von Böden untersucht sind:

- Scherbeck/Jessberger (1992) haben z.B. die Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter einaxialer Zugbeanspruchung an rotationssymmetrischen, glockenförmigen Proben bestimmt, die während der weg - gesteuerten Versuchsdurchführung gegen Austrocknung geschützt waren. Im Idealfall stellt sich der Riss im zentralen Bereich der Probe ein. Die untersuchten bindigen Erdstoffe waren in der Lage, deutliche Zugbeanspruchungen ohne Rissbildung aufzunehmen, und konnten daher qualitativ als gut verformbar bewertet werden. Die Versuche ergaben, dass der Verhältniswert aus Kohäsion und Zugfestigkeit mit festerer Materialkonsistenz zunimmt. Eine Zunahme der Konsistenzzahl führt zu einer Zunahme der Zugfestigkeit.
- Satyanarayana/Rao (1972) haben die Zugfestigkeit eines Bodens mit einem Tongehalt von 25% und einer Klassifikation = CL<sup>1</sup> untersucht. Biegezugversuche, direkte Zugversuche und Spaltzugversuche wurden durchgeführt. Die Ergebnisse aller verschiedenen Zugtests haben gezeigt, dass für eine bestimmte Verdichtungsenergie die Zugfestigkeit des o. g. Bodens mit einer Zunahme des Wassergehalts solange zunimmt, bis ein Wert erreicht

---

<sup>1</sup>Nach USCS (Unified Soil Classification System) ist dieser Boden ein toniger Schluff (auch mit Sand oder Kies) und hat eine kleine bis mittlere Plastizität

wird, der 1 bis 2% entfernt von  $w_{opt}$  auf der trockenen Seite liegt. Mit einer weiteren Zunahme des Wassergehalts nimmt die Zugfestigkeit ab.

- Henne (1988) hat die Biegezugfestigkeit einiger bindiger Böden (Ton und Lösslehm) ermittelt. Dabei hat er die Zugfestigkeit-Konsistenz-Kurve bestimmt, wobei eine Zunahme der Biegezugfestigkeit mit einer Zunahme der Konsistenzzahl erhalten wurde.
- Ajaz/Parry (1973/1974) haben Druck-, Biegezug- und direkte Zugversuche für zwei Tonböden durchgeführt und den Einfluss des Wassergehalts auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten untersucht: Die Zugdehnung beim Bruch, resultierend aus direkten Zugversuchen oder aus Biegezugversuchen nimmt mit einer Zunahme des Wassergehalts zu. Außerdem hat ein direkter Vergleich mit Forschungsergebnissen aus anderen Studien ergeben, dass für fast alle Boden- und Versuchsarten eine Zunahme der maximalen Zugdehnung erhalten wurde, wenn der Wassergehalt den optimalen Wert übersteigt. Die maximale Zunahme erreicht einen Wert von 172% beim Biegezugversuch und 101% beim direkten Zugversuch bei einer Wassergehaltszunahme von 2% über  $w_{opt}$ . Eine Abnahme der Zugfestigkeit ist mit einer Zunahme des Wassergehalts zu erwarten.
- Fang/Chen (1971) haben durch den doppelten Stanzen-Test und durch Spaltzugversuche an Böden und für verschiedene Verdichtungsenergien den Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und dem Wassergehalt angegeben. Die maximale Zugfestigkeit lag dabei auf der trockenen Seite des optimalen Wassergehalts.

Es ist anhand der o. g. Literaturstellen zu sehen, dass ein Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Wassergehalt besteht. In der vorliegenden Arbeit wurde dieser bodenspezifische Zusammenhang in Abhängigkeit der Temperatur, des Wassergehaltes, der Porenzahl und des Spannungszustandes untersucht.

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit einem neu entwickelten Versuchsstand durchgeführt, da es bisher kein einheitliches oder genormtes Zugversuchsverfahren für Böden gibt, mit dem die o. g. Einflüsse untersucht werden können, siehe Kapitel 6.

### **3.5 Theoretische Grundlagen zum Stoffmodell**

#### **3.5.1 Grundbegriffe und Definitionen aus der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie**

Die Matrixschreibweise ist üblich für Programmierzwecke. Im kartesischen Koordinatensystem sind drei orthogonal zu einander gerichteten Achsen mit  $x$ ,  $y$ ,  $z$  oder  $(x_1, x_2,$

$x_3$ ) bezeichnet. In der Kontinuumsmechanik ist es üblich, Zugspannungen als positiv und Druckspannungen als negativ zu betrachten.

### 3.5.1.1 Isotrop linear elastisches Materialverhalten

Das verallgemeinerte, inkrementelle HOOKE'sche Stoffmodell basiert auf der Elastizitätstheorie. Zwischen den Spannungsinkrementen  $\underline{d\sigma}$  und den Dehnungsinkrementen  $\underline{d\varepsilon}$  besteht folgender Zusammenhang:

$$\underline{d\sigma} = \underline{C}^e \cdot \underline{d\varepsilon} \quad (3.5-1)$$

wobei  $\underline{C}^e$  die Stoffmatrix ist.

In der Bodenmechanik werden vor allem der symmetrische Cauchy'sche Spannungstensor [T] und der symmetrische Green-Lagrange'sche Deformationstensor [E] verwendet. Jeder symmetrische Tensor lässt sich in das Hauptachsensystem (HAS) transformieren, siehe (Meißner, 1983 und Chen & Mizuno, 1990).

Der Cauchy'sche Spannungstensor [T] ist wie folgt, definiert:

$$[T] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

In Analogie kann der Green-Lagrange'sche Dehnungstensor [E] wie folgt, geschrieben werden:

$$[E] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}$$

Die symmetrischen Tensoren [T] und [E] können zur Vereinfachung in Vektorform dargestellt werden. Der Zusammenhang zwischen dem Spannungsvektor  $\{\sigma\}$  und dem Dehnungsvektor  $\{\varepsilon\}$  ist analog zu Gleichung (3.5-1) wie folgt gegeben:

$$\{\sigma\} = [C] * \{\varepsilon\}$$

Darin ist die Stoffmatrix  $[C]$  für ein linear elastisches Material:

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

Die Stoffmatrix  $[C]$  enthält ausschließlich konstante Elemente (den Elastizitätsmodul  $E$  und die Querdehnungszahl  $\nu$ ) und ist unabhängig von irgendwelchen Zustandgrößen (z.B. vom erreichten Spannungszustand).

### 3.5.1.2 Die Invariantenbeschreibung

Da Stoffgesetze objektiv dargestellt werden müssen, müssen sie unabhängig von wählbaren Einflussfaktoren, wie die Koordinatensysteme, sein. Die Unabhängigkeit von den Koordinatensystemen wird durch die Verwendung von Invarianten erreicht.

Im Folgenden werden Invarianten des Spannungstensors im HAS dargestellt. Die Invarianten des Dehnungstensors können in Analogie erhalten werden.

- a) Erste Invariante: Sie ist definiert als die Spur des Tensors  $I_{\sigma} = \text{tr}[T]$  und ist die Summe der Diagonalterme des jeweiligen Tensors. Es gilt:

$$I_{\sigma} = \sigma_{ii} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (3.5-2)$$

- b) Zweite Invariante: Sie ist  $II_{\sigma} = \text{tr}^2[T]$  und wird oft für die deviatorischen Spannungsanteile angegeben, denn jede Spannungskomponente kann in einen deviatorischen und einen sphärischen Anteil zerlegt werden. Allgemein ist die deviatorische Spannungskomponente wie folgt, definiert:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{I_{\sigma}}{3} \delta_{ij}$$

wobei  $\delta_{ij}$  das Kronecker – Symbol ist. Die zweite deviatorische Spannungsinvariante ergibt sich somit zu:

$$II_s = \text{tr}[s_{ij}s_{ji}] = s_{11}^2 + s_{22}^2 + s_{33}^2 \quad (3.5-3)$$

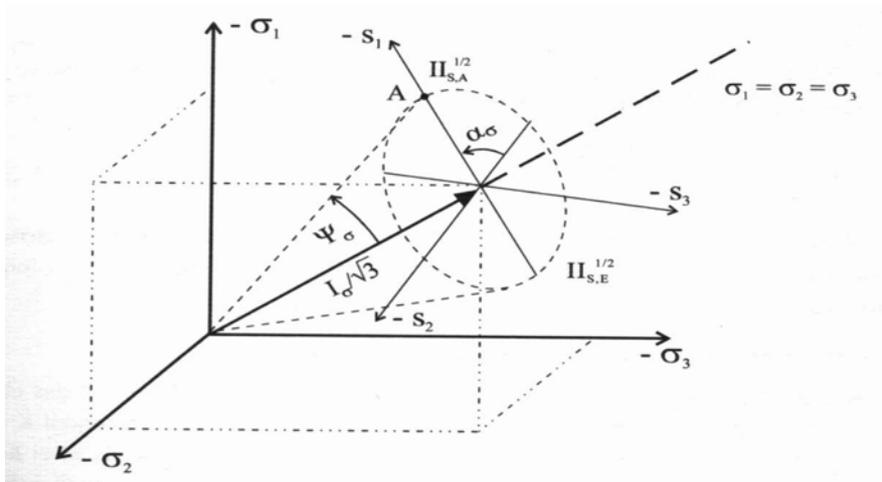
c) Dritte Invariante: Sie ist wie folgt definiert:

$$III_s = \text{tr}[s_{ij}s_{jk}s_{ki}] = s_{11}^3 + s_{22}^3 + s_{33}^3 \quad (3.5-4)$$

Mit Hilfe der Invarianten können Spannungspunkte im HAS dargestellt werden. Dies wird im nächsten Teilkapitel erläutert, siehe auch Meißner, 1983 und Chen & Mizuno, 1990.

### 3.5.1.3 Geometrische Darstellung der Spannungen im HAS

Jeder Spannungspunkt kann im HAS durch einen geknickten Pfad mit den Beträgen  $I_{\sigma}/\sqrt{3}$  und  $II_s^{1/2}$  beschrieben werden. Abbildung 3.5- 1 zeigt am Beispiel eines Spannungspunktes A die geometrische Bedeutung der Spannungs-Invarianten im Hauptachsensystem (HAS).



**Abbildung 3.5- 1.** Geometrische Bedeutung der Spannungs-Invarianten im HAS erläutert am Beispiel des Spannungspunktes A auf der Kompressionsachse.

Der Pfad mit  $I_\sigma/\sqrt{3}$  liegt auf der Raumdiagonalen, während der dazu orthogonale Pfad mit  $II_s^{1/2}$  in der Deviatorebene liegt.

Ausgehend von der positiven s-Achse wird der Winkel  $\alpha_\sigma$  eingeführt, um den Spannungspunkt in der Deviatorebene festzulegen. Der Winkel  $\alpha_\sigma$  wird LODE-Winkel genannt und ist wie folgt, definiert:

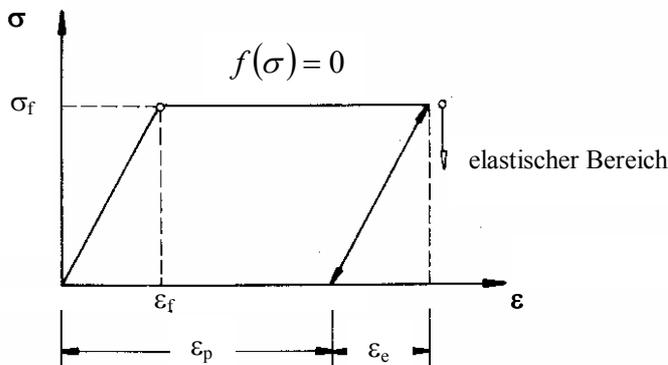
$$\cos 3\alpha_\sigma = \sqrt{6} \cdot \frac{III_s}{II_s^{3/2}} \quad (3.5- 5)$$

In Teilkapitel 6.8 erfolgen die Spannungs-Darstellungen mit Hilfe der Invarianten.

### 3.5.1.4 Das linear elastisch – idealplastische Materialverhalten

Wie Abbildung 3.5- 2 zeigt, gilt das linear elastische Stoffgesetz bis zu einer Grenzspannung  $\sigma_f$ . Der Übergang zwischen dem elastischen und dem plastischen Zustand wird festgelegt, durch folgende Grenzbedingung:

$$f(\sigma) = |\sigma| - |\sigma_f| = 0$$



**Abbildung 3.5- 2.** Linear elastisch-ideal plastisches Materialverhalten, Bodenmechanik I – Skript, Universität Kaiserslautern.

Das so genannte plastische Fließen findet für plastische Verformungen statt, die für  $\epsilon > \epsilon_f$  auftreten. Daher fallen hier die Fließ- und die Grenzbedingung zusammen, es gilt:

$$f(\sigma) = g(\sigma)$$

### **3.5.2 Die verwendete Grenzfunktion**

Das plastische Modell nach MOHR-COULOMB wird verwendet. Dieses Modell verwendet eine Grenzfunktion, die eine hyperbolische Form in der isotropen Spannungsebene und eine teilweise elliptische Form in der deviatorischen Spannungsebene hat, ABAQUS User's Manual. Die Grenzfunktion und sonstige in ABAQUS verwendete Definitionen und Begriffe werden detailliert in Teilkapitel 6.8 angegeben.

### **3.5.3 Die Zeitabhängigkeit verschiedener Bodenparameter**

Zeitabhängige Vorgänge werden im Boden beobachtet und es ist i. a. zwischen Kriechen, Relaxation und Prüfgeschwindigkeitseinflüsse zu unterscheiden. Sowohl für das Kriechen (Zunahme der Verformungen mit der Zeit unter konstanter Belastung) als auch für die Relaxation (Abnahme der Spannungen mit der Zeit unter gleich bleibender Verformung) wird bei der Auswertung der durchgeführten Zugversuche angenommen, dass sie keine Rolle spielen. Denn bei einer Versuchszeit von nur bis zu ca. 4 Stunden von Versuchsbeginn an bis zum ersten Riss konnten keine signifikanten zeitabhängigen Verformungen festgestellt werden. Siehe auch Versuchsergebnisse, Kapitel 6. Um den Einfluss der Prüfgeschwindigkeit auf die Zugfestigkeiten zu eliminieren, wurde für alle durchgeführten Versuche einheitlich die maschinentechnisch kleinstmögliche Prüfgeschwindigkeit gewählt.

## Kapitel 4

### Ermittlung bodenphysikalischer und -mechanischer Kennwerte

In den Versuchen wurde ein Kaolinit mit der Bezeichnung IBECO UNITON verwendet. Ergebnisse der durchgeführten bodenphysikalischen und -mechanischen Standarduntersuchungen, wie die Korngrößenverteilung, die Korndichte, die Zustandsgrenzen, die Proctorwerte und die Scherversuche sind in Tabelle (4.1) aufgelistet.

**Tabelle 4.1.** Zusammenstellung bodenphysikalischer und -mechanischer Eigenschaften des untersuchten Kaolinitis.

Kennwert	Einheit	Angaben für Kaolinit
Benennung nach DIN 4022		T, u*
Bodenklassifikation nach DIN 18196		TA
Korndichte nach DIN 18124 $\rho_s$	t/m <sup>3</sup>	2,65
Proctordichte nach DIN 18127 $\rho_{Pr}$	t/m <sup>3</sup>	1,62
optimaler Wassergehalt nach DIN 18127 $w_{Pr}$	%	22,50
Kornanteil nach DIN 18123 $d \leq 0,06$ mm	%	93,89
Kornanteil an Ton (Feinstkorn $d \leq 0,002$ mm)	%	52,22
Fließgrenze nach DIN 18122 T1 $w_L$	%	54,52
Ausrollgrenze nach DIN 18122 T1 $w_P$	%	20,93
Plastizitätszahl $I_P = (w_L - w_P)$	%	33,6
$k_f$ - Wert nach DIN 18130 T1 $S_r = 98,94$ %	m/s	5,19E-11
$i = 30$ $S_r = 93,58$ %	m/s	8,72E-11
Modul des einaxialen Druckversuchs $E_u$ nach DIN 18136		
$\theta=0,24$ cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> , $e=0,79$ , $w=16,45$ %	MPa	47,54
$\theta=0,24$ cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> , $e=0,695$ , $w=15,39$ %	MPa	54,49
$\theta=0,29$ cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> , $e=0,79$ , $w=19,82$ %	MPa	35,43
$\theta=0,29$ cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> , $e=0,68$ , $w=18,18$ %	MPa	41,46

## *Kapitel 5*

### **Experimentelle Untersuchungen zum Wassertransport**

#### **Einführung**

Um den Wassertransport in einer Bodenschicht berechnen zu können, müssen zuvor die Transportkenngrößen und die hydraulischen Beziehungen (pF – Kurve und  $K_u$  –  $S_r$  – Zusammenhang) experimentell ermittelt werden. Dabei muss der Einfluss der Temperatur, der Porenzahl sowie des Wassergehaltes auf die Transportkenngrößen und auf die hydraulischen Beziehungen berücksichtigt werden. Die Teilkapitel 5.1 bis 5.3 befassen sich mit den verwendeten Messverfahren bzw. den verwendeten Versuchsständen, den Ein- und Ausbaubedingungen, den Versuchsauswertungen sowie Zusammenhängen und Approximationen für die pF-Kurve und die Transportkenngrößen und mit dem Schrumpfverhalten.

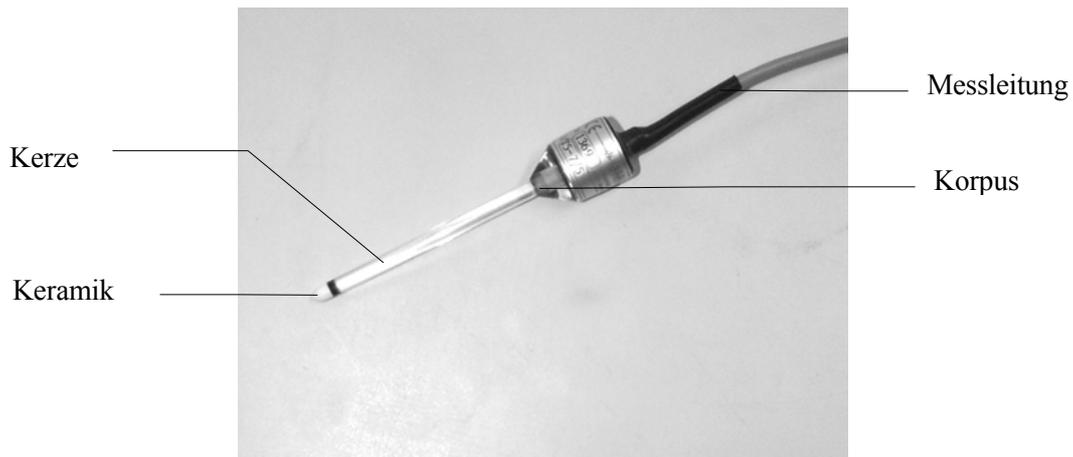
#### **5.1 Ermittlung der pF-Kurve – *Laboruntersuchungen* –**

Für die experimentelle Ermittlung der pF – Kurve werden in den Bereichen  $pF = 0$  bis ca. 3 sowie 4,5 bis 7 zwei verschiedene Messmethoden angewendet, vgl. a. Teilkapitel 3.1.3.

##### **5.1.1 Das Tensiometer-Verfahren**

###### **a) Verwendete Tensiometer**

Als Tensiometer ist das Produkt UMS-T5 verwendet, Abbildung 5.1- 1.



**Abbildung 5.1- 1.** UMS - T5 Miniatur-Druckaufnehmer-Tensiometer.

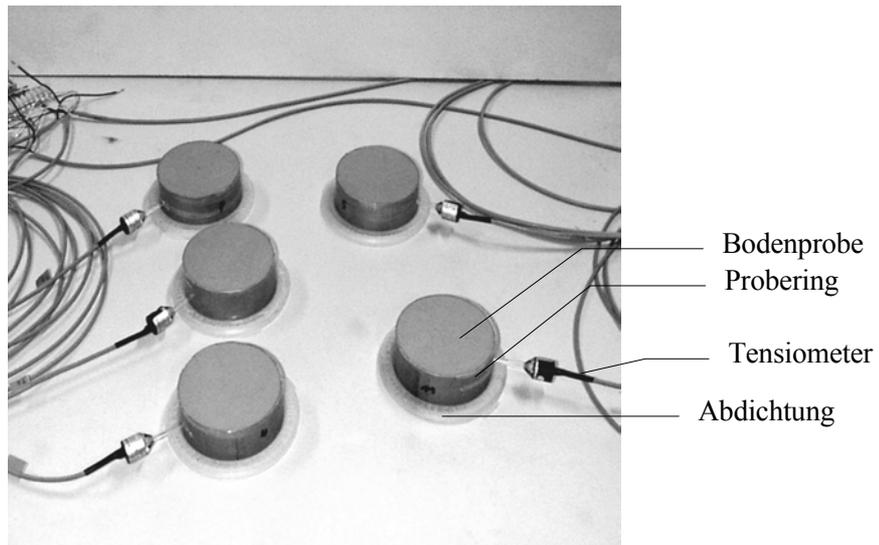
Die Tensiometer bestehen aus einer Messzelle und einem Druckaufnehmer (Korpus) und sind mit entgastem und entionisiertem Wasser gefüllt, das über die poröse keramische Kerze Kontakt mit dem Bodenwasser hat. Die im Boden vorhandene Wasserspannung wird über das Tensiometerwasser auf den Druckaufnehmer übertragen, der diese in ein definiertes, kontinuierliches, elektrisches Messsignal wandelt und abgibt. Um dieses Messsignal mit einem Voltmeter einfach ablesen zu können, müssen die Tensiometer mit einer Betriebsspannung von 10,6 V versorgt werden.

Vor Beginn eines jeden Versuches muss der Befüllzustand jedes Tensiometers überprüft werden. Es dürfen keine Luftblasen eingeschlossen sein, die zu einer Verzögerung der Ablesezeit führen können.

### **b) Versuchsablauf**

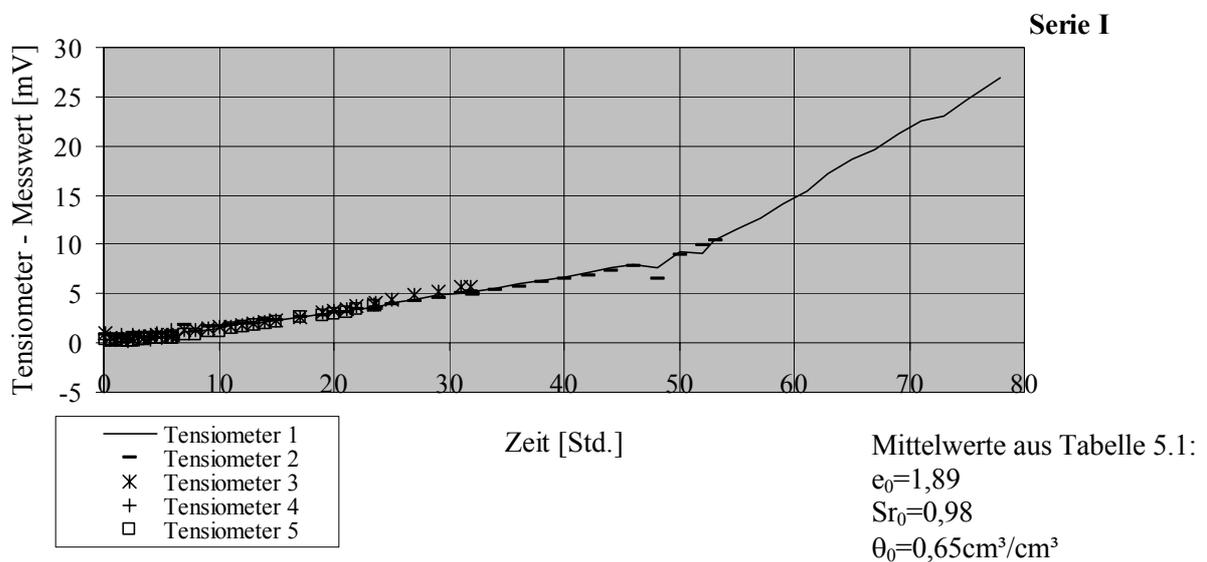
Testserien wurden durchgeführt, bei denen je 5 Bodenproben verwendet wurden.

Die Bodenproben wurden mit einem hohen Wassergehalt von ca. 70% und möglichst luftporenfrei in Versuchsringe eingebaut. Die Versuchsringe hatten einen Durchmesser  $\Phi = 10$  cm und eine Höhe  $h = 1,4$  cm und waren an der unteren Endfläche abgedichtet und oben offen. Die Tensiometer wurden in den Bodenproben installiert, und die Bodenproben wurden anschließend der Verdunstung ausgesetzt, Abbildung 5.1- 2.

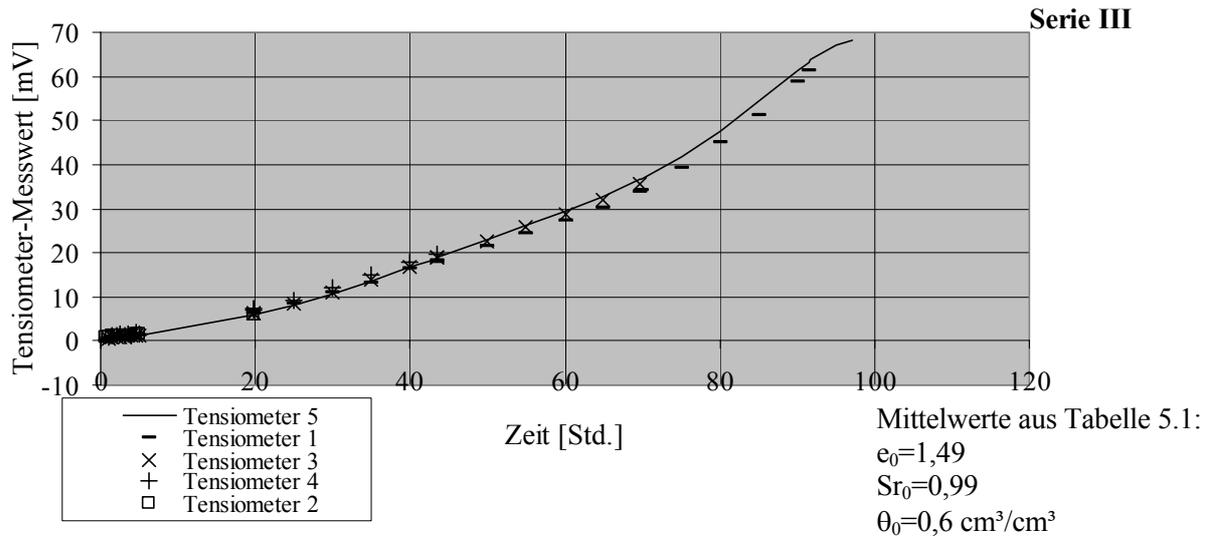


**Abbildung 5.1- 2.** Versuchsstand zur Ermittlung der pF-Kurve für  $pF = 0$  bis ca. 3.

Nach 6, 24, 32, 54 sowie 78 Stunden erfolgte der Ausbau bei der Testserie I, siehe Tabelle 5.1. In den Abbildungen 5.1- 3a und b sind die Tensiometer - Messwerte von zwei Testserien (I und III) eingetragen.



**Abbildung 5.1- 3a.** Zeitlicher Verlauf von Tensiometermessungen der Testserien I, siehe Tabelle 5.1.



**Abbildung 5.1- 3b.** Zeitlicher Verlauf von Tensiometermessungen der Testserien III, siehe Tabelle 5.1.

Die oben dargestellten Ergebnisse der Testserien I und III zeigen, dass sämtliche Messwerte auf einer Versuchskurve liegen. Die Proben hatten die gleichen Anfangswassergehalte und waren bei einheitlichen Bedingungen gelagert. Es kann also davon ausgegangen werden, dass die Güte aller eingesetzten Tensiometer einheitlich ist.

Die Testserie I ergab pF-Werte bis pF=2,43. Eine zweite Testserie II wurde durchgeführt, die pF-Werte bis pF=2,93 zugelassen haben, siehe Tabelle 5.1. Die Testserien I und II hatten beim Einbau eine Trockendichte von ca.  $0,92\text{t/m}^3$  ( $e \approx 1,87$ ). Eine Erhöhung der Trockendichte auf  $1,5\text{t/m}^3$  erforderte niedrige Einbauwassergehalte, bei denen die Tensiometer nicht eingesetzt werden konnten, denn die Proben waren zu trocken und hatten das Tensiometerwasser so schnell aufgesaugt, dass kaum eine Ablesung möglich war. Eine Testserie III wurde daher mit einer Anfangssättigung von  $S_{r0} \approx 1$  und mit der größtmöglichen Trockendichte von ca.  $1,1\text{t/m}^3$  durchgeführt. Dabei konnte eine Anfangsporenzahl von ( $e = 1,49$ ) erreicht werden.

### c) Versuchsauswertung

Die in Abbildung 5.1- 3 dargestellten Tensiometer - Messwerte sind in [mV] aufgetragen. Diese Werte müssen in Wasserspannungen umgerechnet werden. Der Umrechnungsfaktor beträgt  $0,103\text{ mV/hPa}$ , siehe UMS - Bedienungsanleitung des T5-Tensiometers (1993). Es gilt:

$$\text{Wasserspannung}(\psi) = \frac{\text{Tensiometer - Messwert}}{0,103 \times 0,979} \quad [\text{cm Wassersäule}]$$

wobei 1 cm Wassersäule (bei  $20^\circ\text{C}$ ) =  $0,979\text{ hPa}$  entspricht.

Der pF-Wert ist:

$$pF = \log\left(\frac{\psi}{1cmWS}\right) \quad (5.1-1)$$

Nach Versuchsende wurden die Bodenproben aus den Versuchsringen ausgebaut und deren volumetrischer Wassergehalt ermittelt. Die Versuchsergebnisse der Testserien I, II und III sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst sowie in den Abbildungen 5.1- 9 und 5.1- 10 dargestellt.

**Tabelle 5.1.** Versuchsergebnisse von drei Testserien der Tensiometer - Messungen, pF = 0 bis ca. 3, siehe auch die Abbildungen 5.1- 9 und 5.1- 10.

Serie	Probe - Nr.	Einbau				Ausbau	
		$\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\theta_0$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	$e_0$ [-]	Sr [-]	$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	pF [-]
I	1	0,92	0,65	1,88	1,0	0,64	1,14
	2	0,88	0,62	2,02	0,93	0,60	1,56
	3	0,92	0,65	1,88	1,0	0,61	1,76
	4	0,92	0,65	1,89	0,99	0,60	2,01
	5	0,95	0,67	1,79	1,0	0,60	2,43
II	1	0,94	0,65	1,83	1,0	0,65	1,26
	2	0,92	0,65	1,87	0,99	0,61	1,88
	3	0,93	0,65	1,84	1,0	0,56	2,65
	4	0,93	0,65	1,86	1,0	0,54	2,81
	5	0,94	0,65	1,82	1,0	0,53	2,93
III	1	1,06	0,59	1,50	0,99	0,54	1,77
	2	1,06	0,59	1,50	0,98	0,53	2,29
	3	1,06	0,59	1,50	0,99	0,52	2,55
	4	1,07	0,60	1,48	1,0	0,50	2,78
	5	1,06	0,59	1,49	0,99	0,48	2,83

### 5.1.2 Das Vakuum - Austrocknungs – Verfahren

#### a) Messprinzip

Die Luftfeuchtigkeit über einer wässrigen Lösung hängt mit der Lösungskonzentration zusammen. Für verschiedene Lösungen ist dieser Zusammenhang bekannt, was dann eine einfache Methode liefert, um eine bekannte relative Luftfeuchtigkeit in einem Gefäß einzustellen. Befindet sich eine Bodenprobe in diesem Gefäß, so herrscht in der Bodenlösung nach Dampfspannungsausgleich zwischen Probe und Luft eine Wasserspannung, die dem Wasserdampfdruck in der Bodenluft gleich ist. Diese Wasserspannung kann in Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit ermittelt werden. Es gilt:

$$\psi = -\frac{R \cdot T}{M \cdot g} \ln \frac{p_i}{p_0} = 2,303 \frac{R \cdot T}{M \cdot g} \cdot \log \frac{100}{H} \quad (5.1- 2)$$

$\psi$	Wasserspannung (cm Wassersäule)
$R$	universale Gaskonstante = 8,3144 J/(mol °K)
$T$	absolute Temperatur (°K)
$M$	molare Masse des Wasserdampfes = 18,0 g/mol
$g$	Erdbeschleunigung
$\frac{p_i}{p_0} = H$	relative Luftfeuchtigkeit %
$p_i$	Dampfdruck (Pa)
$p_0$	Sättigungsdampfdruck (Pa)

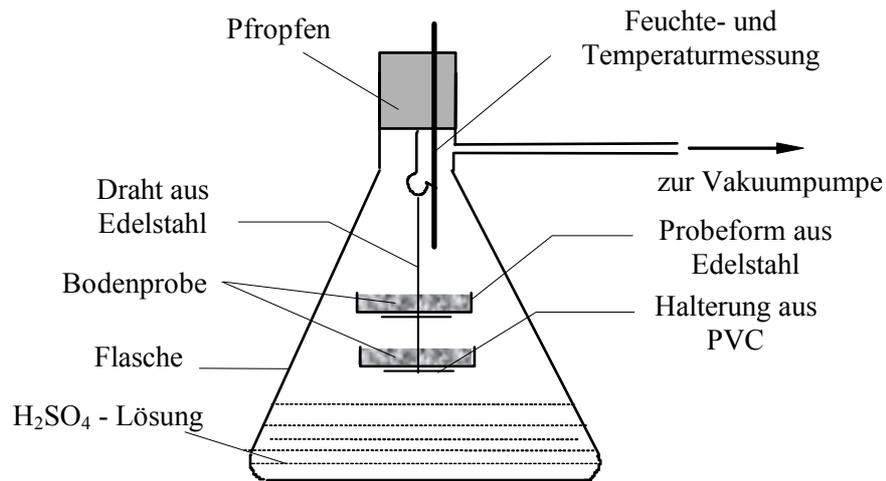
Der dekadische Logarithmus der Wasserspannung ist:

$$pF = \log\left(\frac{\psi}{1cmWS}\right) = \log\left(2,303 \frac{RT}{Mg}\right) + \log(2 - \log H) \quad (5.1- 3)$$

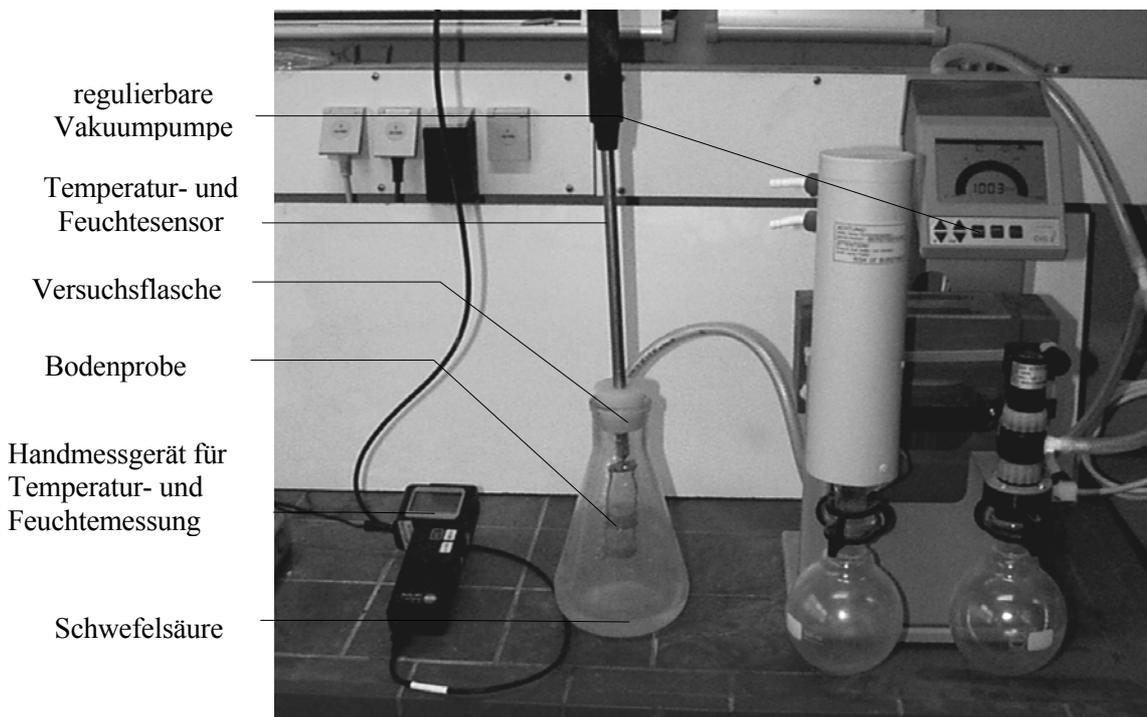
### b) Beschreibung des Versuchsgertes

Die Abbildungen 5.1- 4 und 5.1- 5 zeigen den modifizierten Vakuum-Austrocknungs-Versuchsstand, in dem die Versuchsflasche das Kernstück ist. Dazu folgende Angaben:

- Flaschenvolumen  $V=1.000 \text{ cm}^3$ , kegelförmige Form. Damit ist die freie Säureoberfläche groß genug, um eine schnelle Einstellung der relativen Luftfeuchtigkeit zu ermöglichen.
- Ein Fünftel des Flaschenvolumens ( $200 \text{ cm}^3$ ) ist mit Säure gefüllt. Damit können die Konzentrationsänderungen, die infolge Feuchte - Austausch mit der Probe entstehen, vernachlässigt werden.
- Die Flasche kann an eine Vakuumpumpe angeschlossen werden. Damit kann das System evakuiert werden. Begründung für das Einsetzen eines Vakuums ist, dass die Probe etwa 2-3 Monate bis zum Erreichen des Gleichgewichtszustandes benötigt, wenn innen ein atmosphärischer Druck wirkt, Croney et al. (1952). Da die Beweglichkeit der Moleküle mit dem Gasdruck umgekehrt proportional ist, kann die Zeitspanne durch Einsetzen eines Vakuums und das Herabsetzen des Gasdruckes stark verkürzt werden.
- Die Flasche wird in einen Schutzbehälter gestellt, um den Einfluss von Raumtemperaturschwankungen auf den Versuch zu minimieren.



**Abbildung 5.1- 4.** Schematische Darstellung des modifizierten Vakuum - Austrocknungs - Gerätes.



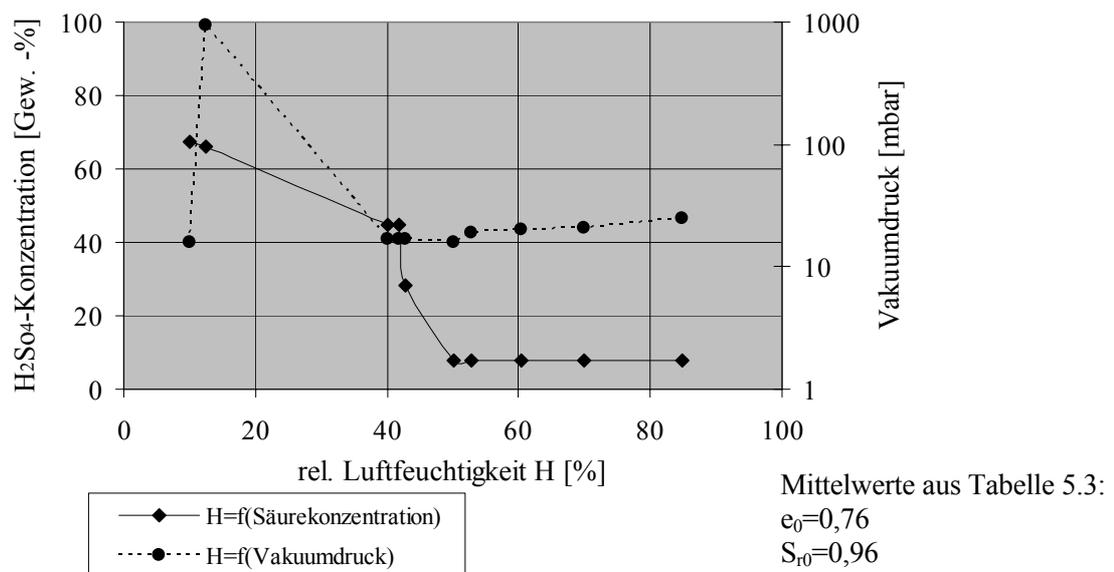
**Abbildung 5.1- 5.** Modifiziertes Vakuum- Austrocknungs - Gerät.

Bemerkung: Die Versuchsflasche steht i. d. R. in einem Schutzbehälter, der bei der Aufnahme der Abbildung 5.1- 5 entfernt war, damit die Versuchsflasche mit der darin eingebauten Bodenprobe auf dem Bild erkennbar ist.

Die relativen Luftfeuchtigkeiten hängen von der Säurekonzentration sowie vom Vakuumdruck ab. Tabelle 5.2 und Abbildung 5.1- 6 zeigen die in der Versuchsserie (I), Tabelle 5.3, erreichten relativen Luftfeuchtigkeiten in Abhängigkeit der Säurekonzentration und des Vakuumdruckes.

**Tabelle 5.2.** Relative Luftfechtigkeiten in Abhängigkeit der Säurekonzentrationen und des Vakuumdruckes, Versuchsserie (I), siehe auch Tabelle 5.3.

Versuch - Nr.	Säure g	Wasser g	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> Gew.-%	End - Vakuum mbar	End H %
5	135,0	65,4	67,4	16	10,1
13	132,0	68,2	65,9	936	12,5
4	89,5	110,6	44,7	17	40,2
14	89,5	110,7	44,7	17	41,9
3	56,8	143,4	28,4	17	42,8
1	15,8	184,6	7,88	16	50,0
7	15,4	184,8	7,69	19	52,8
12	15,4	184,6	7,70	20	60,4
10	15,5	184,6	7,72	21	69,9
8	15,5	184,7	7,74	25	84,8



**Abbildung 5.1- 6.** Relative Luftfeuchtigkeit in Abhängigkeit der Säurekonzentration und des Vakuumdruckes der Versuchsserie I, siehe auch Tabelle 5.2.

Es zeigt sich, dass der Einfluss der Säurekonzentration auf die rel. Luftfeuchtigkeit besonders stark ist, bei hohen H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> – Konzentrationen (in Gew.-% > 28%). In den Versuchen mit niedrigen Säurekonzentrationen (< 10%) konnte eine Änderung des Vakuumdruckes die relative Luftfeuchtigkeit beeinflussen.

Das hier beschriebene Verfahren ist eine Modifikation der von Croney et al. (1952) angegebenen Vacuum desiccator Methode. Ergänzt ist folgendes:

- In jedem Test werden zwei Bodenproben verwendet. Dadurch ist es möglich, die Trockendichte aus der einen und den Wassergehalt aus der anderen Probe zu bestimmen. Der volumetrische Wassergehalt ergibt sich nach Gl. (3.1-8).
- Eine Vakuumpumpe mit Vakuum-Controller wird zur Regulierung des Vakuums verwendet.
- Messungen der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit sind während des Versuchs mit Hilfe eines Temperatur- und Feuchtesensors möglich. Dies wird benötigt, um das Erreichen des Gleichgewichtszustandes zu beobachten.

### c) Probevorbereitung

Eine große Probe wird im Proctortopf verdichtet. Aus dieser großen Probe werden dann alle Bodenproben einer Versuchsserie ungestört entnommen. Um das Pressen der Probeform in den Boden beim Entnahmevergang zu erleichtern und um die unter der Bodenprobe eingeschlossene Luft herauszudrücken, wird der Probeformboden mit einem Miniloch versehen. Die Probeformen haben einen Durchmesser  $\Phi = 2,5$  cm und eine Höhe  $h = 0,74$  cm. Die Probemasse beträgt ca. 7g. Die Einbautrockendichte ist 1,5 und 1,1t/m<sup>3</sup> bei den Testserien (I) und (II), siehe auch Tabelle 5.3.

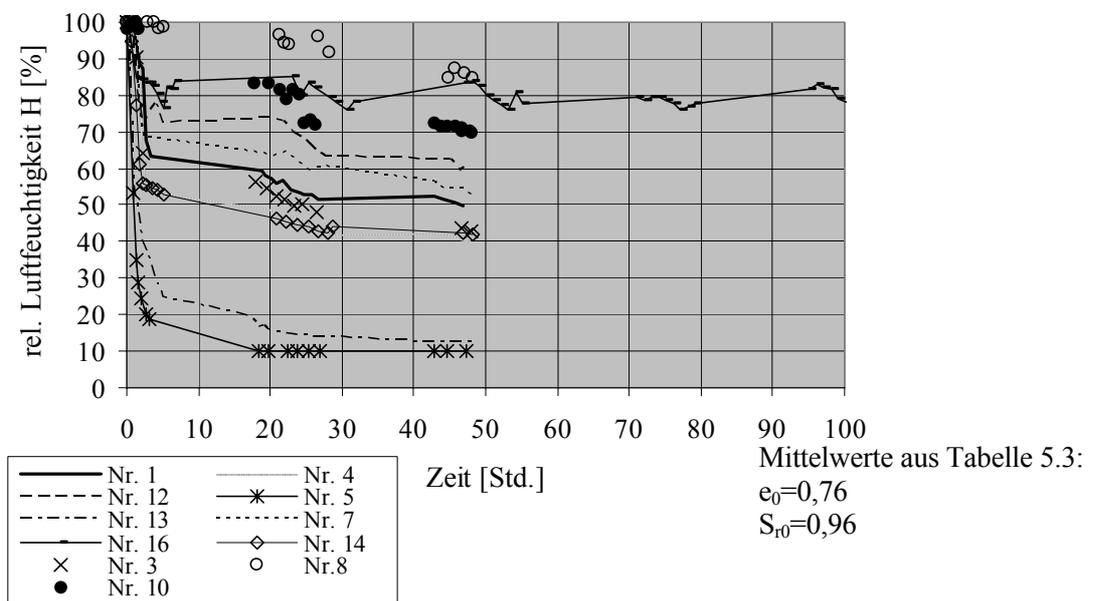
### d) Versuchsdurchführung

Die Schwefelsäurelösung wird mit der vorgesehenen Konzentration aufbereitet und möglichst schnell in die Versuchsflasche eingefüllt. Dann werden zwei Bodenproben oberhalb der Säurelösung aufgehängt und die Versuchsflasche wird abgedichtet sowie an die Vakuumpumpe angeschlossen. Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit werden mit einem Temperatur- und Feuchtesensor erfasst. Nach Beenden eines jeden Versuches wird der volumetrische Wassergehalt ermittelt.

### e) Versuchsergebnisse

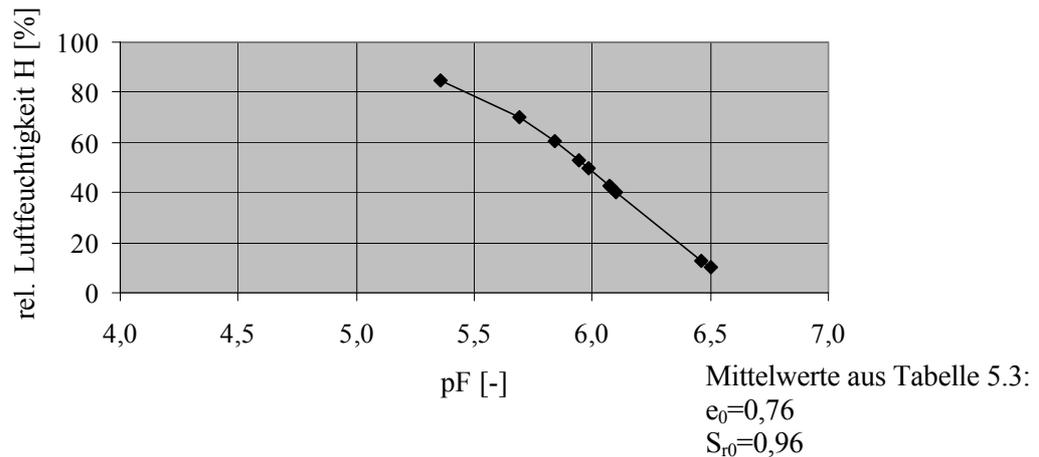
In Abbildung 5.1- 7 sind die zeitlichen Verläufe der relativen Luftfeuchtigkeiten der Versuchsserie (I), Tabelle 5.3 eingetragen. Es zeigt sich, dass die relativen Luftfeuchtigkeiten bereits nach den ersten Stunden von einem Wert  $H \approx 100\%$  bis auf ungefähr den endgültigen Wert abfallen. Grund ist die frische Aufbereitung der Säurelösung direkt vor Versuchsbeginn, die zur erhöhten Temperaturen und Luftfeuchtigkeiten führt. Erst nach einigen Stunden stabilisierte sich die Säurelösung und die relativen Luftfeuchtigkeiten erreichten langsam ihren

endgültigen Wert. Außerdem ist aus der Abbildung 5.1- 7 ersichtlich, dass bei fast allen Versuchen die relativen Luftfeuchtigkeiten in den letzten 24 Stunden vor Ausbau ungefähr konstant waren, so dass für die untersuchten Proben mit der kleinen Masse von ca. 7 g von einem Erreichen des Gleichgewichtszustandes auszugehen war. Ein Langzeitversuch (Versuch Nr. 16, Abbildung 5.1- 7) zeigt, dass auch nach 100 Stunden die relative Luftfeuchtigkeit ungefähr konstant geblieben ist. Die leichte Schwankung der Luftfeuchtigkeitswerte, die eventuell aus dem Einfluss der Raumtemperatur auf den Schutzbehälter resultiert, bleibt hier unberücksichtigt.



**Abbildung 5.1- 7.** Zeitlicher Verlauf der relativen Luftfeuchtigkeit, Versuchsserie (I), Tabelle 5.3.

Gemessene Temperatur- und Luftfeuchtigkeitswerte kurz vor dem Ausbau ergaben die pF - Werte nach Gl. (5.1- 3). Die gemessenen Temperaturen lagen in den Versuchen in dem Bereich  $19,4^{\circ}\text{C} \leq T \leq 20,8^{\circ}\text{C}$  und werden deshalb als ungefähr konstant berücksichtigt. Dann ergibt sich der in Abbildung 5.1- 8 dargestellten Zusammenhang zwischen pF – und H – Werten.



**Abbildung 5.1- 8.** Zusammenhang zwischen pF- und H-Werten, Versuchsserie (I), ( $19,4^{\circ}\text{C} \leq T \leq 20,8^{\circ}\text{C}$ )

Tabelle 5.3 zeigt die Versuchsergebnisse der Versuchsserien (I) und (II). Die zweite Versuchsserie (II) wurde deshalb durchgeführt, weil die Einbaubedingungen der Serie (I) für Tensiometermessungen nicht übertragen werden konnten, da die Proben für eine Tensiometermessung zu trocken waren. Die Versuchsserie (II) wurde, wie die Tensiometer-Testserie III, Tabelle 5.1, mit der Anfangssättigung von  $S_{r0} \approx 1$ , der Anfangsporenzahl ( $e = 1,49$ ) und dem Anfangswassergehalt von ca.  $0,6 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  durchgeführt.

**Tabelle 5.3.** Versuchsergebnisse der durchgeführten Versuche mit dem Vakuum-Austrocknungs-Verfahren,  $pF \geq 5,21$ , siehe auch Abbildungen 5.1- 9 und 10.

Versuchs-Serie	Mittelwerte		Versuch - Nr.	Einbau	Ausbaudaten			
	$\rho_d$ _Einbau [t/cm <sup>3</sup> ]	$e$ _Einbau [-]		$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	$\theta$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	T °C	H %	pF nach Gl. (5.1-3) [-]
(I)	1,51	0,76	5	0,41	0,021	20,3	10,1	6,50
			13	0,41	0,035	20,4	12,5	6,46
			4	0,42	0,049	20,8	40,2	6,10
			14	0,41	0,050	20,1	41,9	6,08
			3	0,40	0,066	20,7	42,8	6,07
			1	0,41	0,078	19,9	50,0	5,98
			7	0,41	0,073	20,2	52,8	5,95
			12	0,40	0,099	19,4	60,4	5,84
			10	0,42	0,108	19,6	69,9	5,69
			8	0,42	0,189	20,6	84,8	5,36
			16 (Langzeitversuch)	0,39	0,112	22,7	78,3	5,53
(II)	1,06	1,49	1	0,59	0,007	20,0	12,1	6,47
			2	0,60	0,018	16,2	22,5	6,31
			3	0,61	0,024	20,3	45,6	6,04
			4	0,61	0,059	17,5	72,6	5,64
			5	0,59	0,130	19,9	89,0	5,21

### 5.1.3 Anpassungskurve der experimentellen pF - $\theta$ - Ergebnisse

In Abbildung 5.1- 9 sind die Versuchsergebnisse aus dem Tensiometer- und dem Vakuum-Austrocknungs-Verfahren eingetragen. Die Parameter der Gleichung (3.1-11) werden durch eine pF-Kurve bestimmt, die die Messergebnisse optimal approximiert. Folgende Werte ergeben sich:

$$\theta_r = 0,0 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

$$\alpha_{pF} = 0,001 \cdot e_0$$

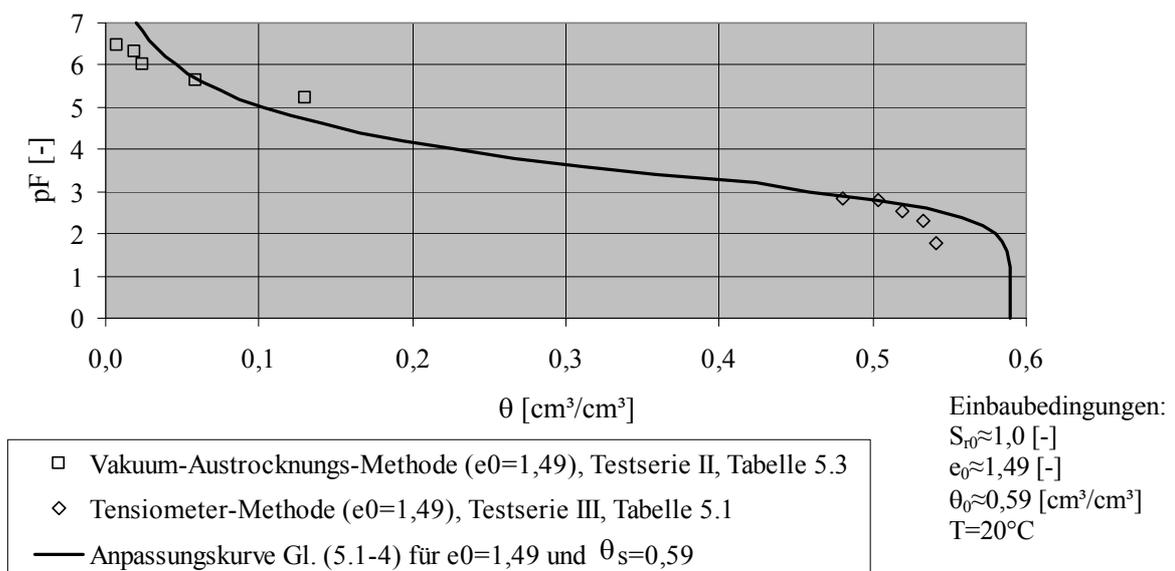
$$n = 1,40 \text{ und } m = 0,25$$

Einsetzen dieser Werte in die Gl. (3.1- 11) ergibt:

$$\theta = \frac{\theta_s}{\left[ 1 + \left( 0,001 \cdot e_0 \cdot \frac{\Psi}{\Psi_0} \right)^{1,4} \right]^{0,25}} \quad (5.1- 4)$$

$\Psi$  ist die Wasserspannung [cm Wassersäule] und  $\Psi_0=1$  [cm WS] ist eine Bezugswasserspannung.

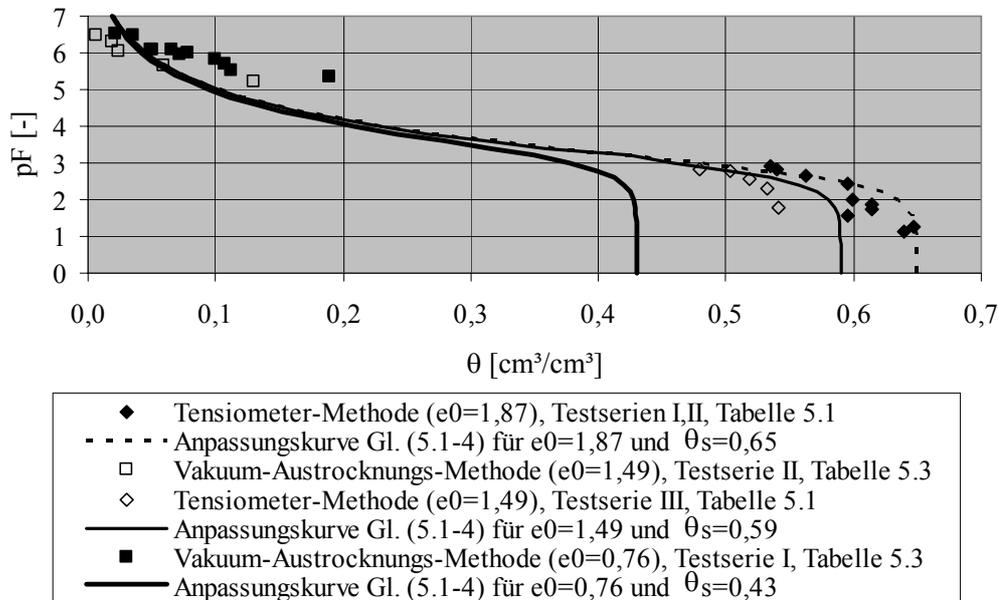
$\theta_s = 0,59 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  ist der Sättigungswassergehalt für die Versuche mit der Einbauporenzahl  $e_0=1,49$  [-]. Abbildung 5.1- 9 zeigt die nach Gl. (5.1- 4) erhaltene Anpassungskurve sowie Versuchsergebnisse.



**Abbildung 5.1- 9.** Versuchsergebnisse und Anpassungskurve für die pF-Kurve der untersuchten Kaolinitproben mit  $e_0=1,49$  und  $\theta_s=0,59 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ .

### 5.1.4 Einfluss der Anfangsporenzahl auf die Messungen

Ergebnisse der unterschiedlichen Versuchsserien mit unterschiedlichen Anfangsporenzahlen sind in Abbildung 5.1- 10 dargestellt.



**Abbildung 5.1- 10.** pF -  $\theta$  - Zusammenhang bei unterschiedlichen Anfangsporenzahlen.

Proben im feuchten Bereich (Tensiometer-Messungen) sind stärker beeinflusst durch Änderung der Anfangsporenzahl als Proben im trockenen Bereich (Vakuum-Austrocknungs-Methode). Dieses Fazit ist auch durch die Fachliteratur bestätigt, siehe Baumgartl et al. (1998) sowie Romero; Gens; Lloret 2000. Das hier beschriebene Verhalten kann damit begründet sein, dass die Änderung der Porenzahl eine Strukturänderung mit sich bringt, d.h. eine Reduzierung der Porenzahl führt zur Abnahme der Anzahl der Grobporen und damit eine Zunahme der Fein- und Mittelporen. Eine Feuchteänderung bewirkt beim Vorhandensein von feineren Poren eine größere Änderung der Wasserspannung im Vergleich zu Proben mit Grobporen.

Eine von der Anfangsporenzahl bzw. von  $\theta_s$  unabhängige Darstellung der pF-Kurve ist für eine einheitliche Anfangssättigung von  $S_{r0}=1,0$  in Abbildung 5.1- 11 dargestellt. Darin ist die Wasserspannung in Abhängigkeit des Sättigungsgrades angegeben, wobei der Sättigungsgrad:

$$S_r = \frac{\theta \cdot \rho_s}{(\rho_s - \rho_{d0})} = \frac{n_w}{n} = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (5.1- 5)$$

ist.

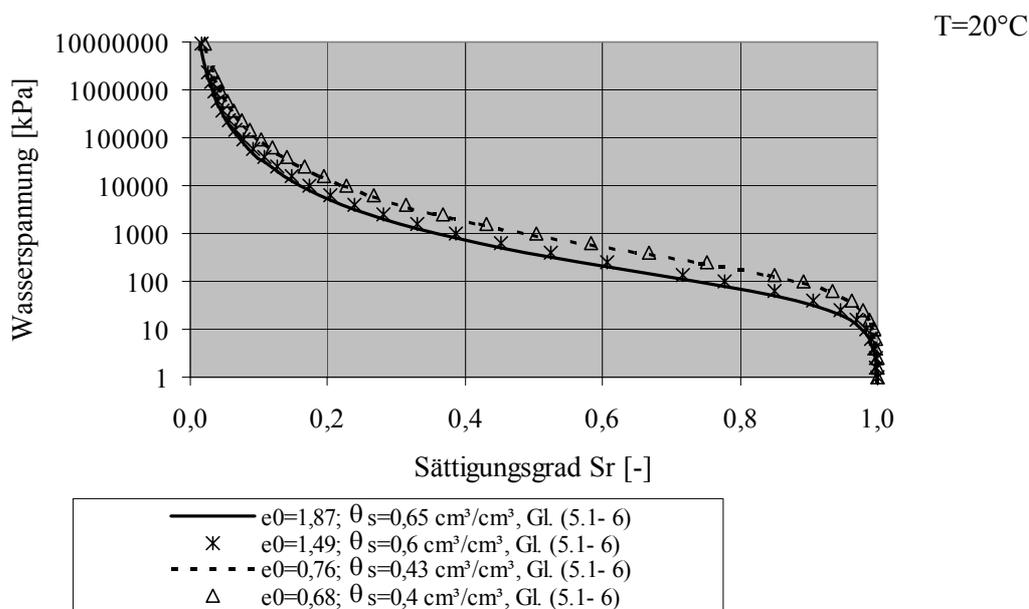
$\theta_s$  ist der vol. Wassergehalt und  $\rho_{d0}$  ist die Trockendichte bei der Sättigung  $S_r=1,0$ .

Die Wasserspannung  $\Psi$  lässt sich in Abhängigkeit des Sättigungsgrades wie folgt beschreiben:

$$\Psi = \frac{1}{0,001 \cdot e_0} \cdot \Psi_0 \cdot \left( \left( \frac{\theta_s}{\theta} \right)^4 - 1 \right)^{0,71}$$

Mit Gl. (5.1 -5) ergibt sich:

$$\Psi = 0,1 \cdot \frac{1}{0,001 \cdot e_0} \cdot \Psi_0 \cdot \left( \left( \frac{1}{S_r} \right)^4 - 1 \right)^{0,71} \quad [\text{kPa}] \quad (5.1- 6)$$



**Abbildung 5.1- 11.** Abhängigkeit der Wasserspannung von dem Sättigungsgrad für Kaolinitproben mit einer einheitlichen Anfangssättigung von  $S_{r0}=1,0$  und unterschiedlichen Anfangsporenzahlen und -wassergehalten.

Die Abbildung 5.1- 11 zeigt einen für alle  $e_0$ -Werte beinahe einheitlichen Verlauf des Zusammenhanges zwischen Wasserspannung und Sättigungsgrad für Proben mit einheitlicher Anfangssättigung.

## 5.2 Ermittlung der Transportkenngrößen – Laboruntersuchungen –

### 5.2.1 Versuchsbedingungen

Für den Wassertransport  $q$  der Gl. (3.2-2) sowie (3.2-3) gilt:

$$q = f(\text{Bodenart}, e_0, \theta, T)$$

- Die Versuche sind mit einer Bodenart (Kaolinit) durchgeführt worden. Daher bleibt der Parameter „Bodenart“ hier unberücksichtigt.
- Zwei unterschiedliche Einbautrockendichten bzw. Einbauporenzahlen wurden festgelegt, die bei den Versuchen einheitlich sind. D.h. Bodenproben, die unterschiedliche Einbauwassergehalte besitzen, mussten mit einer konstanten Trockendichte eingebaut werden. Dies geschah durch das Verdichten der Bodenproben mit unterschiedlichen Verdichtungsenergien.

Gewählt ist eine Trockendichte  $\rho_{d\_1} = 1,5 \text{ t/m}^3$  (Porenzahl  $e_1 = 0,77$ ) und  $\rho_{d\_2} = 1,59 \text{ t/m}^3$  (Porenzahl  $e_2 = 0,67$ ). Während die zweite Trockendichte die Bedingung der Mindest-Einbautrockendichte einer mineralischen Abdichtung ( $D_{pr} > 0,95 \rho_{pr}$ ) erfüllt, liegt die erste bei  $D_{pr} \approx 0,93 \rho_{pr}$ . Dieser Wert ist geringer als der geforderte Wert, kann aber in dieser Arbeit verwendet werden, da die aufgebrachten Verdichtungsenergien von denen beim Proctorversuch abweichen und von daher ein direkter Vergleich nicht gegeben ist.

Bodenproben mit der Einbauporenzahl  $e_0 = 0,72$  und  $0,79$  wurden in Kompressionsversuchen nachverdichtet. Bei einer Zunahme der Auflastspannung von 0 auf 200kPa ergab sich eine Abnahme der Porenzahl um  $\Delta e \approx 0,1$ . Dies war der Grund dafür, dass die zweite Porenzahl zu ( $e_2 = e_1 - 0,1 = 0,67$ ) gewählt wurde.

- Isothermische Versuche (20 und 40°C) wurden mit volumetrischen Einbauwassergehalten von ca.  $\theta \approx 0,25$  und  $\theta \approx 0,4 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  durchgeführt, die ein großes  $\theta$ -Spektrum abdecken, siehe Tabelle 5.4 und 5.6.
- Für die thermischen Versuche wurde ein Temperaturgradient von 40/10°C angelegt und die vol. Einbauwassergehalte betragen  $\theta = 0,23$  und  $\theta \approx 0,3 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ , siehe Tabelle 5.5.

## 5.2.2 Versuchsgerät zur Ermittlung der Transportkenngrößen

### 5.2.2.1 Versuchszyylinder

Ein Zylinder aus Edelstahl (Innendurchmesser  $\Phi = 10$  cm, Höhe  $h = 36$  cm) wird verwendet. Der Zylinder hat je 5 Bohrungen für die Bodenfeuchtesensoren sowie die Thermosensoren und kann mit einer Kopf- und einer Fußplatte abgedichtet werden. Die Kopfplatte ist mit einer elektrischen Beheizung versehen, die Fußplatte enthält Kanäle für die Zirkulation einer kühlenden Flüssigkeit. Die Abbildungen 5.2.5- 1 und 5.2.6- 1 zeigen schematische Darstellungen des Versuchszyinders und die Abbildungen 5.2.4- 1, 5.2.5- 2 und 5.2.6- 1 zeigen Fotografien der Versuchsstände.

### 5.2.2.2 Messsensoren

#### a) Thermosensoren

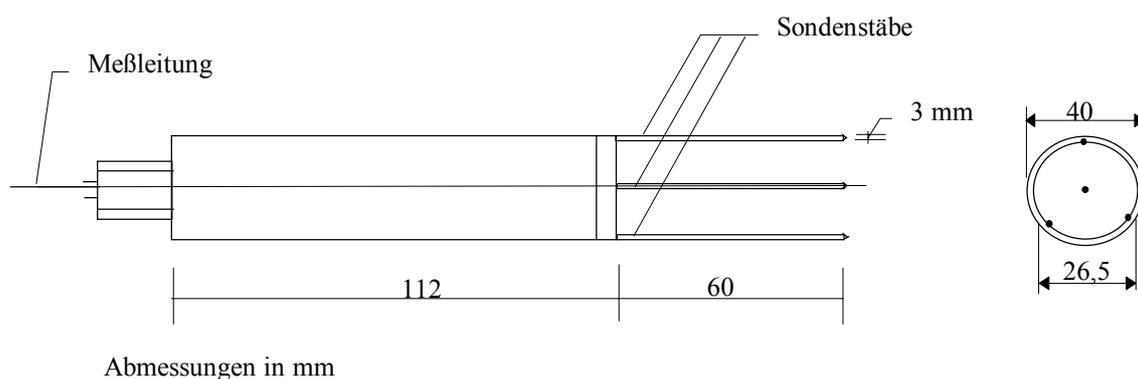
Für die ersten Versuche wurden Silizium - Temperatursensoren des Typs KTY10 verwendet, die auf Halbleiterbasis aufgebaut sind. Sie ändern ihren Widerstand proportional zur Temperaturänderung. Der Messbereich ist -50 bis +150°C. Die Messgenauigkeit beträgt  $\pm 1\%$  des abgelesenen Wertes. Aufgrund von Schwierigkeiten mit der Datenerfassung in Kombination mit den FD-Sonden, die im nächsten Abschnitt ausführlich beschrieben sind, wurden Temperatursensoren–Einstichtemperturfühler (ET) – der Fa. UIT verwendet. Die gemessene Spannung der ET's beträgt 2004,4mV bei 0°C und hat eine Änderung der Spannung von ca. 7,7 mV je 1°C Temperaturänderung. Der Messbereich beträgt -30°C – + 80°C. Die Thermosensoren haben einen Durchmesser von 3mm.

#### b) Bodenfeuchte-Sensoren (FD - Sonden), Art Theta-Sonden Typ ML2

Die Dielektrizitätskonstante von Wasser hat einen Wert von  $\epsilon_r = 81$ , jene von Boden nur  $\epsilon_r < 5$ . In Abhängigkeit von  $\theta$  können durch spezielle Sonden in einem Luft - Wasser - Bodengemisch

in der direkten Kontaktzone der Sondenstäbe zutreffende Aussagen zum Wassergehalt des Bodens hergeleitet werden.

Kapazitive Feuchtemeßsysteme, wie das verwendete Frequency Domain (FD) – Meßsystem, enthalten einen Oszillator, der eine elektromagnetische Welle mit einer Signalfrequenz von 100 MHz anregt. Das Verhältnis zwischen dieser Welle und der Frequenz, die sich in Abhängigkeit der Impedanz (Scheinwiderstand) der Wellenleiter einstellt, bestimmt den Wassergehalt, v. Wilpert et al. (1997). Die Sondengeometrie ist durch drei Wellenleiter (Schirm) bestimmt, die im Abstand von 13,3 mm konzentrisch um einen zentralen Sondenstab (Signal) angeordnet sind. Die Abbildung 5.2.2- 1 zeigt die Skizze einer FD - Sonde. Die Messgenauigkeit für die Beziehung Dielektrizitätskonstante und Bodenfeuchte beträgt etwa  $\pm 5$  Vol%. Die Genauigkeit nimmt ab, wenn der Wassergehalt des Bodens  $> 0,5 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  wird. Daher sind die Sonden nur für einen Wassergehaltsbereich  $< 0,5 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  anzuwenden.



**Abbildung 5.2.2- 1.** Skizze eines Bodenfeuchte-Sensors - Typ ML2, nach AT Delta-T Devices Ltd, User manual ML2-UM-1 (1998)

### 5.2.3 Probevorbereitung

Die Bodenmischung wird in einem Zwangsmischer zubereitet. Das pulverförmige Bodenmaterial wird chargenweise eingefüllt, reines Wasser mit Hilfe einer Sprühflasche mit sehr feinem Wasserstrahl zugegeben und gleichzeitig gut durchmischt. Nach einer Ruhepause wird das Probematerial mit Hilfe eines Mixers zerkleinert, um die Bodenpartikeln so klein wie möglich zu bekommen und damit keine Krümelstruktur entsteht. Anschließend wird der Wassergehalt mit der Ofentrocknung ermittelt und das Bodenmaterial in dieser Zeit (ca. 24 Std.) in Ruhe gelassen. Falls eine Korrektur des Wassergehaltes notwendig ist, werden die o. g.

Vorgänge wiederholt. Die Probenkörper werden dann lagenweise zu je ca. 4cm in dem Versuchszylinder, siehe 5.2.2-1, dynamisch so verdichtet, dass die gewünschte Porenzahl erreicht ist. Der Einbauwassergehalt wird während des Einbaues aus jeder eingebauten Schicht genau ermittelt. Bei den Schrumpfversuchen, Kapitel 5.3, werden die Probenkörper in einem Oedometerring statisch verdichtet.

Nach der Verdichtung wird die Probe ca. 24 Stunden stehen gelassen. Während der Ruhezeit soll sich ein homogener Wassergehalt in der Probe einstellen.

## 5.2.4 Experimentelle Ermittlung der Feuchte -Transportkenngröße $D_\theta$

### 5.2.4.1 Verwendete Funktion

Die Gl. (3.2- 5) stellt die verwendete Funktion für den isothermischen Zustand dar. Unter Berücksichtigung von Einflussparametern lässt sich die Gl. (3.2- 5) durch:

$$q = -D_\theta \frac{d\theta}{dx} = f(\theta, e_0, T) \quad (5.2.4- 1)$$

ausdrücken.

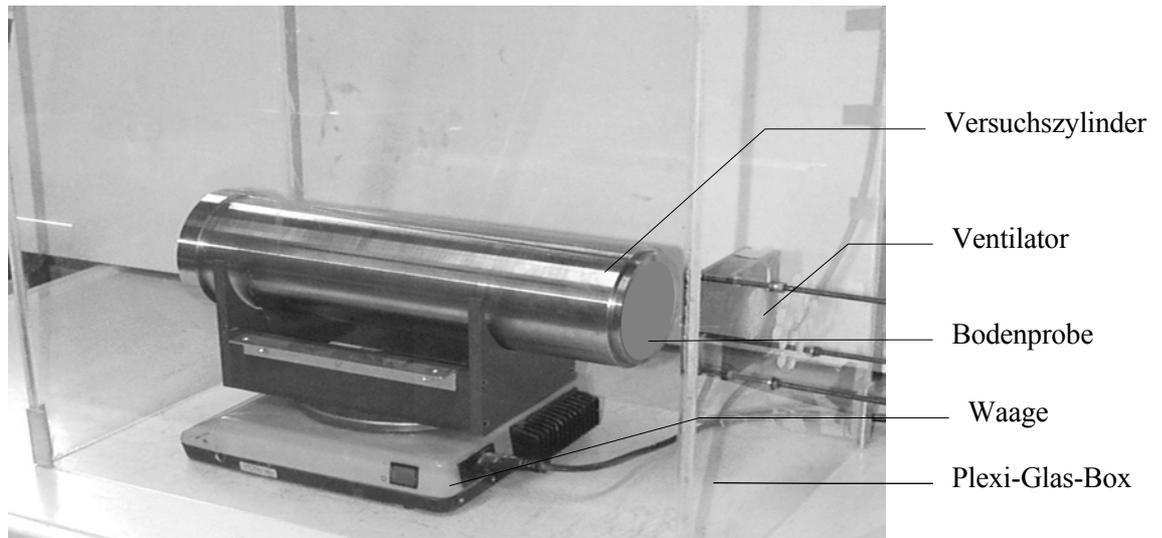
### 5.2.4.2 Versuchsdurchführung

#### Prinzip

Horizontale Bodenproben werden unter isothermischen Versuchsbedingungen einer einseitigen freien Verdunstung ausgesetzt. Fluss und Verteilung des volumetrischen Wassergehaltes entlang der Bodenprobe werden dabei ermittelt, Evgin & Svec (1988), Gardner & Miklich (1961).

#### Versuchsablauf

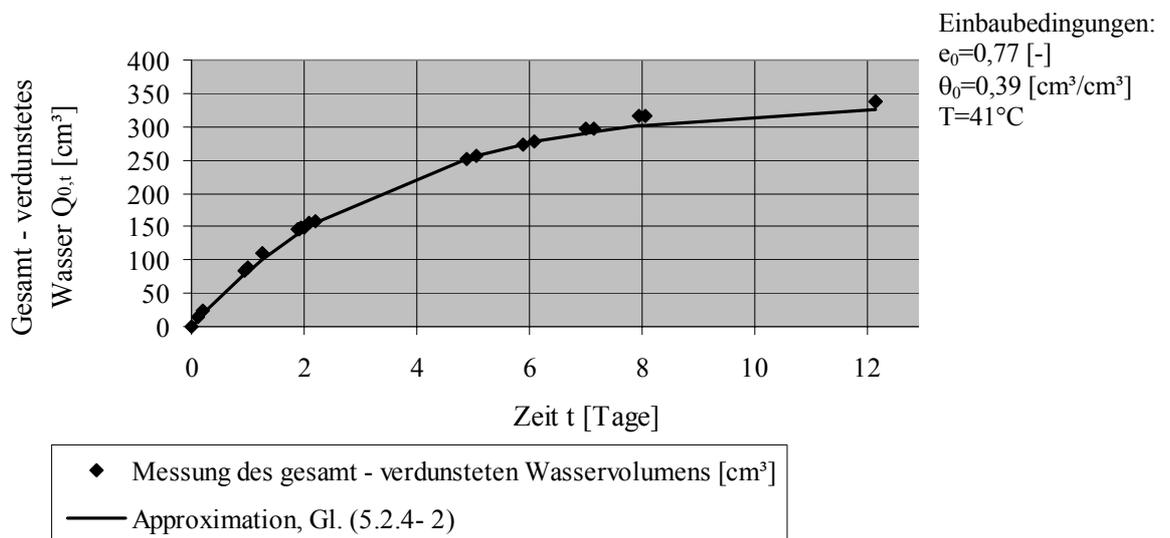
Der Versuchszylinder wird horizontal auf eine Waage gestellt. Durch einen Ventilator vor dem offenen Probenende wird die Verdunstung beschleunigt. Der Versuchszylinder wird in eine Plexi-Glas-Box gestellt, um Einflüsse auf die Probe durch Änderung der Raumtemperatur oder -feuchte zu minimieren. Abbildung 5.2.4- 1 zeigt den Versuchsstand.



**Abbildung 5.2.4- 1.** Versuchsstand zur Ermittlung der Feuchte – Transportkenngröße.

Bemerkung: Zur Erläuterung der Ermittlungsvorgänge der Feuchte – Transportkenngröße wird als Beispiel der Versuch Nr. Dq\_q1\_e1\_T herangezogen, der nachfolgend als  $D_0$  - Referenzversuch bezeichnet wird. Einbau- sowie Versuchsbedingungen sind in Tabelle 5.4 dargestellt.

Die verdunstete Wassermenge  $m_v$  wird mit Hilfe einer Waage bestimmt. Die Abbildung 5.2.4- 2 zeigt den zeitlichen Verlauf des aus der Bodenprobe gesamt verdunsteten Wasservolumens am offenen Ende ( $Q_{0,t}$ ).



**Abbildung 5.2.4- 2.** Gemessener und rechnerischer zeitlicher Verlauf des gesamt verdunsteten Wasservolumens aus dem offenen Ende der Bodenprobe beim  $D_0$  - Referenzversuch.

Die Messungen des Gesamtvolumens am offenen Ende der Bodenprobe sind durch eine exponentielle Funktion approximiert. Es gilt:

$$Q_{0,t} = Q_{0,te} \left( 1 - e^{-a_1 \cdot \frac{t}{te}} \right) \quad (5.2.4- 2)$$

$Q_{0,t}$  verdunstetes Wasservolumen aus dem offenen Ende der Probe zu einer Zeit  $t$  [cm<sup>3</sup>]

$Q_{0,te}$  ist  $Q_{0,t}$  am Ende des Versuches, d.h. zu der Zeit  $t=te$

$t$  Zeit [Tag] und

$a_1$  Approximationsparameter  $a_1=f(e_0, \theta_0, T)$  wird so gewählt dass das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  zwischen den Werten aus Gl. (5.2.4- 2) und denen aus den Messungen von  $R^2 \approx 1$  erreicht ist. Für den Referenzversuch gilt:  $a_1=3,64$ ;  $R^2=0,998$ .

Der Feuchtefluss am offenen Ende der Bodenprobe ergibt sich als:

$$q_{0,t} = \frac{1}{A} \frac{dQ_{0,t}}{dt} \approx \frac{1}{A} \frac{\Delta Q_{0,t}}{\Delta t} \quad (5.2.4- 3a)$$

$q_{0,t}$  Feuchtefluss in [m/sec]

A Querschnittsfläche der Bodenprobe.

Die aus den Messungen sowie aus Gl. (5.2.4- 3a) ermittelten Werte des Feuchteflusses sind in Abbildung 5.2.4- 3 dargestellt und mit Hilfe der Gleichung:

$$q_{0,t} = q_{0,0} \cdot e^{-a_2 \cdot \frac{t}{te}} \quad (5.2.4- 3b)$$

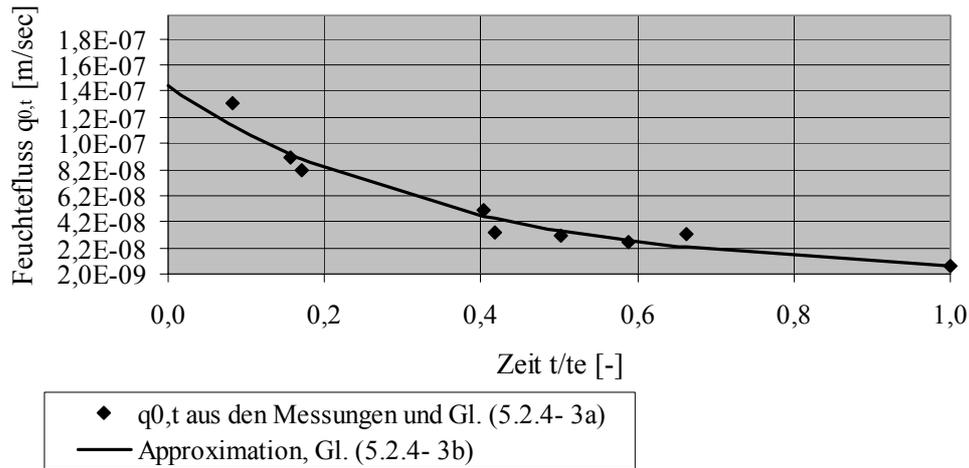
approximiert.

$q_{0,t}$  Feuchtefluss am offenen Ende der Probe zu einer Zeit  $t$  [m/sec]

$q_{0,0}$  ist  $q_{0,t}$  am Versuchsbeginn, wobei  $q_{0,0}=f(e_0, \theta_0, T)$  ist.

$a_2$  Approximationsparameter  $a_2=f(e_0, \theta_0, T)$ . Dieser Parameter wird mit  $q_{0,0}$  so gewählt, dass der größtmögliche Bestimmtheitsmaß  $R^2$  zwischen den Werten aus Gl. (5.2.4- 3b) und denen aus den Messungen und Gl. (5.2.4- 3a) erreicht ist. Für den Referenzversuch gilt:

$$q_{0,0} = 1,46 \cdot 10^{-7} \text{ m/sec; } a_2=-2,84 \text{ und } R^2=0,95.$$



**Abbildung 5.2.4- 3.** Zeitlicher Verlauf des Feuchteflusses am offenen Ende der Bodenprobe beim  $D_0$  - Referenzversuch.

### Probenausbau

Die Bodenprobe wird unmittelbar nach dem Ausbau in Scheiben geschnitten. Für jede Scheibe werden die Dichte und der gravimetrische Wassergehalt durch Ofentrocknung ermittelt. Dadurch lassen sich die volumetrischen Wassergehalte nach Gl. (3.1-8) entlang der Probenachse berechnen. Abbildung 5.2.4- 4 zeigt die Profile der vol. Wassergehalte im Ein- und Ausbauzustand.

#### 5.2.4.3 Versuchsauswertung

Die volumetrischen Wassergehalte im Ausbauzustand werden durch folgende Gleichung beschrieben:

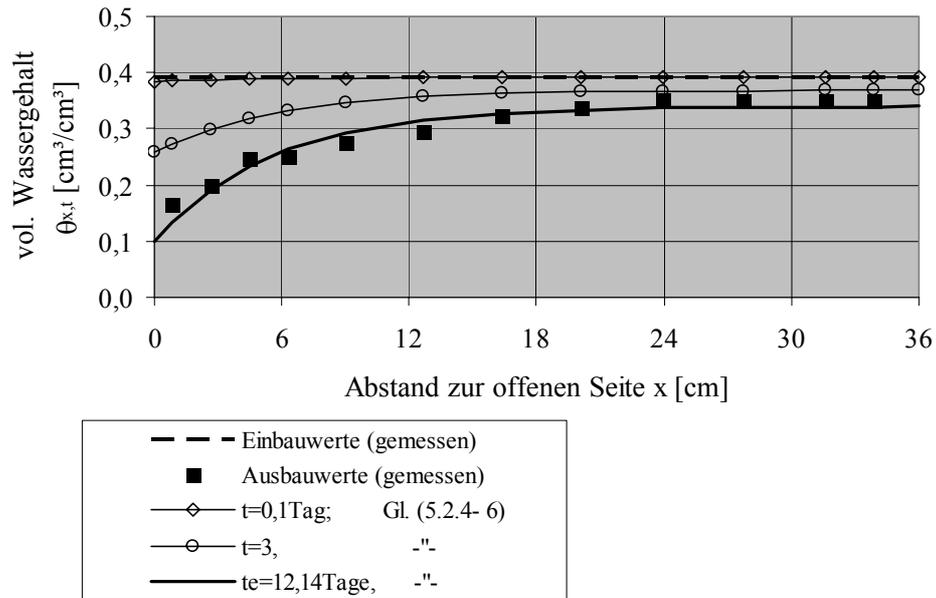
$$\theta_{x,te} = (\theta_{L,te} - \theta_{0,te}) \left(1 - e^{-\alpha x/L}\right) + \theta_{0,te} \quad (5.2.4- 4)$$

$\theta_{x,te}$  volumetrischer Wassergehalt am Ort x zum Zeitpunkt  $t = t_e$

$\theta_{L,te}$  volumetrischer Wassergehalt für  $x=L$  (geschlossenes Ende) zum Zeitpunkt  $t = t_e$

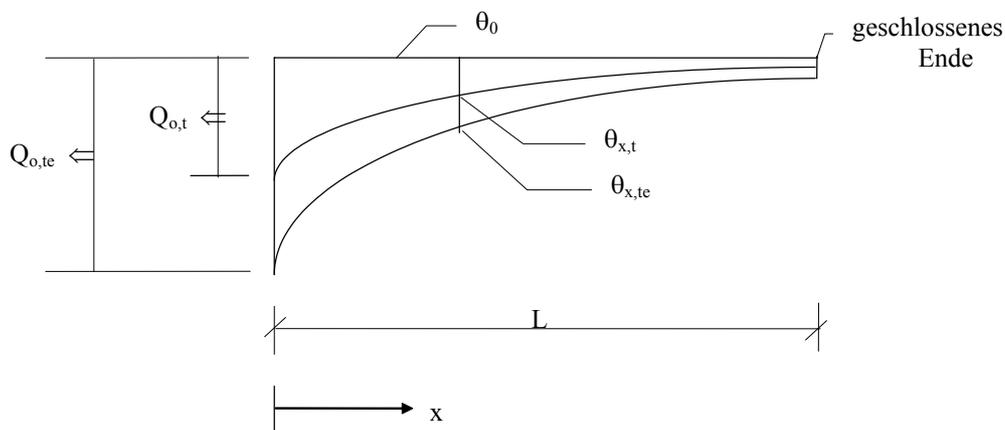
$\theta_{0,te}$  volumetrischer Wassergehalt für  $x=0$  (offenes Ende) zum Zeitpunkt  $t = t_e$

$\alpha$  Approximationsparameter  $\alpha=f(e_0, \theta_0, T)$  wird so gewählt, dass ein Bestimmtheitsmaß  $R^2$  zwischen den Werten aus Gl. (5.2.4- 4) und denen aus den Messungen  $R^2 \approx 1$  erreicht ist. Für den Referenzversuch gilt:  $\alpha=6,5$  und  $R^2=0,97$ .



**Abbildung 5.2.4- 4.** Aus  $D_\theta$  - Referenzversuch experimentell ermittelter sowie nach Gl. (5.2.4- 6) berechneter Verteilung des volumetrischen Wassergehaltes in der Bodenprobe.

Um die Verteilung des volumetrischen Wassergehaltes ( $\theta_{x,t}$ ) zu einer beliebigen Zeit  $t$  zu erhalten, wird folgende Skizze betrachtet:



#### Legende

- $\theta_0$ : volumetrischer Wassergehalt im Einbauzustand [cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>]  
 $Q_{0,t}$ : gesamt verdunstetes Wasservolumen am offenen Ende der Probe bis zu einer Zeit  $t$  [cm<sup>3</sup>]  
 $Q_{0,t_e}$ : gesamt verdunstetes Wasservolumen am offenen Ende der Probe bis zur Zeit  $t_e$  [cm<sup>3</sup>]

**Abbildung 5.2.4- 5.** Schematische Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Wassergehaltsprofile sowie des gesamt verdunsteten Wasservolumens aus der Probe.

Folgende Hypothese wird aufgestellt:

$$\frac{\theta_0 - \theta_{x,t}}{\theta_0 - \theta_{x,t_e}} = \frac{Q_{x,t}}{Q_{x,t_e}} = \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,t_e}} \quad (5.2.4- 5)$$

⇒

$$\theta_{x,t} = \theta_0 - \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,t_e}} \cdot (\theta_0 - \theta_{x,t_e}) \text{ und dies ergibt mit Gl. (5.2.4- 4):}$$

$$\theta_{x,t} = \theta_0 - \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,t_e}} \cdot \left( \theta_0 - \theta_{0,t_e} - (\theta_{L,t_e} - \theta_{0,t_e}) \cdot \left( 1 - e^{-\alpha x/L} \right) \right) \quad (5.2.4- 6)$$

Die Abbildung 5.2.4- 4 zeigt die nach Gl. (5.2.4- 6) berechneten volumetrischen Wassergehalte für verschiedene Zeiten. Für die Endzeit  $t_e$  stellt die Gl. (5.2.4- 6) eine gute Anpassung der Messergebnisse dar.

Der Feuchtegradient  $\frac{d\theta}{dx}$  ergibt sich aus der ersten Ableitung der Gl. (5.2.4- 6) nach x:

$$\frac{d\theta_{x,t}}{dx} = \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,t_e}} \cdot \frac{d\theta_{x,t_e}}{dx} \quad (5.2.4- 7)$$

wobei gilt:

$$\frac{d\theta_{x,t_e}}{dx} = (\theta_{L,t_e} - \theta_{0,t_e}) \cdot \frac{\alpha}{L} \cdot e^{-\alpha x/L} \quad (5.2.4-8)$$

Das gesamt verdunstete Wasservolumen innerhalb der Bodenprobe lässt sich nun in Anlehnung an die Skizze in Abbildung 5.2.4- 5 berechnen. Es gilt:

$$\begin{aligned} Q_{x,t_e} &= A \cdot \int_x^L (\theta_0 - \theta_{x,t_e}) dx \\ &= Q_{0,t_e} - A \cdot \left[ x \cdot (\theta_0 - \theta_{L,t_e}) + \frac{L}{\alpha} \cdot (\theta_{L,t_e} - \theta_{0,t_e}) \cdot \left( 1 - e^{-\alpha x/L} \right) \right] \end{aligned} \quad (5.2.4- 9)$$

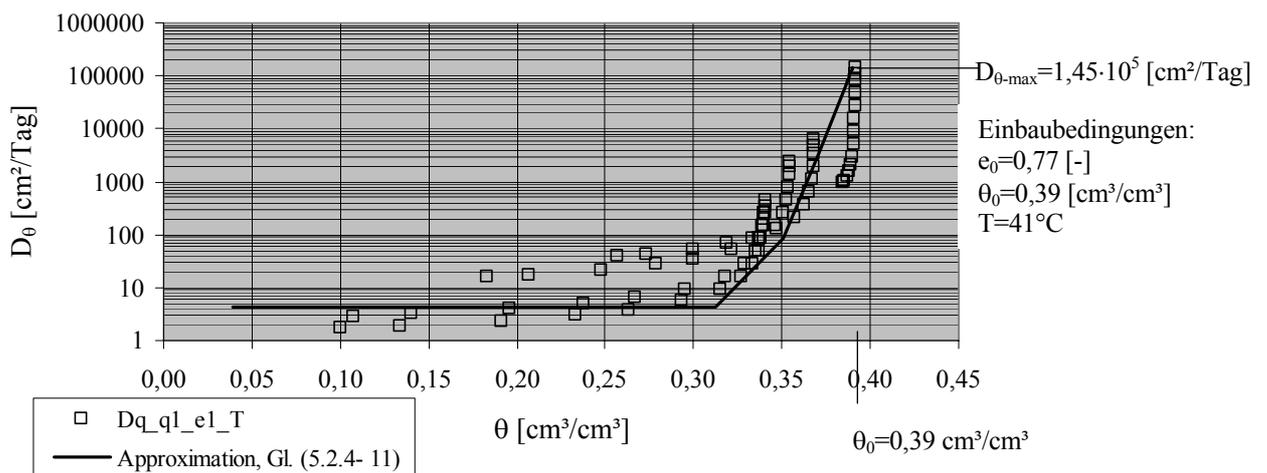
Mit Gl. (5.2.4- 5) erhalten wir dann:

$$Q_{x,t} = \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,te}} \cdot Q_{x,te}$$

Der Feuchtefluss  $q_{x,t}$  an jeder Stelle  $x$  in der Bodenprobe ergibt sich mit Hilfe von  $Q_{x,t}$  als:

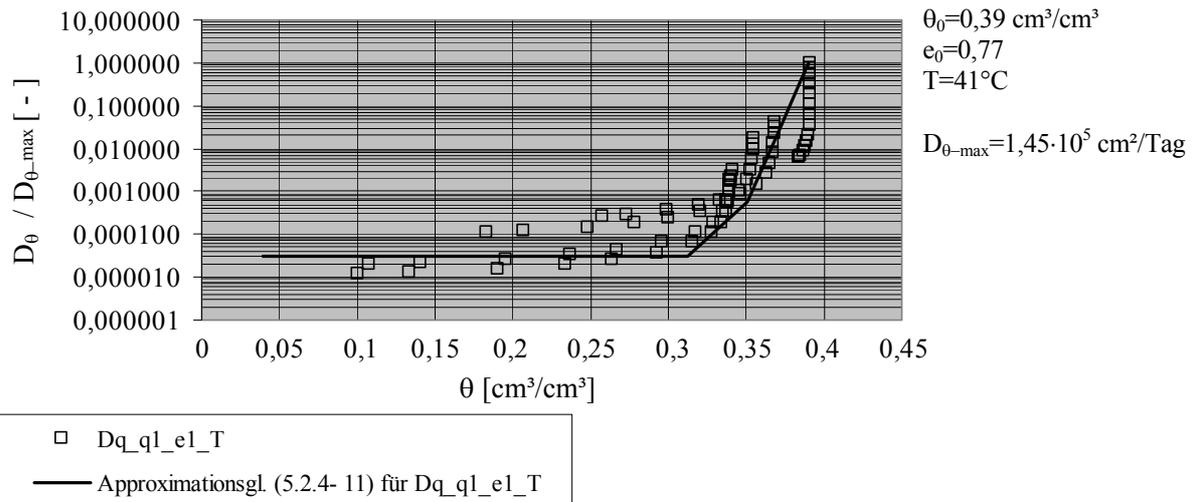
$$q_{x,t} = \frac{1}{A} \frac{dQ_{x,t}}{dt} = \frac{Q_{x,te}}{Q_{0,te}} \cdot q_{0,t} \quad (5.2.4-10)$$

Einsetzen der Gleichungen (5.2.4- 7) und (5.2.4- 10) in die Gl. (5.2.4- 1) ergibt die rechnerische Feuchte – Transportkenngröße  $D_\theta$  in Abhängigkeit von  $\theta$ . Abbildung 5.2.4- 6 zeigt die Ergebnisse.



**Abbildung 5.2.4- 6.** Darstellung der Ergebnisse des  $D_\theta$  - Referenzversuches,  $D_\theta$  - Werte in Abhängigkeit des vol. Wassergehaltes  $\theta$ .

Eine Normierung der  $D_\theta$  - Werte auf  $D_{\theta-\max}$  wird durchgeführt, wobei  $D_{\theta-\max}$  der zu Versuchsbeginn vorhandene Größtwert von  $D_\theta$  ist. Abbildung 5.2.4- 7 zeigt Ergebnisse der Normierung.



**Abbildung 5.2.4-7.** Die auf  $D_{\theta-\max}$  normierten  $D_{\theta}$  - Werte in Abhängigkeit des vol. Wassergehaltes  $\theta$ , Ergebnisse des  $D_{\theta}$  - Referenzversuches.

Der  $D_{\theta}/D_{\theta-\max} - \theta$  - Zusammenhang zeigt eine Zunahme der Feuchte – Transportkenngröße bei einer Zunahme des Wassergehaltes.

#### 5.2.4.4 Einflussparameter auf die $D_{\theta} - \theta$ – Beziehung

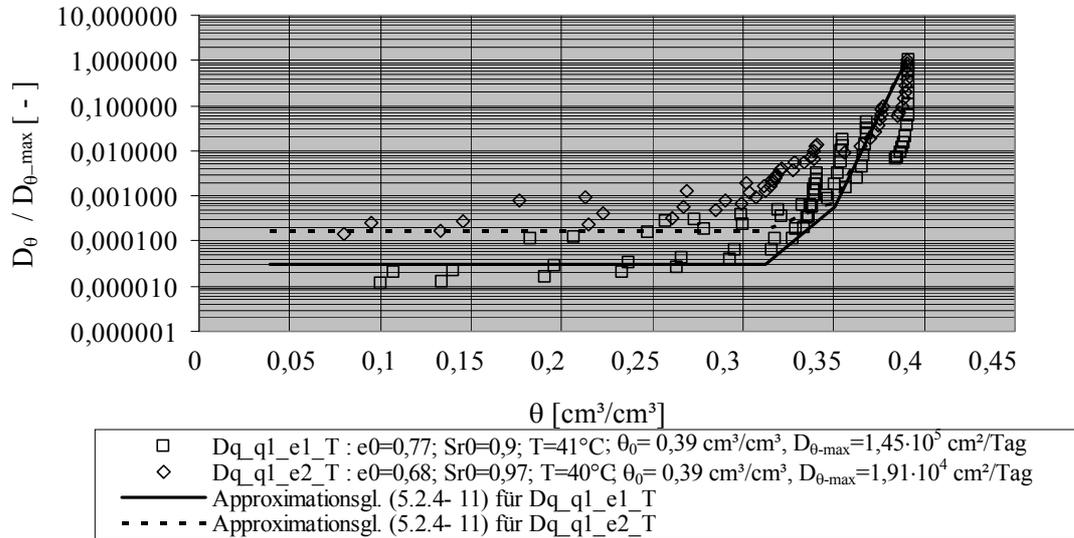
Der Einfluss von Porenzahl, Außentemperatur sowie Einbauwassergehalt wurde anhand der in Tabelle 5.4 aufgeführten Versuche untersucht.

**Tabelle 5.4.** Daten der durchgeführten  $D_{\theta}$  - Versuche.

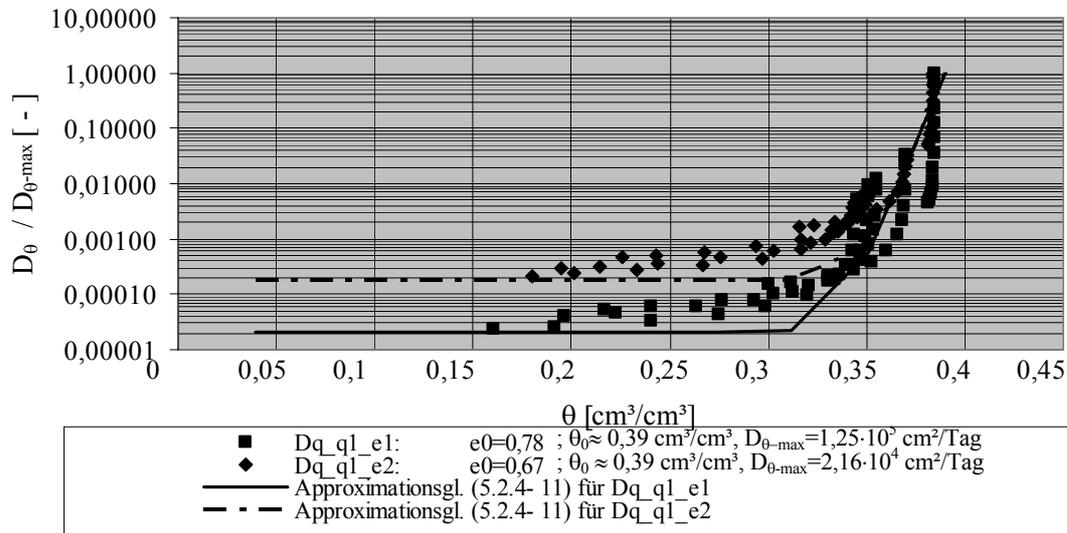
Labor - Nr.	korr. Versuchs- Nr.	Wasser- gehalt w [%]	Trocken- dichte $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	vol. Wassergehalt $\theta_0$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	Porenzahl $e_0$ [-]	$Sr_0$ [-]	Temperatur T [°C]	Versuchs- zeit te [Tage]
$D_{\theta\_01\_e2}$	$D_{q\_q1\_e2}$	24,25	1,59	0,38	0,67	0,96	20,0	19,08
$D_{\theta\_01\_e2\_T}$	$D_{q\_q1\_e2\_T}$	24,87	1,58	0,39	0,68	0,97	40,0	13,11
$D_{\theta\_01\_e1}$	$D_{q\_q1\_e1}$	25,90	1,49	0,39	0,78	0,88	20,0	15,98
$D_{\theta\_01\_e1\_T}$	$D_{q\_q1\_e1\_T}$	26,32	1,49	0,39	0,77	0,90	41,1	12,14
$D_{\theta\_02\_e1}$	$D_{q\_q2\_e1}$	16,30	1,51	0,25	0,76	0,57	24,6	19,83
$D_{\theta\_02\_e1\_T}$	$D_{q\_q2\_e1\_T}$	16,58	1,50	0,25	0,77	0,57	37,9	10,12
$D_{\theta\_02\_e2\_T}$	$D_{q\_q2\_e2\_T}$	16,52	1,57	0,26	0,68	0,64	43,2	12,85

### 5.2.4.4.1 Einfluss der Porenzahl

Wie Tabelle 5.4 zeigt, wurden zwei unterschiedliche Porenzahlen berücksichtigt:  $e_1 \approx 0,78$  und  $e_2 \approx 0,68$ . Die Abbildungen 5.2.4- 8 und 5.2.4- 9 zeigen die Versuchsergebnisse für die genannten Porenzahlen.



**Abbildung 5.2.4- 8.** Vergleich von zwei  $D_0$  - Versuchen mit unterschiedlichen  $e$  - Werten,  $\theta_0 = \text{const.}$ ,  $T_{\text{Mittel}} = 40,5^\circ\text{C}$ .



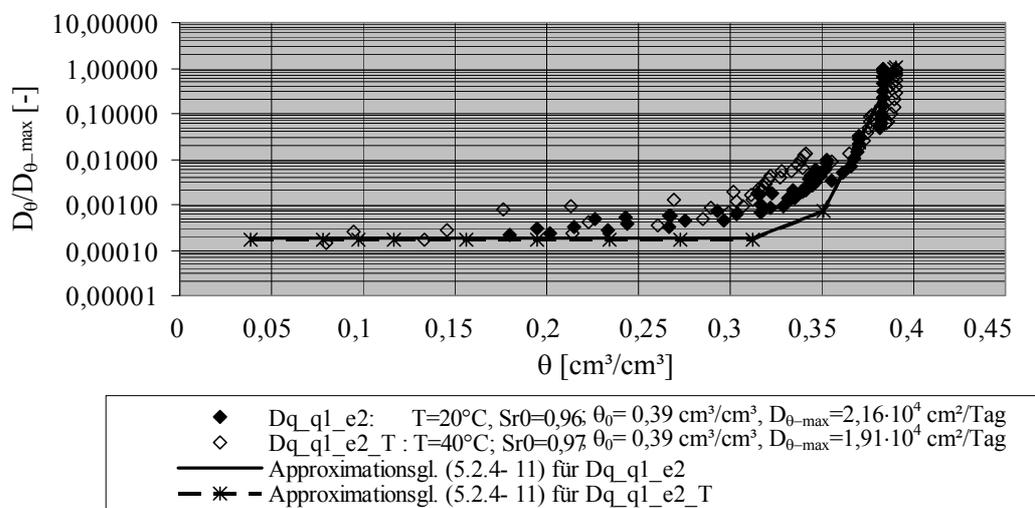
**Abbildung 5.2.4- 9.** Vergleich von zwei  $D_0$  - Versuchen mit unterschiedlichen  $e$  - Werten,  $\theta_0 = \text{const.}$ ,  $T = \text{ca. } 20^\circ\text{C}$ .

Versuche mit der Einbauporenzahl  $e_0 \approx 0,78$  haben im Vergleich zu den Versuchen mit kleinerer

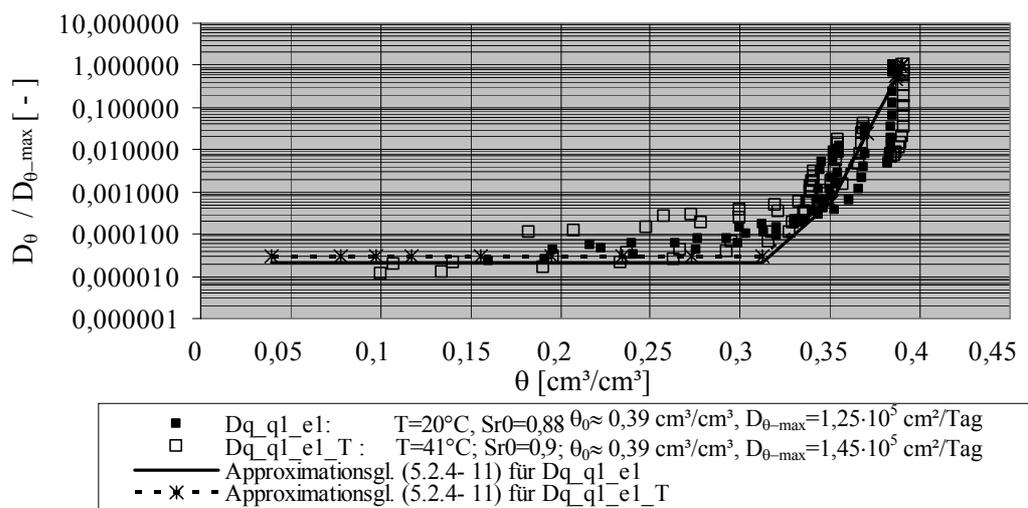
Einbauporenzahl größere  $D_{\theta\text{-max}}$ -Werte beim gleichen Einbauwassergehalt sowie größere Abnahme der  $D_{\theta}/D_{\theta\text{-max}}$  - Werte bei einer Abnahme des Wassergehaltes ergeben, siehe Abbildungen 5.2.4- 8 und 5.2.4- 9.

#### 5.2.4.4.2 Einfluss der Temperatur

Der Einfluss von zwei unterschiedlichen Temperaturen wurde untersucht:  $T_1 \approx 20^\circ\text{C}$  und  $T_2 \approx 40^\circ\text{C}$ . Die Abbildungen 5.2.4- 10 und 5.2.4- 11 zeigen Versuchsergebnisse für die genannten Temperaturen.



**Abbildung 5.2.4- 10.** Vergleich von zwei Versuchen mit unterschiedlichen Temperaturen,  $\theta_0=\text{const.}$ ;  $e_2 \approx 0,68$ .



**Abbildung 5.2.4- 11.** Vergleich von zwei Versuchen mit unterschiedlichen Temperaturen,  $\theta_0=\text{const.}$ ;  $e_1 \approx 0,78$ .

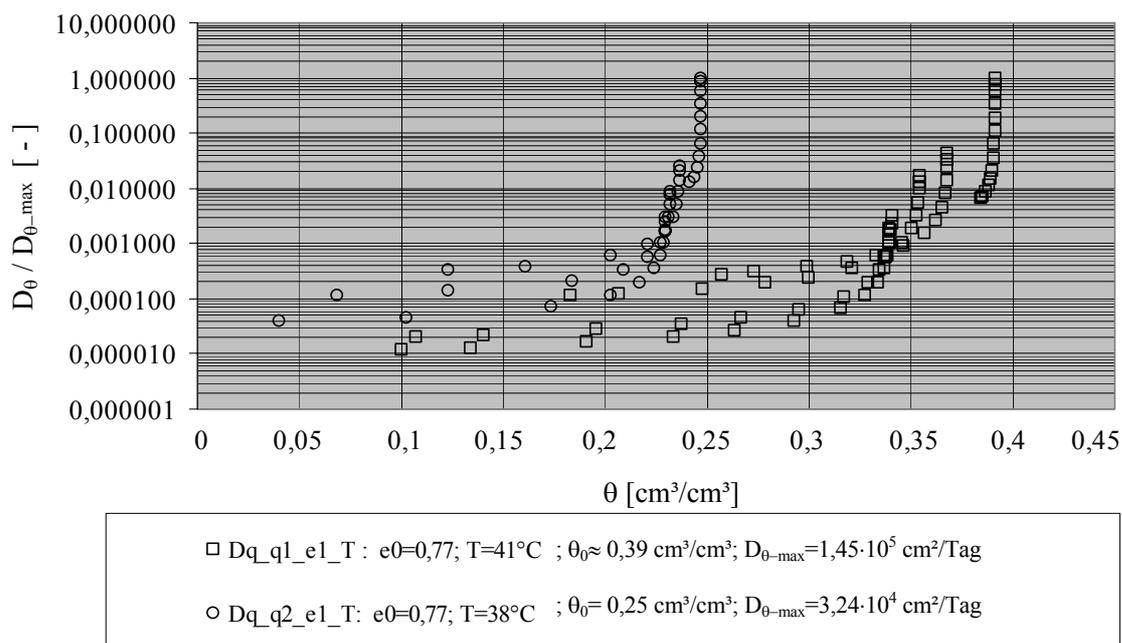
Versuche mit einer Temperatur von  $T \approx 40^\circ\text{C}$  ergaben im Vergleich zu den Versuchen mit  $20^\circ\text{C}$  größere  $D_\theta/D_{\theta-\max}$ -Werte und etwa den gleichen  $D_{\theta-\max}$ -Wert bei Proben mit einer Anfangsporenzahl  $e_0 \approx 0,68$  sowie einen etwas höheren  $D_{\theta-\max}$ -Wert bei Proben mit  $e_0 \approx 0,78$ . Dieses Verhalten deutet auf ein schnelleres Austrocknen hin, das mit der Abminderung der Wasserzähigkeit bei höheren Temperaturen begründet sein kann.

#### 5.2.4.4.3 Einfluss des Einbauwassergehaltes

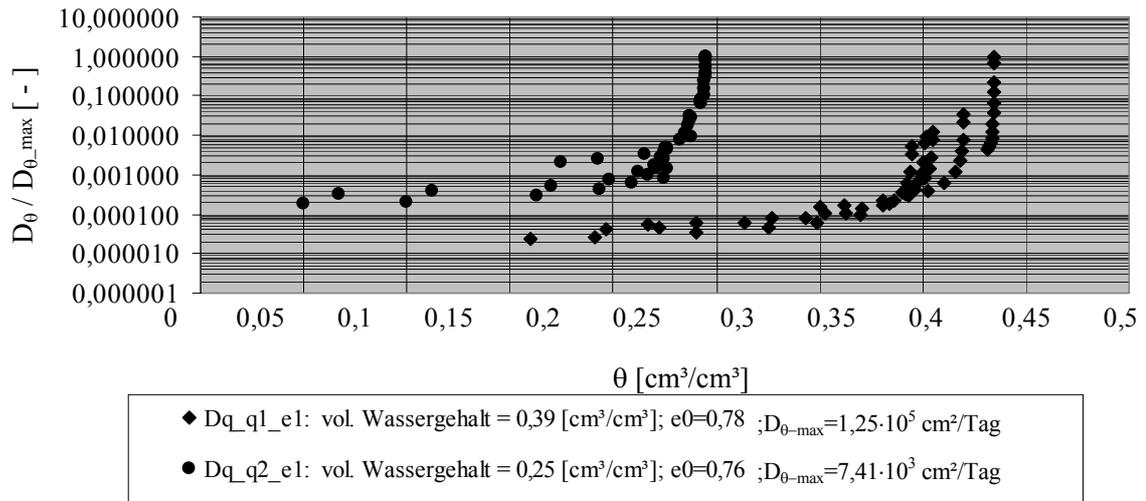
Der Einfluss von zwei unterschiedlichen Einbauwassergehalten wurde untersucht:

$$\theta_1 \approx 0,25 \text{ und } \theta_2 \approx 0,39 \text{ [cm}^3/\text{cm}^3\text{]}$$

Die Abbildungen 5.2.4- 12 und 5.2.4- 13 zeigen Versuchsergebnisse für die genannten vol. Wassergehalte.



**Abbildung 5.2.4- 12.** Vergleich von zwei Versuchen mit unterschiedlichen volumetrischen Einbauwassergehalten,  $e=0,77$  und  $T_{\text{Mittel}}=39,5^\circ\text{C}$ .

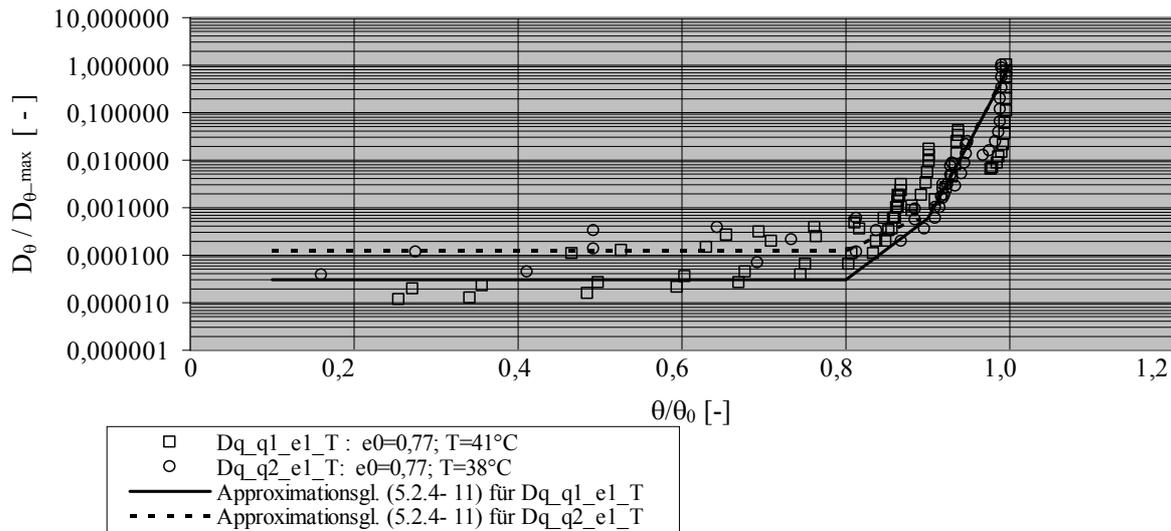


**Abbildung 5.2.4- 13.** Vergleich von zwei Versuchen mit unterschiedlichen volumetrischen Einbauwassergehalten,  $e_{\text{Mittel}}=0,77$  und  $T_{\text{Mittel}}=22,3^{\circ}\text{C}$ .

Die Abbildungen 5.2.4- 12 und 5.2.4- 13 zeigen, dass die mit niedrigerem Wassergehalt eingebauten Proben nach einem anfänglich steileren Verlauf der  $D_{\theta}/D_{\theta-\text{max}}$  -  $\theta$  - Beziehung den Verlauf der Proben verfolgen, deren Einbauwassergehalt hoch war. Zur Entwicklung einer einheitlichen Beziehung empfiehlt sich daher eine Normierung der  $D_{\theta}/D_{\theta-\text{max}}$  -  $\theta$  - Beziehung auf den vol. Wassergehalt vorzunehmen.

#### 5.2.4.5 Normierung und Approximation der $D_{\theta} - \theta$ - Beziehung

Die Abbildung 5.2.4- 14 zeigt beispielhaft die in der Abbildung 5.2.4- 12 dargestellten Versuchsergebnisse nach ihrer Normierung auf  $\theta_0$  sowie die Approximationskurve nach Gl. (5.2.4- 11).



**Abbildung 5.2.4- 14.** Die auf  $\theta_0$  und  $D_{\theta\text{-max}}$  normierten Versuchsergebnisse aus der Abbildung 5.2.4- 12 sowie die Approximationskurve nach Gl. (5.2.4- 11).

Nach der Normierung werden die Messdaten durch eine einheitliche Anpassungskurve approximiert. Folgende Gleichung wird verwendet:

$$\frac{D_{\theta}}{D_{\theta\text{-max}}} = \left( \frac{D_{\theta}}{D_{\theta\text{-max}}} \right)_{\min} + \beta_1 \cdot e^{\beta_2 \cdot (\theta/\theta_0 - 0,99)} \quad (5.2.4- 11)$$

In der Gleichung sind:

$$\left( \frac{D_{\theta}}{D_{\theta\text{-max}}} \right)_{\min} = 3 \cdot 10^{-5} \cdot e^{4 \cdot \left(1 - \frac{\theta_0}{0,39}\right)} \cdot e^{10,8 \cdot \left(1 - \frac{e_0}{0,77}\right)} \cdot e^{0,8 \cdot \left(\frac{T}{T_R} - 1\right)} \quad e_0 \geq 0,5$$

$\beta_1$  und  $\beta_2$  Anpassungsparameter mit den Werten:  $\beta_1 = 0,475$ ,  $\beta_2 = 75$ ,  $T_R$  Bezugstemperatur aus dem Referenzversuch:  $T_R = 41^\circ\text{C}$ .

Für  $D_{\theta\text{-max}}$  gilt:

$$D_{\theta\text{-max}} = 1,69 \cdot 10^5 \cdot (4,76 \cdot \theta_0 - 1) \cdot e^{-14,0 \cdot \left(1 - \frac{e_0}{0,77}\right)} \cdot e^{0,2 \cdot \left(\frac{T}{T_R} - 1\right)} \quad \theta_0 \geq 0,215 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

Für den Referenzversuch mit den Einbaubedingungen:  $\theta_0 = 0,39 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ ,  $e_0 = 0,77$  und  $T = T_R = 41^\circ\text{C}$  sind:

$$\left( \frac{D_{\theta}}{D_{\theta\text{-max}}} \right)_{\min} = 3 \cdot 10^{-5} \quad \text{und} \quad D_{\theta\text{-max}} = 1,45 \cdot 10^5 \text{ cm}^2/\text{Tag}.$$

## 5.2.5 Experimentelle Ermittlung der thermischen Transportkenngröße $D_T$

### 5.2.5.1 Grundlagen

Wie in Kapitel 3.2.3.2 erwähnt, gilt für den Fall einer horizontalen Fließrichtung unter dem Einfluss von Feuchte- und Temperaturgradienten die Gleichung (3.2- 4), die für geschlossene Systeme und im Gleichgewichtszustand angegeben ist.

Die thermische Transportkenngröße  $D_T$  in Gleichung (3.2- 4) ist experimentell ermittelt, wobei ein Gleichgewichtszustand als erreicht gilt, wenn sich in der Bodenprobe keine Änderung des Wassergehaltes oder der Temperatur mehr ergibt.

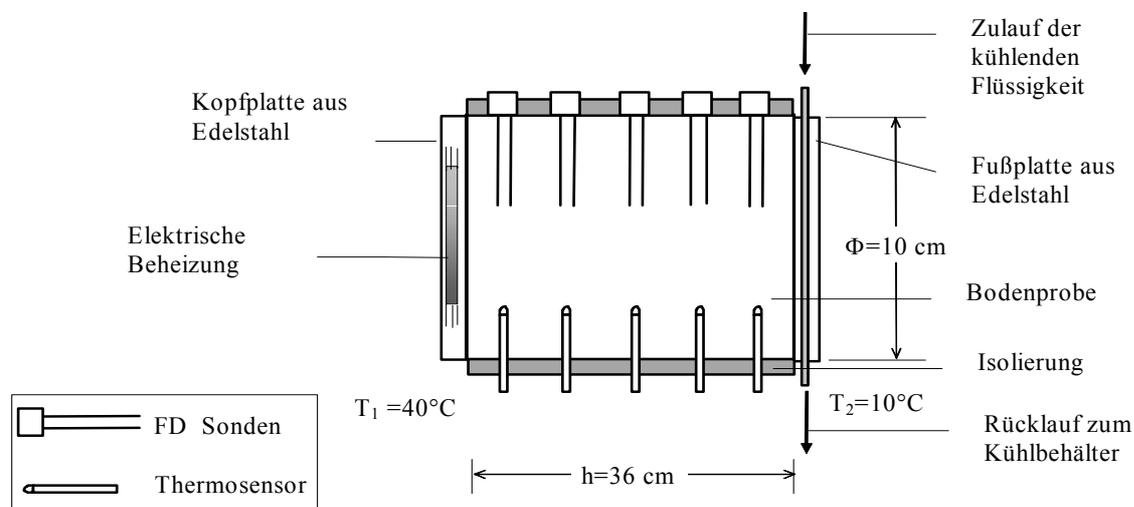
### 5.2.5.2 Versuchsdurchführung

#### Prinzip

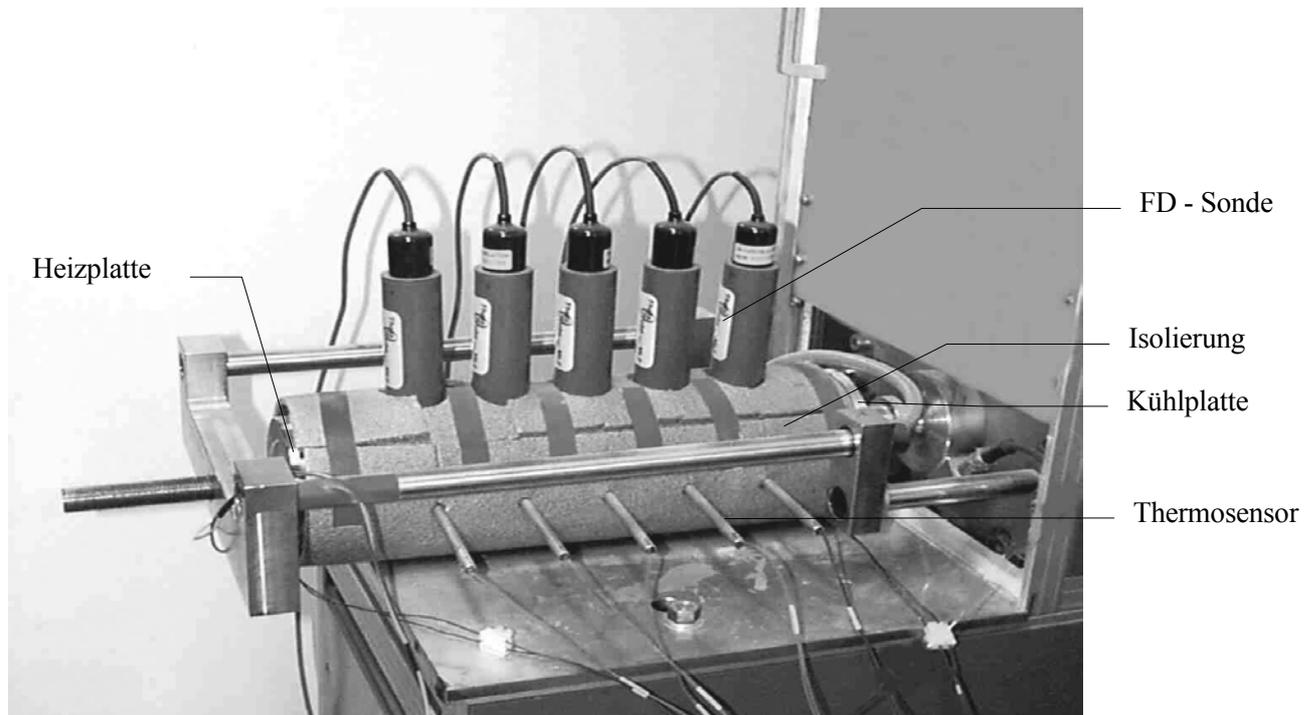
Die sich in einem geschlossenen System befindliche, horizontal orientierte Bodenprobe wird einem Temperaturgradienten ausgesetzt. Volumetrische Wassergehalte und Temperaturen werden während des Versuchs mittels eines Sets von Bodenfeuchtesensoren und Thermosensoren an mehreren Punkten der Bodenprobe gemessen.

#### Versuchsablauf

Der Versuchszylinder wird isoliert und horizontal auf einen Probehalter gestellt. Der Temperaturgradient wird dann angelegt. Abbildung 5.2.5- 1 zeigt eine schematische Darstellung des Versuchszylinders und Abbildung 5.2.5- 2 zeigt eine Fotografie des Versuchstandes.



**Abbildung 5.2.5- 1.** Schematische Darstellung des Versuchszylinders.



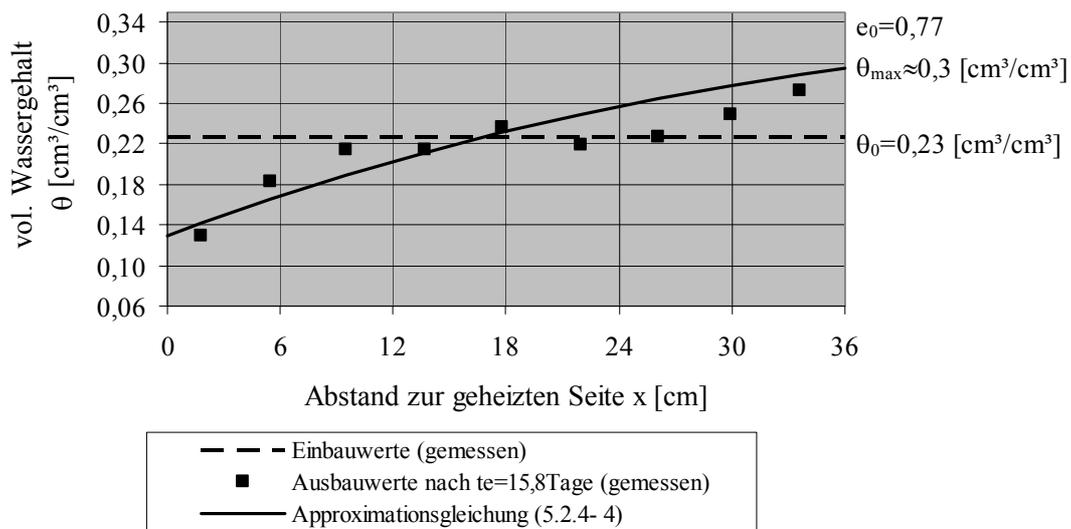
**Abbildung 5.2.5- 2.** Versuchsanordnung zur Ermittlung der thermischen Transportkenngröße  $D_T$ .

Während der Versuche wurden der Wassergehalt und die Temperatur gemessen. Die mit Hilfe der FD-Sonden gemessenen volumetrischen Wassergehalte wurden für die Versuchsauswertung nur zu Kontrollzwecken herangezogen, da die Ergebnisse stark streuten. Die FD-Sonden konnten trotzdem zur Kontrolle des Gleichgewichtszustandes verwendet werden. Für die Versuchsauswertung werden hingegen die Werte berücksichtigt, die beim Einbau bzw. nach Ausbau der Proben durch Ofentrocknung ermittelt wurden. Abbildung 5.2.5- 3 zeigt die mit Ofentrocknung ermittelten Wassergehalte im Ein- und Ausbauzustand eines  $D_T$  - Referenzversuches.

#### Bemerkung

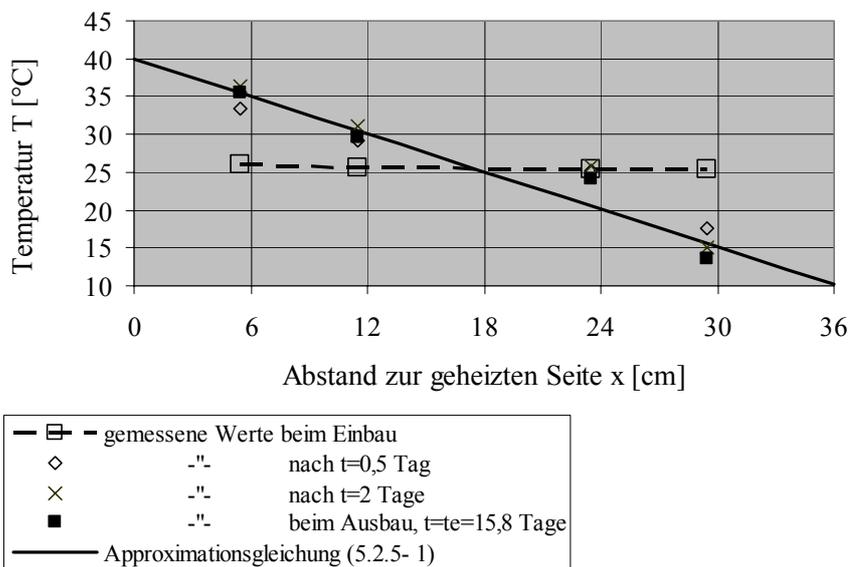
Zur Erläuterung der Ermittlungsvorgänge der thermischen Transportkenngröße wird als Beispiel der Versuch Nr. DT\_e1\_q2 herangezogen, der nachfolgend als  $D_T$  - Referenzversuch bezeichnet wird. Einbau- sowie Versuchsbedingungen sind in Tabelle 5.5 dargestellt.

Die Temperatur konnte in der Bodenprobe mit Hilfe der angesetzten Thermoelemente schnell und zuverlässig gemessen werden. Die Endwerte wurden im Schnitt nach ca. 1 bis 2 Tage erreicht, Abbildung 5.2.5- 4 zeigt Temperaturmessungen während des  $D_T$  - Referenzversuches.



**Abbildung 5.2.5- 3.** Aus dem  $D_T$  – Referenzversuch experimentell ermittelte, sowie nach Gl. (5.2.4- 4) berechnete volumetrische Wassergehalte in der Bodenprobe im Ein- und Ausbauzustand.

Es ist ersichtlich, dass der Feuchtetransport infolge des Temperaturgradienten einen Feuchteverlust auf der geheizten und einen Feuchtezuwachs auf der kalten Seite verursacht, wobei sich die Feuchte in der Nähe der geheizten Seite stärker verändert hat.



**Abbildung 5.2.5- 4.** Ergebnisse der Temperaturmessungen zu verschiedenen Zeiten an 4 Punkten der Bodenprobe während des  $D_T$  – Referenzversuches sowie berechnete Temperaturwerte im Endzustand nach der Approximationsgleichung (5.2.5- 1).

Anhand der Abbildung 5.2.5- 4 ist zu sehen, dass sich die Endwerte bereits nach 2 Tagen eingestellt haben.

### 5.2.5.3 Versuchsauswertung

Die volumetrischen Wassergehalte im Ausbaurzustand ( $\theta_{x,te}$ ) sind durch die Gl. (5.2.4- 4) angepasst . Die Abbildung 5.2.5- 3 zeigt die Approximation, die eine gute Anpassung der Messergebnisse darstellt.

Die erste Ableitung der Gl. (5.2.4- 4) nach x gibt den Feuchtegradienten  $\frac{d\theta_{x,te}}{dx}$ , wie Gl. (5.2.4- 8) zeigt.

Die Temperaturverteilung im Ausbaurzustand lässt sich anhand der Messwerte durch eine Gerade darstellen, siehe Abbildung 5.2.5- 4. Als Approximationsgleichung erhält man:

$$T_{x,te} = T_{0,te} + a_T \cdot x \quad (5.2.5- 1)$$

$T_{0,te}$  Temperatur an der geheizten Seite der Bodenprobe,  $T_{0,te} = 40$  [°C]

$a_T$  Neigung der Approximationsgeraden. Es gilt:  $a_T = - 0,82$  [°C/cm]

x Entfernung zur geheizten Seite in [cm].

Der Temperaturgradient für den Referenzversuch ist:

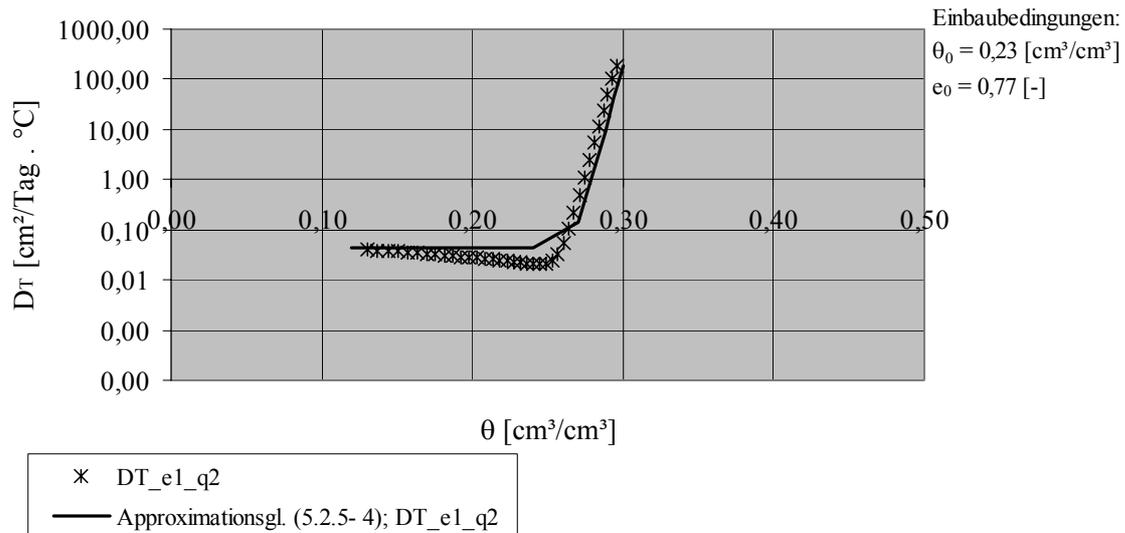
$$\frac{dT_{x,te}}{dx} = -0,82 \quad (5.2.5- 2)$$

Einsetzen der Gl. (5.2.5- 2) und Gl. (5.2.4- 8) in die Gl. (3.2- 4) ergibt die Werte der thermischen Transportkenngröße  $D_T$  zu:

$$D_T = -D_\theta \cdot \left( \frac{d\theta_{x,te}}{dx} / \frac{dT_{x,te}}{dx} \right) \quad (5.2.5- 3)$$

Die Werte der Feuchte - Transportkenngröße  $D_\theta$  wurden nach Gl. (5.2.4- 11) berechnet.

Abbildung 5.2.5- 5 zeigt die nach Gl. (5.2.5- 3) berechneten  $D_T$  - Werte in Abhängigkeit des vol. Wassergehaltes.



**Abbildung 5.2.5- 5.** Darstellung der  $D_T$  - Werte für den  $D_T$  - Referenzversuch in Abhängigkeit des vol. Wassergehaltes.

Bis zu einem Wassergehalt  $\theta \leq 0,24$  sind die aus Messungen hergeleiteten  $D_T$ -Werte nahezu konstant. Für größere  $\theta$ -Werte nimmt  $D_T$  exponentiell zu.

#### 5.2.5.4 Einflussparameter auf die $D_T - \theta -$ Beziehung

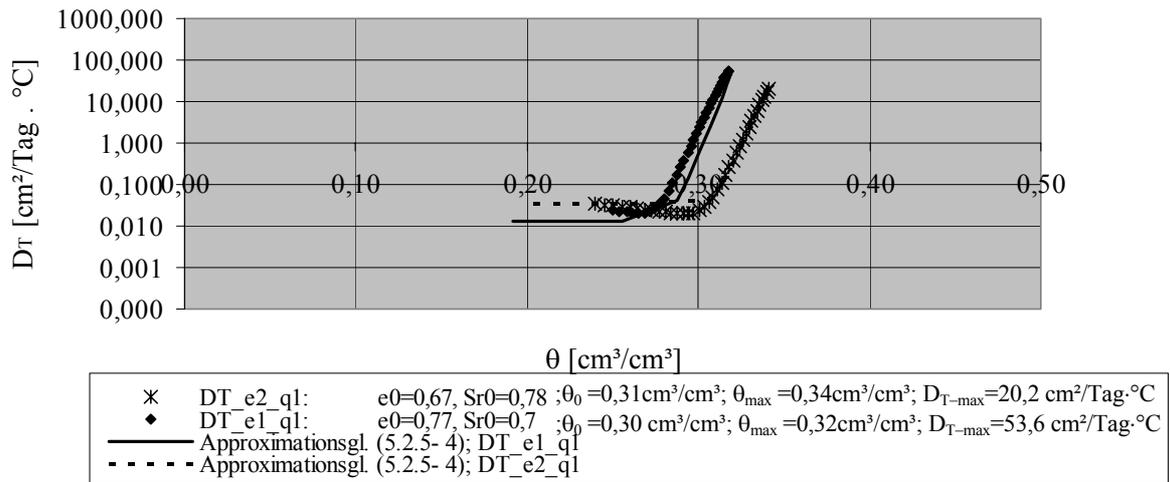
Folgende Tabelle zeigt die Versuchsbedingungen der durchgeführten  $D_T -$  Versuche.

**Tabelle 5.5.** Daten der durchgeführten  $D_T$  - Versuche.

Versuchsnr.	Einbau- Wassergehalt $\theta_0 \text{ [cm}^3/\text{cm}^3]$	Porenzahl $e_0 \text{ [-]}$	Sättigungsgrad $Sr_0 \text{ [-]}$	Temperatur $^{\circ}\text{C}/^{\circ}\text{C}$
DT_e2_q1	0,31	0,67	0,78	40,8/10,0
DT_e1_q1	0,30	0,77	0,70	40,8/10,0
DT_e1_q2	0,23	0,77	0,52	40,0/10,4

##### 5.2.5.4.1 Einfluss der Porenzahl

Wie Tabelle 5.5 zeigt, werden zwei Versuche mit unterschiedlicher Anfangsporenzahl berücksichtigt. Abbildung 5.2.5- 6 zeigt den Vergleich.

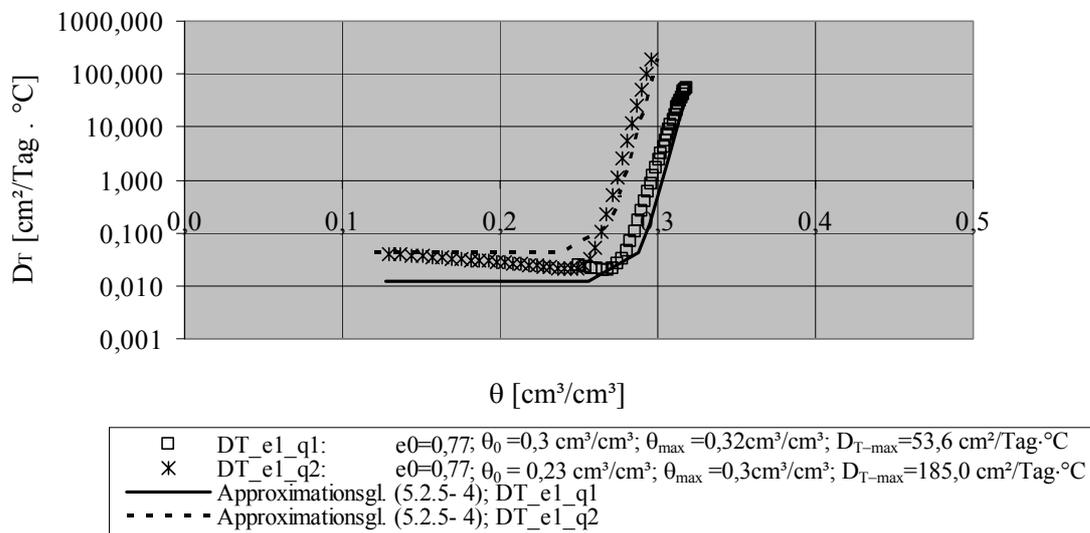


**Abbildung 5.2.5- 6.** Vergleich von zwei  $D_T$  – Versuchen mit unterschiedlichen  $e$  – Werten.

Im feuchten Bereich ( $\theta \geq 0,28\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ) zeigt der Versuch mit der höheren Einbauporenzahl höhere  $D_T$  – Werte im Vergleich zu dem mit der niedrigeren Porenzahl.

#### 5.2.5.4.2 Einfluss des Einbauwassergehaltes

Den Einfluss von zwei unterschiedlichen Einbauwassergehalten zeigt Abbildung (5.2.5- 7).

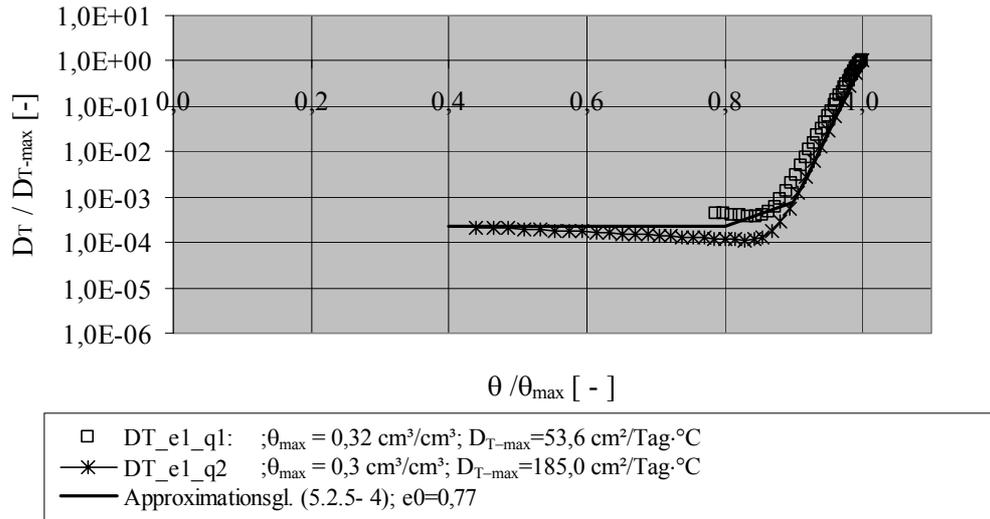


**Abbildung 5.2.5- 7.** Vergleich von zwei  $D_T$  – Versuchen mit unterschiedlichen Einbauwassergehalten.

Die Abbildung 5.2.5- 7 zeigt, dass beide Versuche anfänglich steile Verläufe der  $D_T$  -  $\theta$  - Beziehung ergeben haben. Zur Entwicklung einer einheitlichen analytischen Formulierung wird eine Normierung auf den vol. Wassergehalt durchgeführt.

### 5.2.5.5 Normierung und Approximation der $D_T - \theta$ - Beziehung

Die Abbildung 5.2.5- 8 zeigt die in Abbildung 5.2.5- 7 dargestellten Versuchsergebnisse nach ihrer Normierung auf  $\theta_{\max}$  sowie die Approximationskurve nach Gl. (5.2.5- 4), wobei  $\theta_{\max}$  der maximale Wassergehalt ist, ermittelt beim Ausbau an der kalten Seite der Bodenprobe, vgl. Abbildung 5.2.5- 3. Es gilt  $\theta_{\max} = 0,44 \cdot \theta_0 + 0,2$ .



**Abbildung 5.2.5- 8.** Die auf  $\theta_{\max}$  normierten Versuchsergebnisse aus der Abbildung 5.2.5- 7 und die Approximationsgleichung (5.2.5- 4).

Die Normierung führt näherungsweise zu einer Übereinstimmung beider Versuchskurven.

Folgende Approximationsgleichung wurde verwendet:

$$\frac{D_T}{D_{T-\max}} = \left( \frac{D_T}{D_{T-\max}} \right)_{\min} + \beta_1 \cdot e^{\beta_2 \cdot (\theta/\theta_{\max} - 0,99)} \quad (5.2.5- 4)$$

In der Gleichung sind:

$$\left( \frac{D_T}{D_{T-\max}} \right)_{\min} = 2,3 \cdot 10^{-4} \cdot e^{15,2 \cdot \left( 1 - \frac{e_0}{0,77} \right)} \quad e_0 \geq 0,5$$

$$D_{T-\max} = 617,0 \cdot (-3,04 \cdot \theta_0 + 1) \cdot e^{-4,2 \cdot \left( 1 - \frac{e_0}{0,77} \right)} \quad \theta_0 < 0,325 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

$\beta_1$  und  $\beta_2$  Anpassungsparameter mit den Werten:  $\beta_1 = 0,475$ ,  $\beta_2 = 75$ .

Für den Referenzversuch mit den Einbaubedingungen:  $\theta_0 = 0,23 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  und  $e_0 = 0,77$  sind:

$$\left( \frac{D_T}{D_{T-\max}} \right)_{\min} = 2,3 \cdot 10^{-4} \quad \text{und} \quad D_{T-\max} = 185,6 \text{ cm}^2/\text{Tag} \cdot ^\circ\text{C}.$$

### 5.2.6 Experimentelle Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit $K_u$

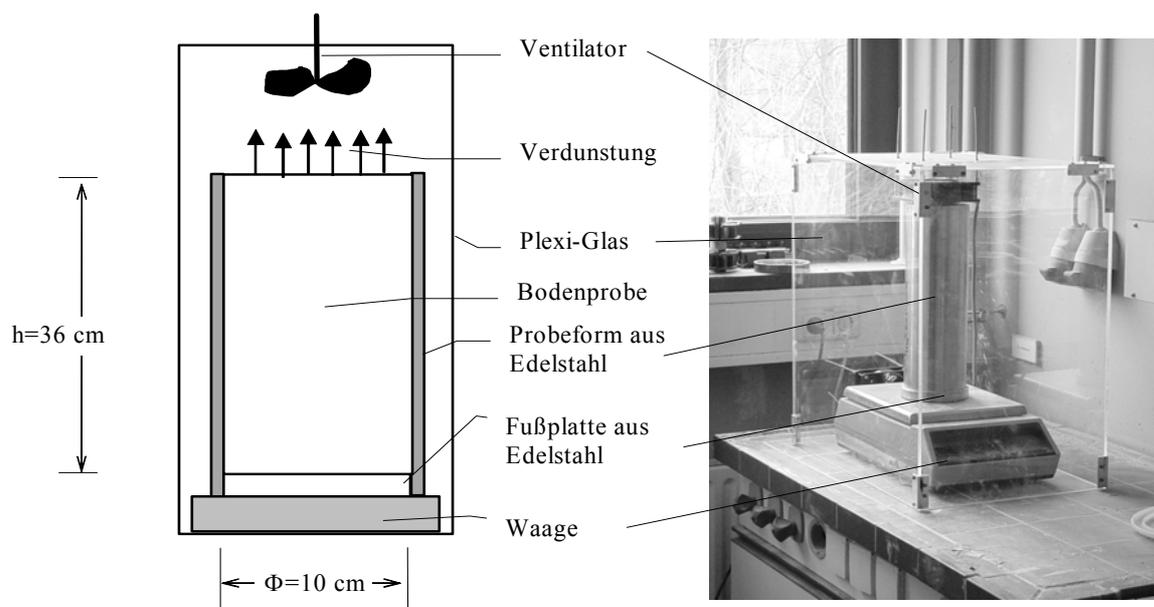
Wie in Kapitel 3.2.1 erwähnt, wird für die Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit des Bodens die Gl. (3.2-2) verwendet. Diese Gleichung lautet unter Berücksichtigung von Einflussparametern auch:

$$q_{z,t} = -K_u \cdot \left( \frac{\partial \psi_m}{\partial z} - 1 \right) = f(\theta, e_0, T) \quad (5.2.6-1)$$

#### 5.2.6.1 Messprinzip und Versuchsdurchführung

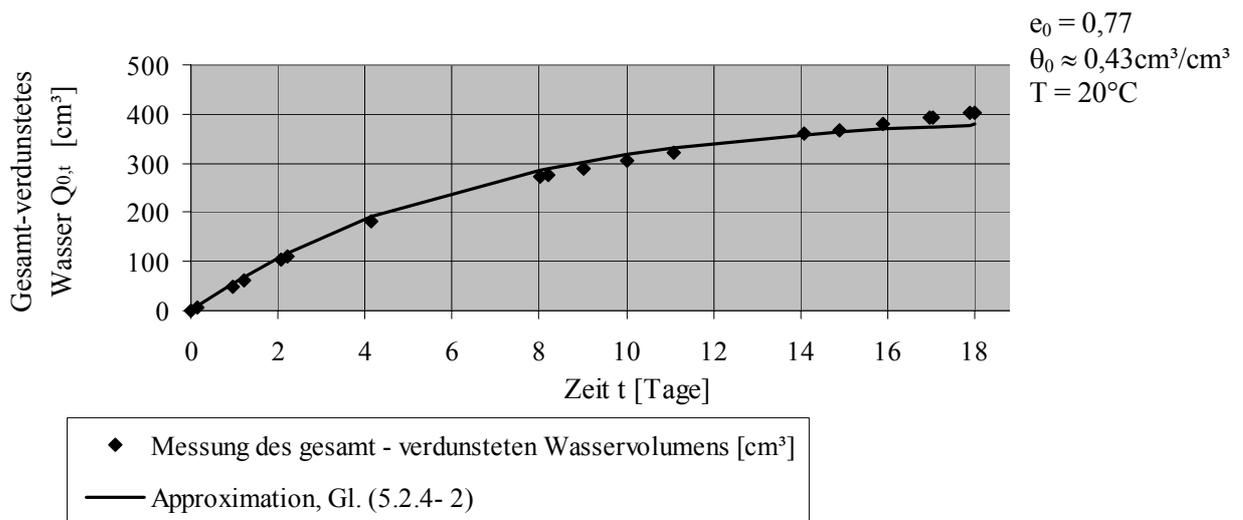
Lotrecht stehende Bodenproben werden unter isothermischen Versuchsbedingungen der freien Verdunstung ausgesetzt. Bei der Versuchsdurchführung werden dieselben Schritte vorgenommen, wie bei den Versuchen zur Ermittlung der  $D_0$  – Transportkenngröße, siehe Kapitel 5.2.4.2. Der einzige Unterschied liegt in der lotrechten Stellung des Versuchszylinders auf der Waage. Abbildung 5.2.6- 1 zeigt eine schematische Darstellung sowie eine Fotografie des Versuchsstandes.

Bemerkung: Zur Erläuterung der Herleitung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit wird als Beispiel der Versuch Nr.  $K_u\_e1\_q1$  herangezogen, siehe Tabelle 5.6. Dieser Versuch wird nachfolgend als  $K_u$  – Referenzversuch bezeichnet.



**Abbildung 5.2.6- 1.** Schematische Darstellung und Fotografie des Versuchsstandes zur Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit  $K_u$ .

Das gesamt verdunstete Wasservolumen  $Q_{0,t}$  aus dem oberen, offenen Ende der Bodenprobe wird während des Versuches ermittelt und mit Hilfe der exponentiellen Anpassungsgleichung (5.2.4- 2) approximiert, wobei der Approximationsparameter  $a_1 = f(e_0, \theta_0, T)$  so gewählt wurde, dass das Bestimmtheitsmaß zwischen den Werten aus Gl. (5.2.4- 2) und denen aus den Messungen von  $R^2 \approx 1$  erreicht ist. Für den Referenzversuch gilt:  $a_1 = 2,79$ ;  $R^2 = 0,9$ . Die Abbildung 5.2.6- 2 zeigt den gemessenen und den approximierten zeitlichen Verlauf des gesamt verdunsteten Wasservolumens aus der Probe während des  $K_u$  – Referenzversuches.

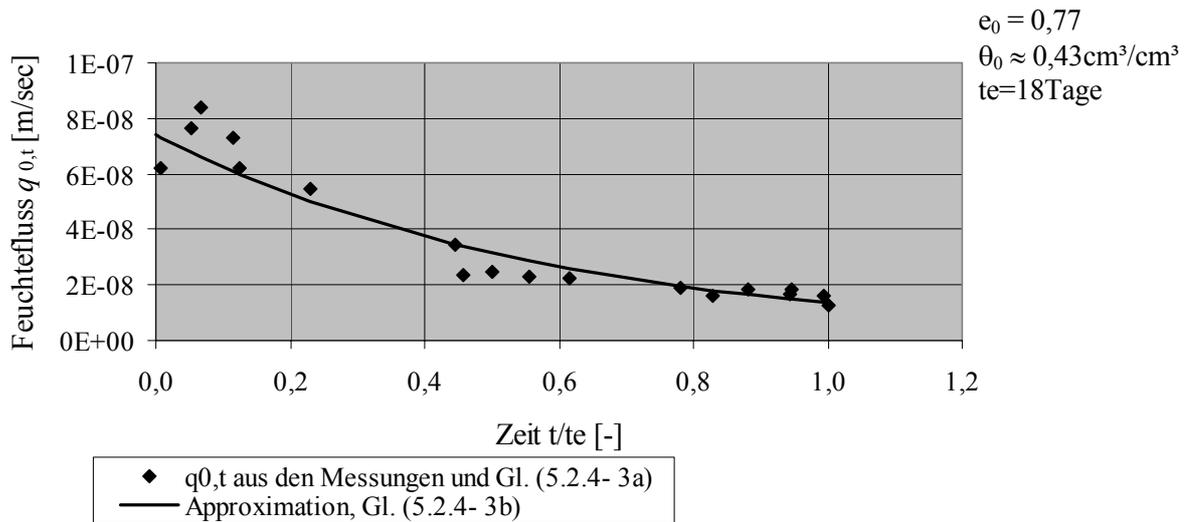


**Abbildung 5.2.6- 2.** Gesamt verdunstetes Wasservolumen aus dem oberen, offenen Ende der Bodenprobe beim  $K_u$  – Referenzversuch, Messung und Approximation.

Der Feuchtefluss  $q_{0,t}$  am oberen, offenen Ende der Bodenprobe wird aus den Flussmessungen sowie mit Hilfe der Gl. (5.2.4- 3a) ermittelt und durch die Gl. (5.2.4- 3b) approximiert. Für den Referenzversuch mit  $e_0 = 0,77$ ,  $\theta_0 \approx 0,43 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  und  $T = 20^\circ\text{C}$  gilt:

$$q_{0,0} = f(e_0, \theta_0, T) = 7,4 \cdot 10^{-8} \text{ m/sec}; a_2 = f(e_0, \theta_0, T) = -1,7 \text{ und } R^2 = 0,93.$$

Abbildung 5.2.6- 3 zeigt die Ergebnisse.



**Abbildung 5.2.6- 3.** Zeitlicher Verlauf des Feuchteflusses am oberen, offenen Ende der Bodenprobe beim  $K_u$  – Referenzversuch, Versuchsergebnisse und Approximation.

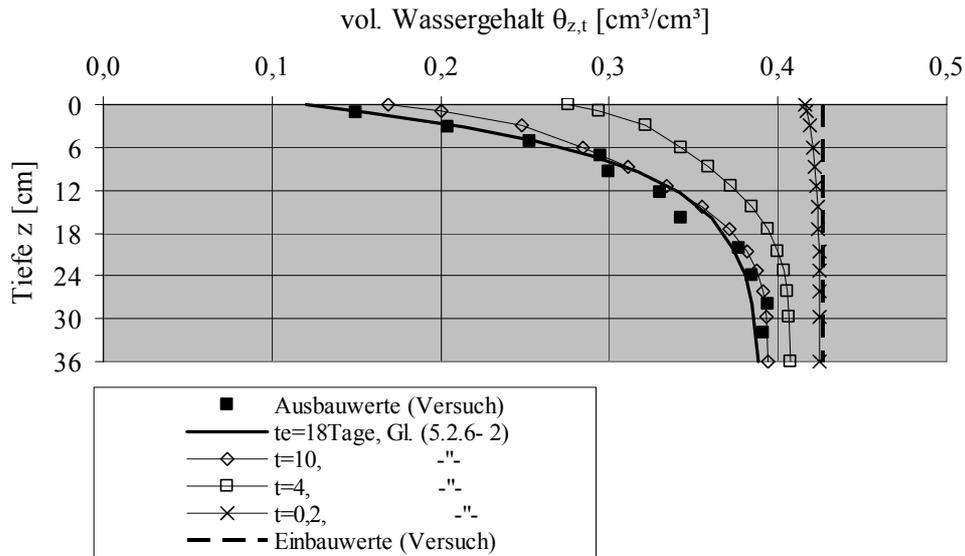
### 5.2.6.2 Probenausbau sowie Versuchsauswertung

Die Bodenprobe wird unmittelbar nach dem Ausbau in Scheiben geschnitten. Für jede Scheibe wird der volumetrische Wassergehalt ermittelt. Abbildung 5.2.6- 4 zeigt die Profile der vol. Wassergehalte im Ein- und Ausbauzustand.

Analog zu den Gleichungen (5.2.4- 5 und 5.2.4- 6) wird hier die nachfolgend angegebene Gleichung verwendet:

$$\theta_{z,t} = \theta_0 - \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,t_e}} \cdot (\theta_0 - \theta_{z,t_e}) \quad (5.2.6- 2)$$

Diese Gleichung ergibt für verschiedene Zeiten die in Abbildung 5.2.6-4 gezeigten Wassergehaltsprofile.



**Abbildung 5.2.6- 4.** Aus dem  $K_u$  – Referenzversuch experimentell ermittelte sowie nach Gl. (5.2.6- 2) berechnete Verteilung des volumetrischen Wassergehaltes in der Bodenprobe.

Für Auswertungszwecke und für die Berechnung der  $K_u$  – Werte nach Gl. (5.2.6- 1) werden die Ein- und Ausbauwassergehalte in Wasserspannungen umgerechnet. Dabei wird die pF-Kurve, Gl. (5.1- 6) verwendet, wobei der Sättigungswassergehalt  $\theta_s=0,435$  ist. Abbildung 5.2.6- 5 zeigt die so ermittelten Wasserspannungen in der Bodenprobe im Ein- und Ausbauzustand. Diese Werte können analog zur Gleichung (5.2.4- 4) approximiert werden. Es gilt:

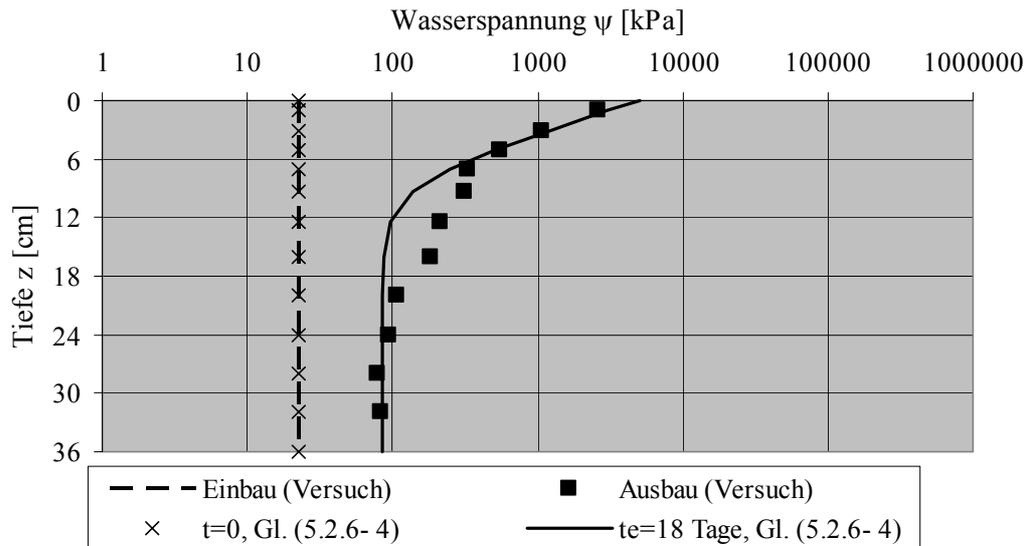
$$\psi_{z,te} = (\psi_{L,te} - \psi_{0,te}) \left( 1 - e^{-\alpha_\psi z/L} \right) + \psi_{0,te} \quad (5.2.6- 3)$$

$\psi_{z,te}$  Wasserspannung am Ort  $z$  zum Zeitpunkt  $t = t_e$

$\psi_{L,te}$  Wasserspannung für  $z=L$  (unteres, geschlossenes Ende) zum Zeitpunkt  $t = t_e$

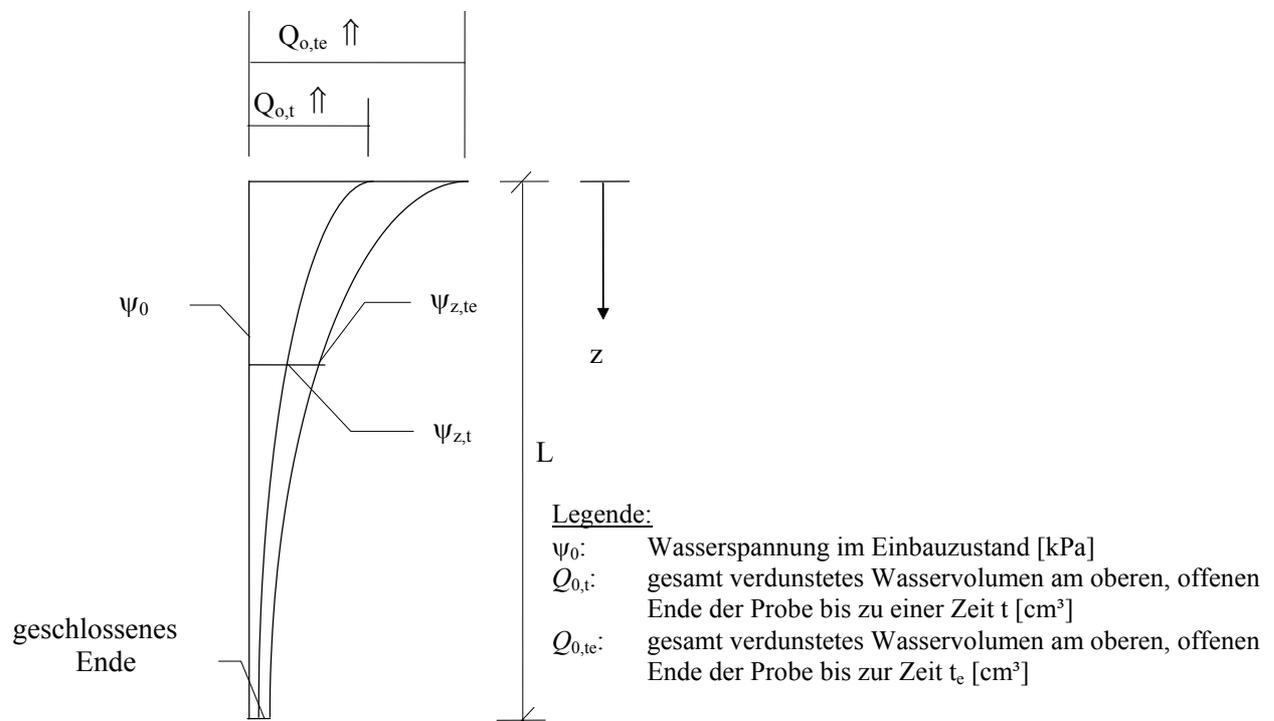
$\psi_{0,te}$  Wasserspannung für  $z=0$  (oberes, offenes Ende) zum Zeitpunkt  $t = t_e$

$\alpha_\psi$  Approximationsparameter  $\alpha_\psi=f(e_0, \theta_0, T)$  wird so gewählt, dass der größtmögliche Korrelationskoeffizient  $r$  zwischen den Werten aus Gl. (5.2.6- 3) und denen aus dem Versuch erreicht ist. Für den Referenzversuch gilt:  $\alpha_\psi=17,4$  und  $r=0,996$ .



**Abbildung 5.2.6- 5.** Aus dem  $K_u$  – Referenzversuch experimentell ermittelte sowie nach Gl. (5.2.6- 3) berechnete Wasserspannungen im Ein- und Ausbauzustand.

Um die Verteilung der Wasserspannung ( $\psi_{z,t}$ ) zu einer beliebigen Zeit  $t$  zu erhalten, wird folgende Skizze betrachtet:



**Abbildung 5.2.6- 6.** Schematische Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Wasserspannungsprofile sowie des gesamt verdunsteten Wasservolumens aus der Probe.

Analog zu der Hypothese in Gl. (5.2.4- 5) wird auch hier folgendes angenommen:

$$\frac{\Psi_0 - \Psi_{z,t}}{\Psi_0 - \Psi_{z,te}} = \frac{Q_{z,t}}{Q_{z,te}} = \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,te}} \text{ und dies ergibt:}$$

$$\Psi_{z,t} = \Psi_0 - \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,te}} \cdot (\Psi_0 - \Psi_{z,te}) \quad (5.2.6- 4)$$

Analog zu den Gleichungen (5.2.4. 7 und 5.2.4. 8) ergibt sich der Gradient der Wasserspannung zu:

$$\frac{d\Psi_{z,t}}{dz} = \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,te}} \cdot \frac{d\Psi_{z,te}}{dz} \quad (5.2.6- 5)$$

wobei

$$\frac{d\Psi_{z,te}}{dz} = (\Psi_{L,te} - \Psi_{0,te}) \cdot \frac{\alpha_\Psi}{L} \cdot e^{-\alpha_\Psi z/L} \quad (5.2.6- 6)$$

ist.

Das gesamt verdunstete Wasservolumen innerhalb der Bodenprobe lässt sich analog zu der Gleichung (5.2.4- 9) dann wie folgt ermitteln:

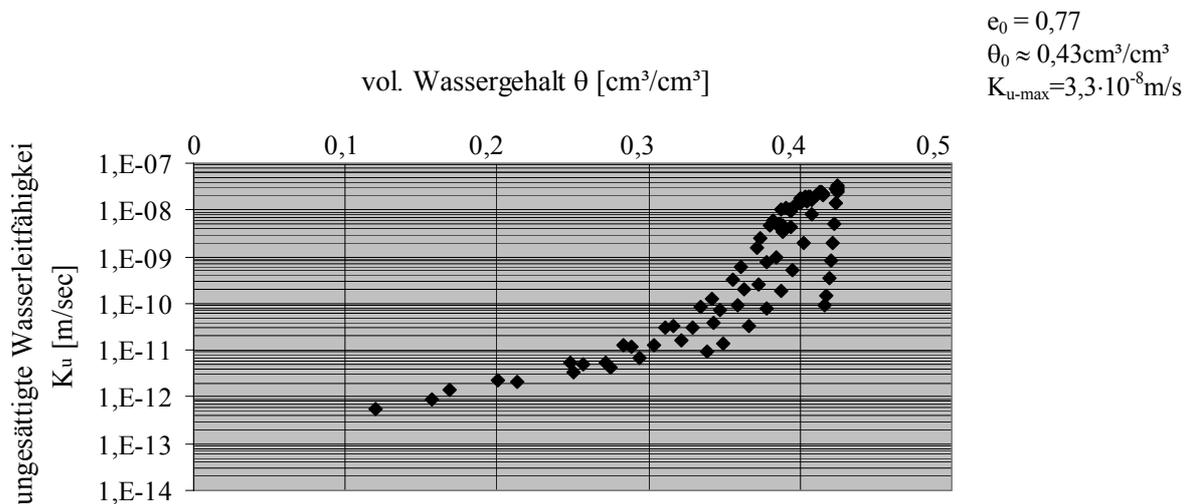
$$Q_{z,te} = Q_{0,te} - A \cdot \left[ z \cdot (\theta_0 - \theta_{L,te}) + \frac{L}{\alpha_\Psi} \cdot (\theta_{L,te} - \theta_{0,te}) \cdot \left( 1 - e^{-\alpha_\Psi z/L} \right) \right] \quad (5.2.6- 7)$$

$$\Rightarrow Q_{z,t} = \frac{Q_{0,t}}{Q_{0,te}} \cdot Q_{z,te} \quad (5.2.6- 8)$$

Der Feuchtefluss  $q_{z,t}$  an jeder Stelle  $z$  in der Bodenprobe ergibt sich mit Hilfe von  $Q_{z,t}$  als:

$$q_{z,t} = \frac{1}{A} \frac{dQ_{z,t}}{dt} = \frac{Q_{z,te}}{Q_{0,te}} \cdot q_{0,t} \quad (5.2.6- 9)$$

Einsetzen der Gleichungen (5.2.6- 5) und (5.2.6- 9) in die Gl. (5.2.6- 1) ergibt den  $K_u - \Psi -$  bzw. den  $K_u - \theta -$  Zusammenhang, d.h. die ungesättigte Wasserleitfähigkeit  $K_u$  in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehaltes. Die Abbildung 5.2.6- 7 zeigt den aus dem  $K_u -$  Referenzversuch erhaltenen  $K_u - \theta -$  Zusammenhang.



**Abbildung 5.2.6- 7.** Ergebnis des  $K_u$  – Referenzversuches,  $K_u$  –  $\theta$  – Zusammenhang.

Die Abbildung 5.2.6- 7 zeigt eine Zunahme der ungesättigten Wasserleitfähigkeit mit zunehmendem Wassergehalt.

### 5.2.6.3 Einflussparameter auf den $K_u$ – $\theta$ – Zusammenhang

Der Einfluss von Porenzahl, Temperatur sowie Einbauwassergehalt wurde anhand der in Tabelle 5.6 aufgeführten Versuche untersucht.

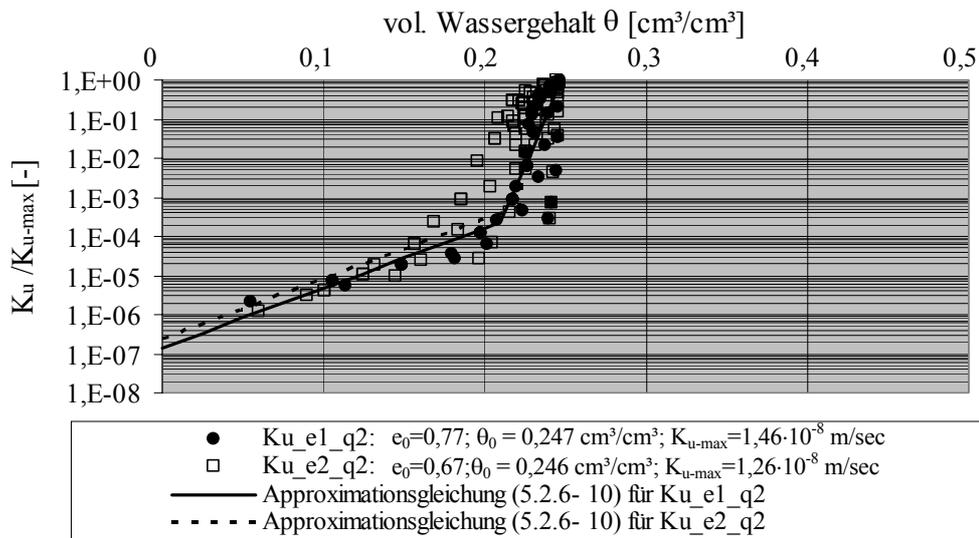
**Tabelle 5.6.** Daten der durchgeführten  $K_u$  - Versuche.

Versuchs- Nr.	Wasser- gehalt w [%]	Trocken- dichte $\rho_d$ [ $\text{t}/\text{m}^3$ ]	vol. Wassergehalt $\theta_0$ [ $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ]	Sättigungs- grad $Sr_0$ [-]	Poren- zahl $e_0$ [-]	Temperatur T [ $^{\circ}\text{C}$ ]	Versuchs- zeit te [Tage]
Ku_e1_q1	28,56	1,49	0,426	0,98	0,77	20	18,0
Ku_e1_q2	16,53	1,49	0,247	0,57	0,77	20	13,1
Ku_e2_q2	15,48	1,59	0,246	0,61	0,67	20	18,2
Ku_e2_q2_T	15,69	1,58	0,248	0,61	0,68	40	10,8

Die nachfolgenden graphischen Darstellungen zeigen die ungesättigten Wasserleitfähigkeiten nach ihrer Normierung auf  $K_{u-\max}$  und in Abhängigkeit des vol. Wassergehaltes, wobei  $K_{u-\max}$  der zu Versuchsbeginn vorhandene Größtwert von  $K_u$  ist.

### 5.2.6.3.1 Einfluss der Porenzahl

Wie Tabelle 5.6 zeigt, wurden die Porenzahlen  $e_1 = 0,77$  und  $e_2 \approx 0,67$  berücksichtigt. Die Abbildung 5.2.6- 8 zeigt Versuchsergebnisse für die genannten Porenzahlen.

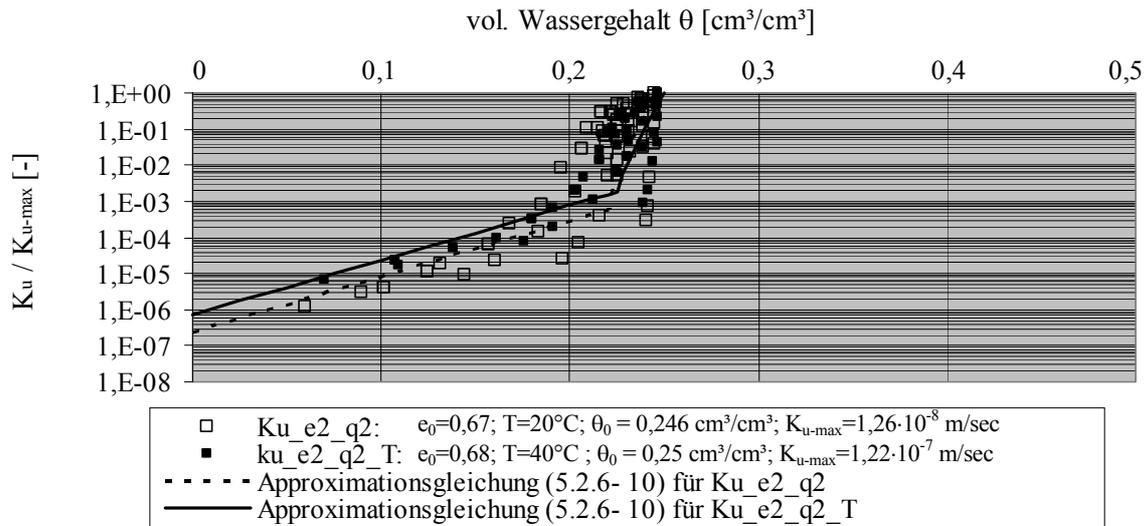


**Abbildung 5.2.6- 8.** Vergleich von zwei  $K_u$  – Versuchen mit unterschiedlichen  $e$  - Werten,  $\theta_0 \approx \text{const.}$  und  $T = 20^\circ\text{C}$ .

Der Versuch mit der Einbauporenzahl  $e_0=0,77$  hat im Vergleich zu dem mit kleinerer Einbauporenzahl einen größeren  $K_{u-max}$ -Wert beim gleichen Einbauwassergehalt sowie etwas größere Abnahme der  $K_u/K_{u-max}$  – Werte bei einer Abnahme des Wassergehaltes ergeben.

### 5.2.6.3.2 Einfluss der Temperatur

Der Einfluss von zwei unterschiedlichen Temperaturen wurde untersucht:  $T_1=20^\circ\text{C}$  und  $T_2=40^\circ\text{C}$ . Die Abbildung 5.2.6- 9 zeigt Versuchsergebnisse für die genannten Temperaturen.

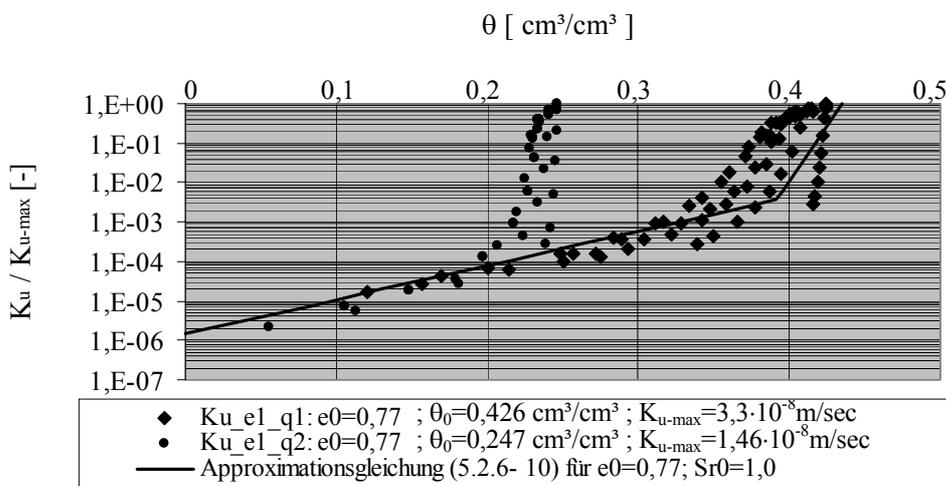


**Abbildung 5.2.6- 9.** Vergleich von zwei Versuchen mit unterschiedlichen Temperaturen,  $\theta_0=0,25 \text{ [cm}^3/\text{cm}^3]$  und  $e_0 \approx 0,68$ .

Etwa wie bei den  $D_0$  – Versuchen ergab auch hier der Versuch mit einer Temperatur von  $T=40^\circ\text{C}$  im Vergleich zu dem mit einer Temperatur von  $20^\circ\text{C}$  einen höheren  $K_{u-\max}$  – Wert und auch größere  $K_u/K_{u-\max}$  – Werte. Dieses Verhalten wird auf die Abminderung der Wasserviskosität und damit das schnellere Austrocknen bei höheren Temperaturen zurückgeführt.

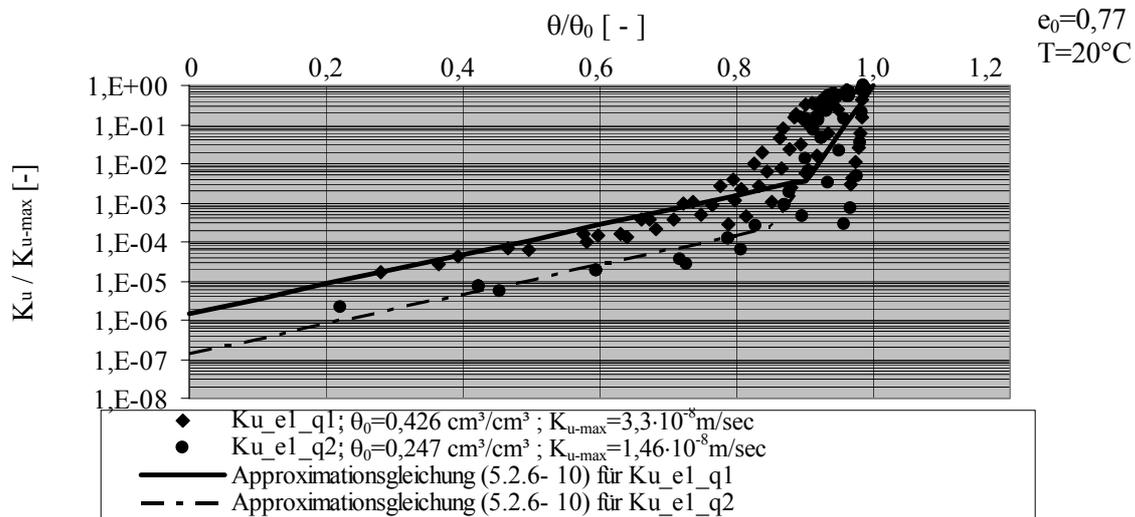
### 5.2.6.3.3 Einfluss des Einbauwassergehaltes

Der Einfluss der zwei Einbauwassergehalte  $\theta_1 \approx 0,25$  und  $\theta_2 \approx 0,43 \text{ [cm}^3/\text{cm}^3]$  ist untersucht.



**Abbildung 5.2.6- 10.** Vergleich von zwei  $K_u$  – Versuchen mit unterschiedlichen Einbauwassergehalten,  $e_0=0,77$  und  $T=20^\circ\text{C}$ .

Der Anfangsverlauf beider Kurven ist aufgrund der unterschiedlichen Einbauwassergehalte unterschiedlich. Danach haben beide Kurven in etwa den gleichen Verlauf. Eine Normierung auf  $\theta_0$  wird durchgeführt, um einen einheitlichen  $K_u - \theta$  - Zusammenhang zu erhalten. Abbildung 5.2.6- 11 zeigt die Ergebnisse nach der Normierung.



**Abbildung 5.2.6- 11.** Die in Abbildung 5.2.6- 10 dargestellten Versuchsergebnisse nach ihrer Normierung auf  $\theta_0$ .

Für die Approximationsgleichung gilt:

$$\frac{\theta}{\theta_0} \leq 0,90 \Rightarrow \frac{K_u}{K_{u-max}} = \left( \frac{K_u}{K_{u-max}} \right)_{\min} \cdot e^{8,7 \frac{\theta}{\theta_0}} \quad (5.2.6- 10)$$

$$\frac{\theta}{\theta_0} > 0,90 \Rightarrow \frac{K_u}{K_{u-max}} = 1,2 \cdot 10^{-25} \cdot e^{57,4 \frac{\theta}{\theta_0}}$$

In der Gleichung ist:

$$\left( \frac{K_u}{K_{u-max}} \right)_{\min} = 1,5 \cdot 10^{-6} \cdot e^{-5,5 \cdot \left( 1 - \frac{\theta_0}{0,43} \right)} \cdot e^{4,0 \cdot \left( 1 - \frac{e_0}{0,78} \right)} \cdot e^{1,1 \cdot \left( \frac{T}{T_R} - 1 \right)}$$

$T_R$  Bezugstemperatur aus dem Referenzversuch:  $T_R=20^\circ\text{C}$ .

Für  $K_{u-max}$  gilt:

$$K_{u-max} = 1,04 \cdot 10^{-7} \cdot (\theta_0 - 0,11) \cdot e^{-0,5 \cdot \left( 1 - \frac{e_0}{0,78} \right)} \cdot e^{2,2 \cdot \left( \frac{T}{T_R} - 1 \right)} \quad \theta_0 \geq 0,12 \text{ cm}^3/\text{cm}^3.$$

**Hinweis bezüglich der numerischen Berechnungen, Kapitel 7**

Bei den numerischen Berechnungen wird der  $K_u$  - Referenzversuch simuliert und nachgerechnet. Die in Abbildung 5.2.6- 11 dargestellte Approximation wird bei den numerischen Berechnungen durch den  $k_s - S_r$  - Zusammenhang ersetzt, wobei  $k_s$  das Verhältnis der ungesättigten zur gesättigten Wasserleitfähigkeit des Bodens ist. Es gilt:

$$k_s = \frac{K_u}{K_f} \quad (5.2.6-11)$$

In der Gleichung ist:

$K_f$  die gesättigte Wasserleitfähigkeit, d.h.  $K_{u-\max}$  bei  $S_{r0}=1,0$ .

Der Sättigungsgrad ergibt sich nach Gl. (5.1- 5). Für den Referenzversuch gilt der in Abbildung 5.2.6- 11 dargestellte Zusammenhang und  $K_f = K_{u-\max} = 3,3 \cdot 10^{-8} \text{ m/sec}$ .

### 5.3 Experimentelle Untersuchungen zum Schrumpfverhalten

Die Schrumpfung von Böden verursacht Volumenänderungen, die zusätzlich zu den infolge Spannungen entstehenden Dehnungen auftreten. Um diese Schrumpfverformungen zu definieren, wird ein Zusammenhang zwischen den infolge Schrumpfung entstehenden volumetrischen Dehnungen des untersuchten Bodens ( $\varepsilon_{v-Sch}$ ) und dem Sättigungsgrad ( $S_r$ ) experimentell ermittelt, d.h.:

$$\varepsilon_{v-Sch} = f(S_r) \quad (5.3- 1)$$

In diesem Kapitel wird der eigene, neu entwickelte Schrumpf – Versuchsstand vorgestellt, und die Versuchsdurchführung sowie – auswertung dargestellt. Der erhaltene Zusammenhang nach Gl. (5.3- 1) wird dann bei den numerischen Berechnungen, Kapitel 7, miteinbezogen.

#### 5.3.1 Versuchsdurchführung

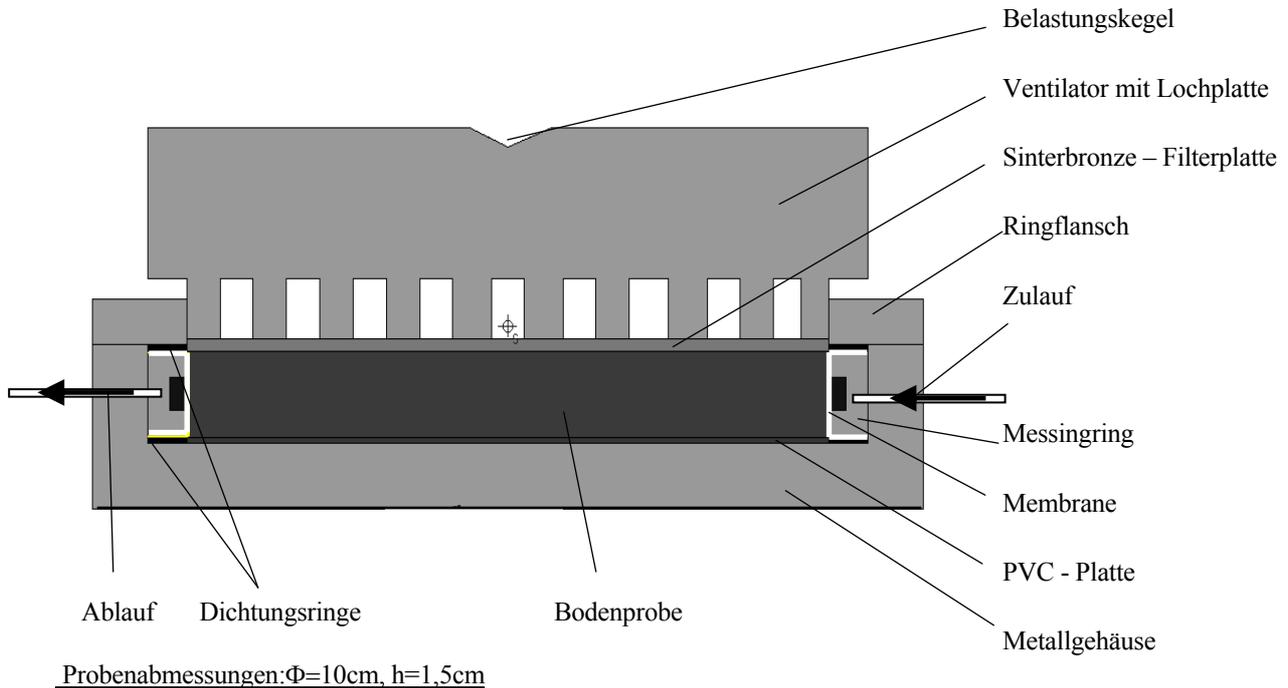
##### Prinzip

Bodenproben mit unterschiedlichen Sättigungsgraden werden unter isotropen Spannungszuständen der Verdunstung ausgesetzt. Schrumpfungen infolge der Verdunstung werden in axialer und radialer Richtung gemessen. Es ergibt sich ein Zusammenhang zwischen den gemessenen Schrumpfdehnungen der Bodenproben und deren Sättigungsgraden.

##### Versuchsapparatur

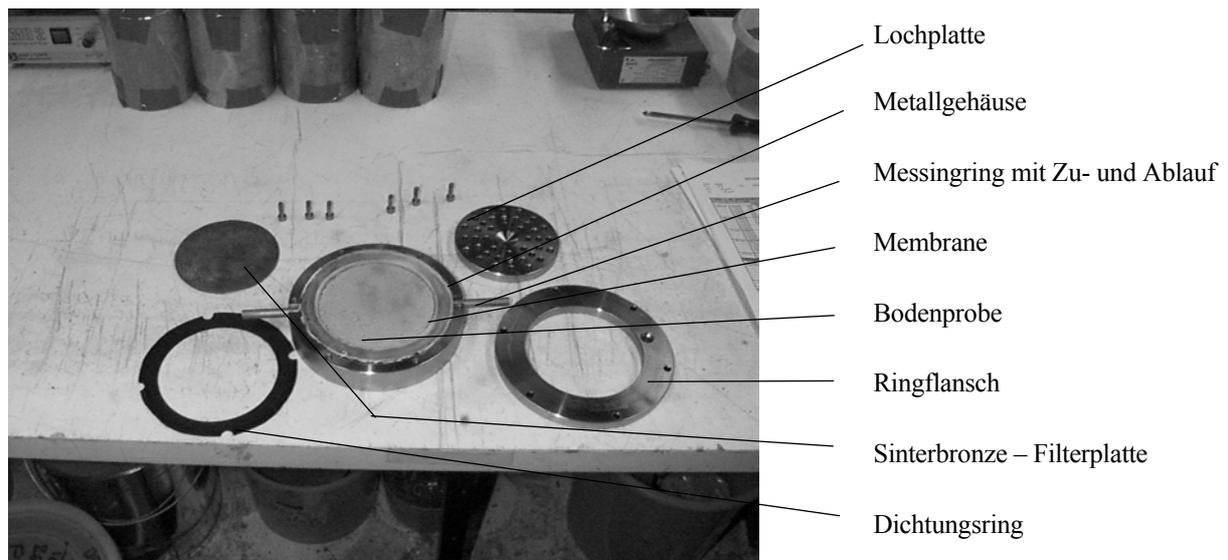
Abbildung 5.3- 1 zeigt eine schematische Darstellung und Abbildung 5.3- 4 eine Fotografie der Schrumpf – Versuchsapparatur. Diese Apparatur besteht aus einem ringförmigen Metallgehäuse, in dem ein Messingring mit Zu- und Ablauf eingebaut wird. Auf der inneren Seite des Messingringes ist eine Membrane befestigt, um eine radiale Belastung der

Bodenprobe zu ermöglichen. Die Bodenprobe wird in den Messingring eingebaut, so dass die Membrane direkt an der Bodenprobe anliegt.



**Abbildung 5.3- 1.** Schematische Darstellung der Schrumpf – Versuchsapparatur.

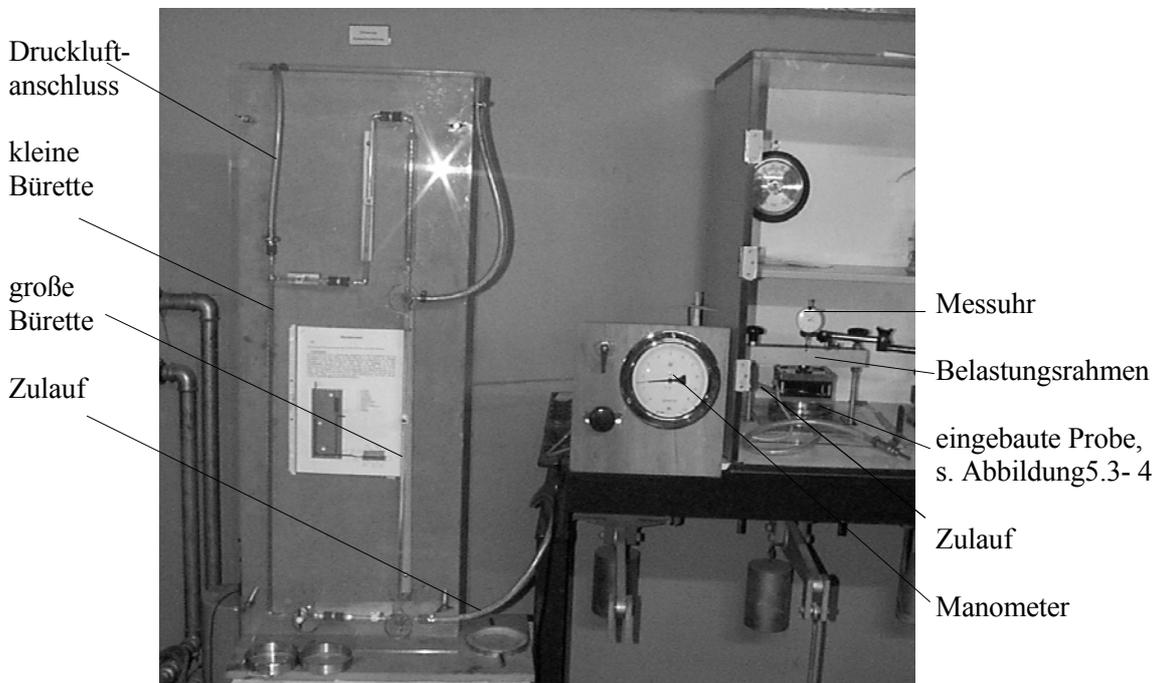
Abbildung 5.3- 2 zeigt die Fotografie einer Bodenprobe kurz vor dem Einbau in die Versuchsapparatur.



**Abbildung 5.3- 2.** Fotografie einer Bodenprobe kurz vor dem Einbau in die Schrumpf – Versuchsapparatur.

Der Messingring mit der Membrane stellt ein Drucksystem dar, das die Bodenprobe radial belastet. Denn das Befüllen des Hohlraumes zwischen dem Messingring und der Membrane mit Wasser, das aus einem an Druckluft angeschlossenen Bürettensystem kommt, ermöglicht die radiale Belastung der Bodenprobe. Die axiale Belastung erfolgt über einen Belastungskegel im Ventilatorgehäuse, siehe Abbildung 5.3- 1.

Das Bürettensystem besteht aus zwei unterschiedlich großen Büretten. Die große Bürette hat einen Volumeninhalt von 50 ml sowie eine Skalierung von 2 ml und dient hauptsächlich zum Befüllen des Hohlraumes zwischen Membrane und Messingring sowie zu groben Ablesungen. Die zweite Bürette hat einen Volumeninhalt von 4,7 ml und eine Millimeterskalierung von 660 mm lang. Sie dient zu feineren Ablesungen. Abbildung 5.3- 3 zeigt den Versuchsstand.

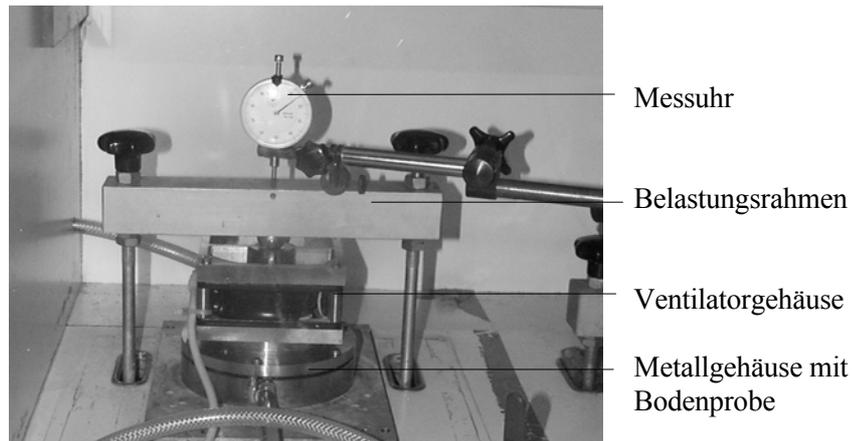


**Abbildung 5.3- 3.** Schrupf – Versuchsstand mit dem Bürettensystem und der eingebauten Probe.

Abbildung 5.3- 4 zeigt nochmals die eingebaute Bodenprobe.

### Versuchsablauf

1. Die Büretten mit Hilfe von Anschlusschläuchen befüllen
2. Probe in den Messingring einbauen
3. Dichtungsring und PVC – Platte ins Metallgehäuse einbauen
4. Messingring mit Probe ins Belastungsgehäuse einbauen



**Abbildung 5.3- 4.** Eine Fotografie der Schrumpf – Versuchsanlage.

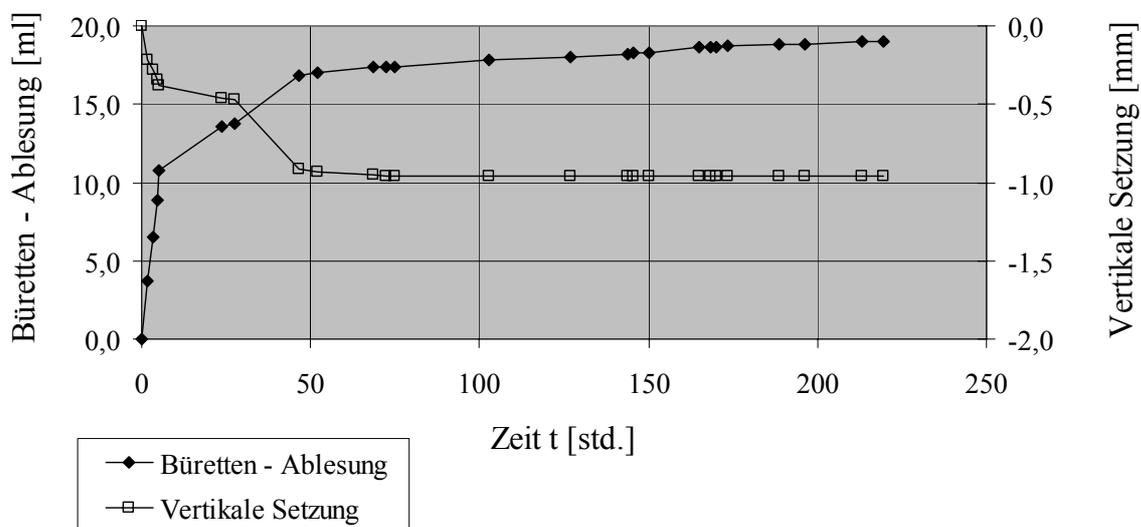
5. Zweiter Dichtungsring wird auf den Messingring gelegt
6. Filterpapier und Sinterbronze – Filterplatte auf die Probe legen
7. Ringflansch festschrauben
8. Versuchsanlage an die Zu- und Ablaufschläuche anschließen
9. luftfreies Befüllen des Messingrings mit Hilfe der großen Bürette
10. Große Bürette mit Hilfe des Befüllschlauchs wieder befüllen, und den vorherigen Schritt solange wiederholen bis der Messingring luftblasenfrei gefüllt ist
11. Versuchsanlage in den Versuchsstand stellen
12. Ventilator einbauen
13. Belastungsvorrichtung auf den Belastungskegel stellen
14. Setzungsmessuhr auf die Belastungsvorrichtung aufsetzen
15. Stufenweise Belastung bis 200kPa. Die Belastungsstufen sind 50, 100, 150 und 200kPa in vertikaler sowie 0,5, 1,0, 1,5 und 2bar in radialer Richtung
16. Der Versuch ist beendet, sobald sich die Werte der kleinen Bürette und der Setzungsmessuhr zwischen mehreren Ablesungen nicht mehr ändern, D.h. es finden in der Bodenprobe keine Schrumpfungen mehr statt. Dies entspricht einer Endsättigung der Proben von  $S_{r\_End} \approx 0,1$ , die im nächsten Schritt ermittelt war.
17. Probe wird ausgebaut und deren Abmessung sowie Wassergehalt wird ermittelt.

Bemerkung: Infolge der Schrumpfung zieht sich die Bodenprobe in axialer und radialer Richtung zusammen. Die axiale Schrumpfung wird über die Setzungsmessungen mit Hilfe der Messuhr erfasst. Die radiale Schrumpfung wird aus der Änderung des Bürettenspiegels ermittelt. Diese Änderung ergibt sich jedoch infolge von zwei Effekten. Der erste Effekt ist die

Schrumpfung der Bodenprobe und der zweite Effekt ist eine eventuelle Konsolidierung der Bodenprobe unter der vorhandenen Belastung. Um die Schrumpfverformungen zuverlässig ermitteln zu können, muss daher der Anteil der Volumenänderung infolge der Belastung anhand zusätzlicher Versuche ermittelt werden, die ohne Verdunstung stattfinden.

### 5.3.2 Versuchsauswertung

Abbildung 5.3- 5 zeigt die Ergebnisse der vertikalen Setzungen sowie der Änderungen des Bürettenpiegels für einen Schrumpfversuch.



**Abbildung 5.3- 5.** Messergebnisse eines Schrumpfversuches.

Die vertikalen Setzungen bleiben nach ca. 50 Stunden unverändert. Die Änderung des Bürettenpiegels erreichte nach 50 Std. ca. 89% ihres Endwertes, den sie nach ca. 188 Std. erreichte. Direkt nach dem Ausbau wurden die Probenabmessungen sowie die volumetrische Schrumpfdehnung ermittelt.

Die volumetrische Schrumpfdehnung ist:

$$\varepsilon_{v-Sch} = \frac{\Delta V}{V_0} - \varepsilon_{Belastung} \quad (5.3- 2)$$

$\Delta V$ : Volumenänderung direkt nach dem Ausbau. Es gilt:

$$\Delta V = \frac{\pi d_0^2}{4} \cdot h_0 - \frac{\pi d_{end}^2}{4} \cdot h_{end} \quad (5.3-3)$$

wobei  $d_0$ ,  $h_0$ ,  $d_{\text{end}}$  sowie  $h_{\text{end}}$  Abmessungen der Bodenprobe im Ein- und Ausbauzustand sind.

$V_0$ : Anfangsvolumen

$\varepsilon_{\text{Belastung}}$ : Volumetrische Dehnung infolge reiner Belastung. Sie ergibt sich aus Gl. (5.3-3) für reine Belastungsversuche, d.h. für Versuche, die unter gleichen Versuchsbedingungen laufen, nur ohne Verdunstung.

Parallel wurden die Probenabmessungen im Endzustand anhand der Messuhrablesung, d.h. ( $\Delta h$ ), und der Büretten – Ablesungen beim Schrumpfversuch sowie beim reinen Belastungsversuch, d.h.  $\Delta V_{r\_Schrumpf}$  und  $\Delta V_{r\_Belastung}$ , ermittelt.

Die Endprobenhöhe ist:

$$h_{\text{end}} = h_0 - \Delta h \quad (5.3-4)$$

und der Endproben Durchmesser lässt sich mit Hilfe der Gl. (5.3-3) annähernd berechnen, zu:

$$d_{\text{end}} = \sqrt{d_0^2 - \frac{4(\Delta V_{r\_Schrumpf} - \Delta V_{r\_Belastung})}{\pi \cdot h_{\text{end}}}} \quad (5.3-5)$$

Die Tabelle 5.7 zeigt die Ergebnisse der Kontrollberechnung.

**Tabelle 5.7.** Im Anfangszustand gemessene sowie im Endzustand nach Gl. (5.3-4 und – 5) berechneten Probeabmessungen der in Tabelle 5.8 aufgeführten Schrumpfversuche, Kontrollberechnung.

Versuch	Kontrollberechnung					
	$d_0$	$h_0$	$h_{\text{end}}$ Gl. (5.3-4)	$d_{\text{end}}$ Gl. (5.3-5)	$d_{\text{end}}$ Berechnung - $d_{\text{end}}$ gemessen	
					[cm]	bezogen auf $d_0$ [%]
1	10,0	1,49	1,39	9,88	0,05	0,5
2	10,0	1,53	1,43	9,69	-0,12	-1,2
3	10,0	1,54	1,44	9,92	0,00	0,0
4_1	10,0	1,49	1,34	9,87	0,17	1,7
4_2	10,0	1,50	1,37	9,86	0,20	2,1

\* Die gemessenen  $d_{\text{end}}$  – Werte sind in Tabelle 5.8 angegeben.

Die Kontrollberechnung zeigt, dass die nach den Gleichungen (5.3- 4 und -5) berechneten Probendurchmesser kleine Abweichungen von den gemessenen Werten aufweisen. Dies ist sehr vorteilhaft, wenn die Probe beim Ausbau so zerstört wird, dass eine zuverlässige Messung ihrer Durchmesser nicht mehr möglich ist.

### 5.3.3 Der Zusammenhang $\varepsilon_{v-Sch}$ – $S_r$

In Tabelle 5.8 sind die Einbaubedingungen sowie die Messergebnisse der durchgeführten Schrumpfversuche zusammengestellt. Die Abbildung 5.3- 6 zeigt den Zusammenhang:

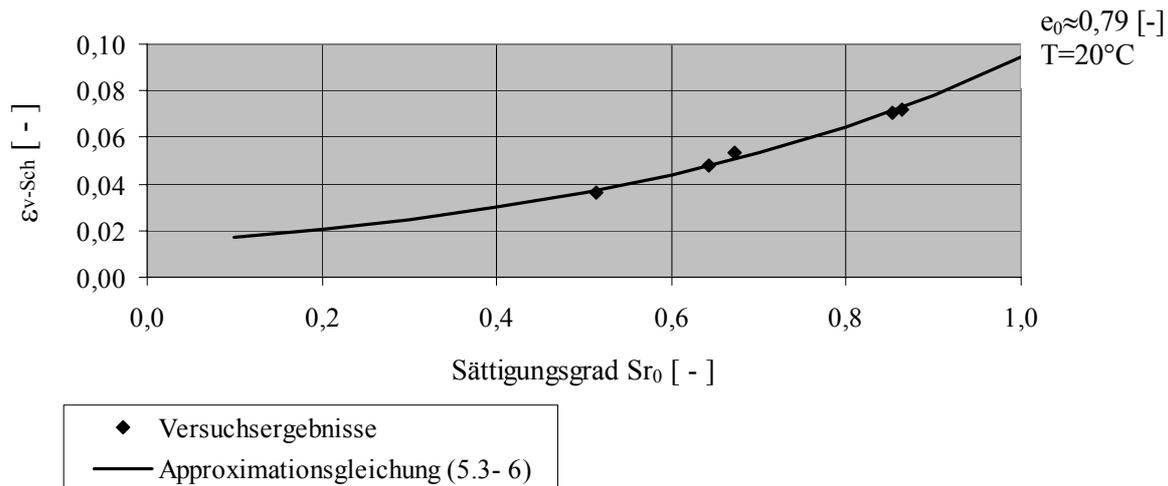
$$\varepsilon_{v-Sch} = f(S_r).$$

**Tabelle 5.8.** Daten der durchgeführten Schrumpfversuche.

Versuch	$\theta_0$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	$S_{r0}$ [-]	$e_0$ [-]	MESSUNG					
				$d_0$ [cm]	$h_0$ [cm]	$d_{end}$ [cm]	$t_e$ [Std.]	radiale Volumenänderung (Bürettenspiegeländerung) $\Delta V_r$ [ml]	vertikale Setzung $\Delta h$ [mm]
1	0,29	0,67	0,76	10,0	1,49	9,83	167,0	14,7	1,07
2	0,28	0,64	0,79	10,0	1,53	9,81	222,0	19,0	0,96
1+2_nur Belastung	0,30	0,66	0,82	10,0	1,53	9,97	193,4	12,2	0,67
3	0,23	0,51	0,83	10,0	1,54	9,92	121,9	11,5	1,02
3_nur Belastung	0,23	0,48	0,89	10,0	1,58	**	26,3	9,7	0,47
4 1	0,37	0,86	0,76	10,0	1,49	9,71	242,2	17,7	1,47
4 2	0,37	0,85	0,75	10,0	1,50	9,66	241,3	17,9	1,33
4_nur Belastung	0,36	0,83	0,75	10,0	1,50	9,88	122,6	15,0	0,85

\*\*Messung konnte nicht erfolgen, da die Probe beim Ausbau zerstört wurde. Wert wurde aus den Belastungsversuchen 1+2 sowie 4 linear extrapoliert.

Für die Auswertung der Ergebnisse werden die Versuche mit unterschiedlichen  $e_0$ -Werten zusammengefasst und der Mittelwert  $e_0=0,79$  verwendet.



**Abbildung 5.3- 6.** Schrumpfdehnungen in Abhängigkeit der Anfangsättigung, Versuchsergebnisse und Approximation.

Mit steigender Anfangsättigung nimmt die volumetrische Schrumpfdehnung zu. Ergebnisse wurden im Bereich ( $Sr_0 > 0,1$ ) mit einer exponentiellen Gleichung approximiert:

$$\varepsilon_{v-Sch} = \varepsilon_{Sch\_0} \cdot e^{b_{Sch} \cdot Sr_0} \quad [0,1 \leq Sr_0 \leq 1,0; 0,75 \leq e_0 \leq 0,89 [-]; T=20^\circ\text{C}] \quad (5.3- 6)$$

In der Gleichung sind:  $\varepsilon_{Sch\_0} = 0,0141$  und  $b_{Sch}$  ein Anpassungsparameter. Es gilt:  $b_{Sch}=1,9$ . Die Approximation zeigt eine sehr gute Anpassung der Messergebnisse.

Die Versuche wurden mit einem isotropen Spannungszustand ( $p=200\text{kPa}$ ) durchgeführt.

Für die Verwendung bei den numerischen Berechnungen in Kapitel 7 wird die Hypothese aufgestellt, dass Gl. (5.3- 6) auch für Anfangsspannungszustände ( $p \leq 200\text{kPa}$ ) und für eine Anfangsporenzahl von  $e_0=0,77$  gilt.

### Hinweis bezüglich der $D_\theta$ - und $K_u$ - Versuche

Bei den Versuchen mit höherem Einbauwassergehalt ( $\theta_0 \approx 0,4\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ) schrumpften die Bodenproben seitlich nur in der Nähe der offenen Ende der Bodenprobe. In den Versuchen mit niedrigerem Einbauwassergehalt ( $\theta_0 \approx 0,25\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ) waren seitliche Schrumpfung der Bodenproben minimal feststellbar. Die Schrumpfungen der Bodenproben während des Verdunstungsvorganges sind jedoch bei der Ermittlung der Trockendichten und somit der volumetrischen Wassergehalte miterfasst und die Schrumpferformungen, die in diesem Kapitel erläutert sind, werden bei der gekoppelten Porenwassertransport- und Spannungsanalyse mitberücksichtigt, siehe Kapitel 7.

## Kapitel 6

### Experimentelle Untersuchungen zum Zugverhalten

#### 6.1 Einleitung

Das Entwickeln eines Rissmodells und das Festlegen eines Risskriteriums erfordert Kenntnisse über das Zugverhalten. Diese Kenntnisse lassen sich durch die eigenen, neu entwickelten Laborexperimente sammeln, in denen die Zugfestigkeit sowie die Zugdehnung des verwendeten bindigen Bodens in Abhängigkeit verschiedener Einflussgrößen bestimmt wird. Die untersuchten Einflussgrößen sind der Wassergehalt, die Porenzahl, der Spannungszustand und die Temperatur. Es gilt:

$$\sigma_{zg} = f(\theta=f(\psi), e, I_{\sigma}, T) \quad (6-1)$$

$\sigma_{zg}$  Zugfestigkeit

$\theta$  : volumetrischer Wassergehalt

$\psi$  : Wasserspannung

$e$  : Porenzahl

$I_{\sigma}$  : Spannungszustand

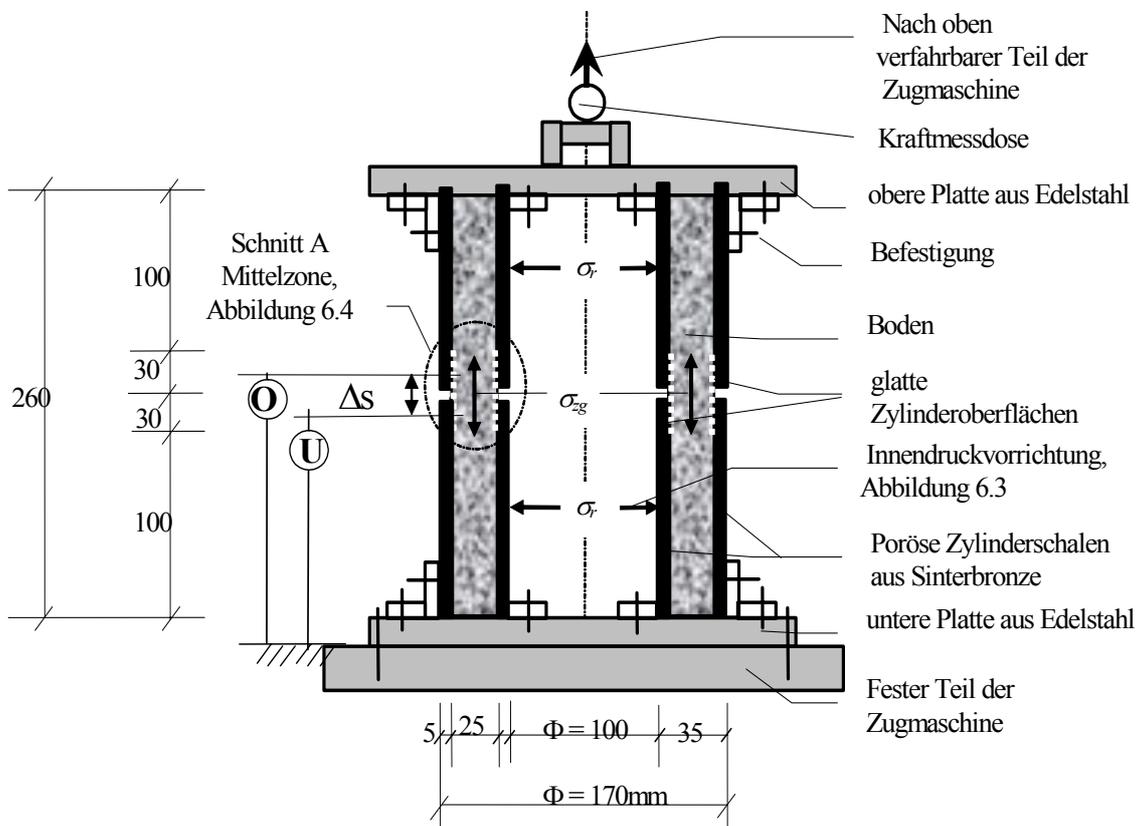
$T$  : Temperatur

Der Einfluss der Wasserspannung auf das Zugverhalten ist von großer Bedeutung, wird jedoch nicht extra aufgeführt, da diese Größe vom volumetrischen Wassergehalt abgeleitet ist, siehe auch Gl. (5.1- 6). Einflussgrößen wie Kornverteilung sowie Verformungsgeschwindigkeit während der Versuche bleiben unberücksichtigt, da sie in allen Versuchen einheitlich sind. Es wurde nämlich nur ein Boden verwendet, siehe Kapitel 4, und die Verformungsgeschwindigkeit war die maschinentechnisch kleinstmögliche von  $v = 0,001\text{mm/min}$ .

## 6.2 Messprinzip

### a) Versuchszyylinder

Der Versuchszyylinder besteht aus 4 Schalen aus Sinterbronze als Innen-, Außen-, Ober- und Unterteile. Die zwei äußeren Schalen haben die Abmessungen  $\Phi=170\text{mm}$  und  $h=130\text{mm}$  und die zwei inneren Schalen  $\Phi=100\text{mm}$  und  $h=130\text{mm}$ . Die Schalen werden so aufeinander gestellt, dass darin eine ringförmige Bodenprobe eingebaut werden kann, und dass Zugkräfte die Oberteile und die Unterteile auseinander ziehen. Somit entsteht eine Risszone in der Mittelquerschnittsfläche der Bodenprobe. Abbildungen 6.1 und 6.2 zeigen eine schematische Darstellung sowie eine Fotografie des Versuchsstandes.



$\sigma_{zg}$  : Zugfestigkeit

$\Delta s$ : festgelegte Messstrecke,  $\Delta s \approx 30\text{mm}$

$v$  : Verformungsgeschwindigkeit  $v=0,001\text{ mm/min}$

$\sigma_r$  : radialer Innendruck

U, O unterer und oberer Wegaufnehmer

Abmessungen der Bodenprobe:

$\Phi_{\text{Außen}} = 160 / \Phi_{\text{Innen}} = 110\text{mm}$

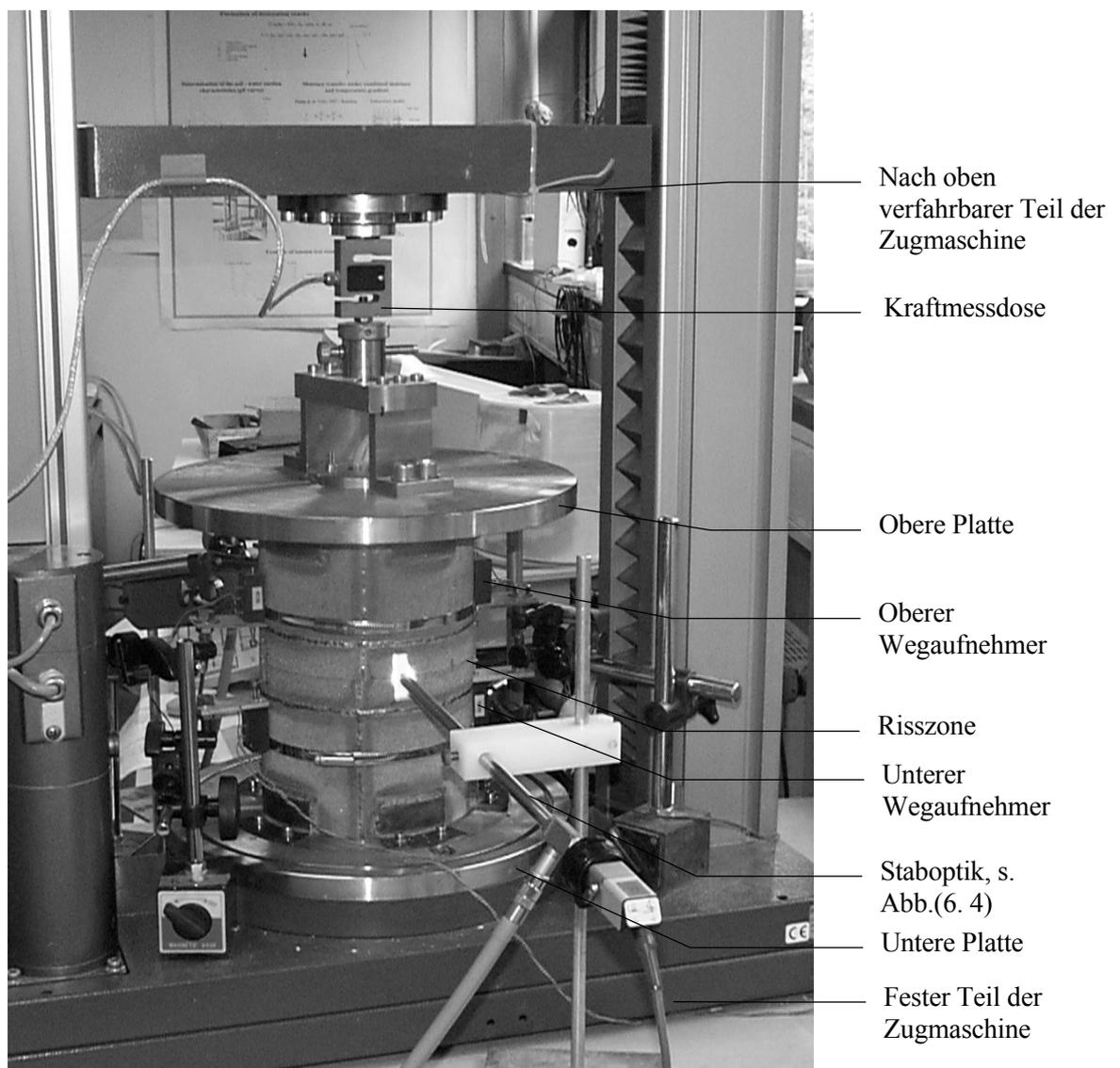
Höhe  $h = 260\text{mm}$

**Abbildung 6.1.** Schematische Darstellung des Zugversuches.

**b) Zylindermaterial**

Der Versuchszyylinder wurde von der Fa. GKN Sinter Metals aus porösem Sinterbronzematerial angefertigt. Dieses Material wurde ausgesucht, da es folgende wichtige Eigenschaften besitzt:

- 1- Im Bereich der Mittelzone ist die Oberfläche glatt und in den übrigen Abschnitten sind die Oberflächen wegen der gewünschten Haftung an der Bodenprobe rau. Der Versuchszyylinder wurde so dimensioniert, dass die Reibungskräfte die maximal zu erwartende Zugkraft während der Versuche übersteigen. Dies garantiert, dass kein Schlupf auftritt.
- 2- Die Schalen sind luftdurchlässig und Dampf kann bei thermischen Versuchen hindurch diffundieren.

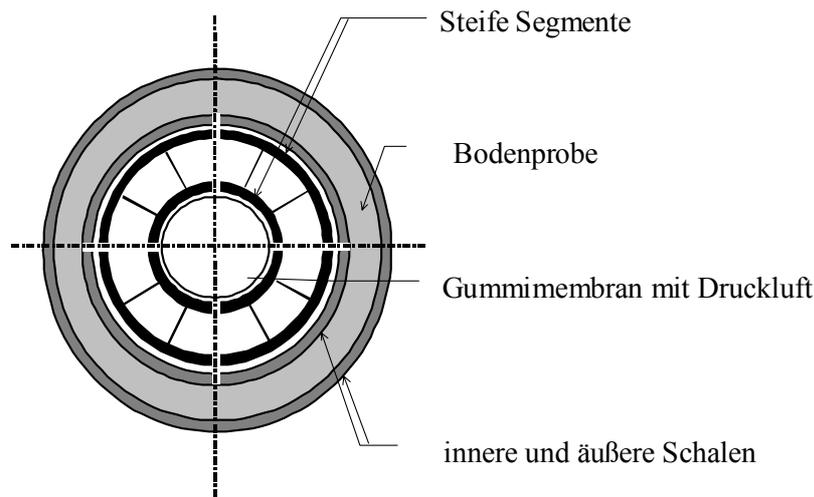


**Abbildung 6.2.** Zugversuchsstand.

### c) Untersuchungsparameter

Die Einbaubedingungen mussten so gewählt werden, dass der Einfluss des Einbauwassergehaltes und der Einbauporenzahl auf die Zugfestigkeit ermittelt werden konnte. Der Einfluss der Temperatur und des Spannungszustandes auf die Zugfestigkeit war nach einigen technischen Änderungen am Versuchsstand zu ermitteln. Zu den Versuchsparametern ist festzuhalten:

- 1- Die Versuchsapparatur (Versuchszylinder mit Zugmaschine) wurden während der Versuche mit höherer Temperatur in einer thermischen Zelle aufgestellt. Ein Heizsystem mit Regelung sorgt für eine Temperatur von 40°C.
- 2- Die inneren Schalen des Zugzylinders sind in vier Vierteln eingeteilt, so dass ein radialer Druck  $\sigma_r$  durch eine Druckkonstruktion auf die Schalen und somit auf die Bodenprobe aufgebracht werden kann. Die pneumatische Druckvorrichtung besteht aus steifen Segmenten und einer Gummimembran, siehe Abbildung 6.3.



**Abbildung 6.3.** Mechanismus des radialen Druckes in einem Schnitt durch den Versuchszylinder.

## 6.3 Verwendete Messtechnik

### a) Messung der Zugkraft

Die Versuche werden mit einer Universalprüfmaschine der Fa. Zwick, Typ Z010/TN2S durchgeführt. Abbildung 6.2 zeigt den Versuchsstand. Die Zugmaschine ist mit einer Kraftmessdose versehen, die Kräfte von 8 bis 2500 N messen kann.

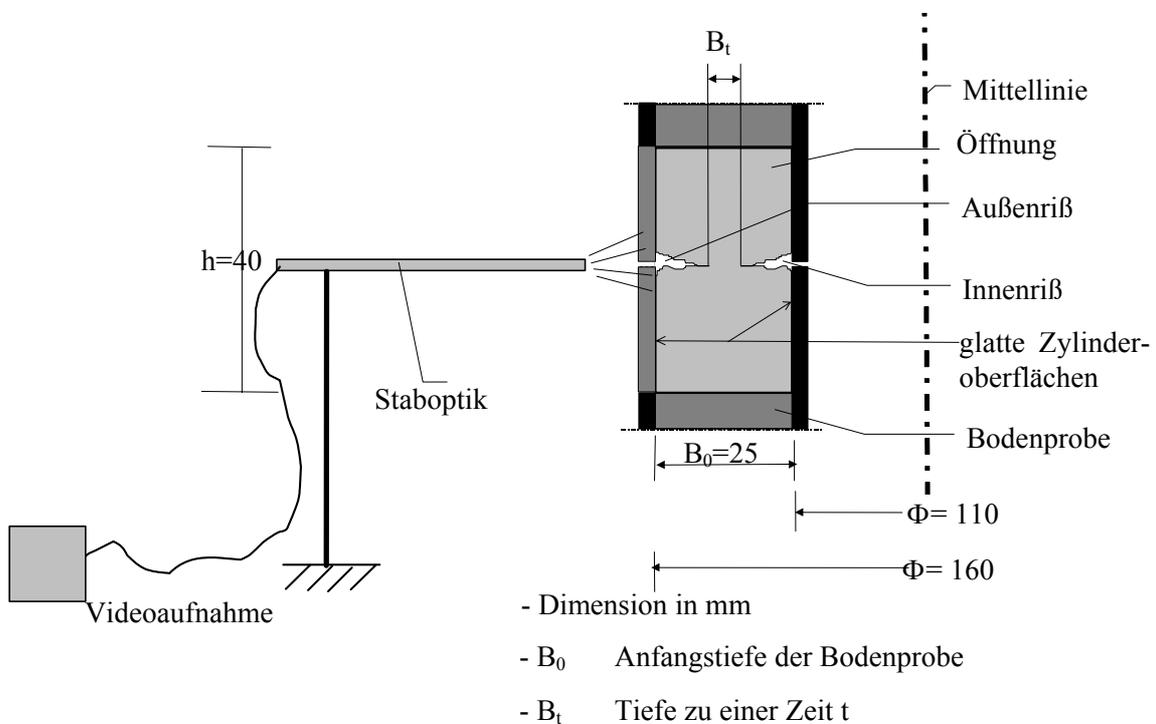
## b) Ermittlung der Zugspannung

In der festgelegten Messstrecke  $\Delta s$ , siehe Abbildung 6.1, werden die Zugspannungen ( $\sigma_z$ ) ermittelt. Dafür wird die Nettoquerschnittsfläche  $A_n$  und die Zugkraft  $F_{Zug}$  benötigt. Es gilt:

$$\sigma_z = \frac{F_{Zug}}{A_n} \quad (6-2)$$

Um die Nettoquerschnittsfläche  $A_n$  zu erhalten, wurden zwei Öffnungen in der Mittelzone der Bodenprobe angeordnet. Die Öffnungen haben eine Breite  $b=1\text{cm}$ , eine Höhe von  $4\text{cm}$  und eine Tiefe  $=2,5\text{cm}$ , die der Anfangstiefe der Bodenprobe entspricht. Die Öffnungen dienen als Beobachtungs- und Messstellen für die Risstiefe. Die Beobachtung erfolgt mit Hilfe einer optischen Messung (Staboptik der Fa. Medizin Consult / Zschopau), die das Rissbild im Laufe eines Versuches aufnimmt. Eine nachträgliche Bearbeitung der aufgenommenen Filme ermöglicht die genaue Messung der Risstiefen an beiden Öffnungen. Abbildung 6.4 zeigt die schematische Darstellung eines Schnittes durch eine Messöffnung.

Es ist davon ausgegangen, dass die Risstiefen in der gesamten Bodenprobe gleich denen an den Beobachtungsstellen sind.



**Abbildung 6.4.** Öffnung in der Bodenprobe für die Messung der Risstiefen (Schnitt A in der Abbildung 6.1).

### c) Ermittlung der Zugdehnungen

Die Zugdehnungen werden für die Messstrecke  $\Delta s$  ermittelt. Durch weitere zwei Öffnungen in den äußeren Schalen des Versuchszylinders mit einer Breite von 1cm und einer Höhe von 4cm konnten potentiometrische Miniatur-Wegaufnehmer mit einer Auflösung von ca. 10  $\mu\text{m}$  in die Bodenprobe installiert werden, die Messungen der Bodenzugverschiebungen an den beiden Enden der Messstrecke unabhängig voneinander ermöglichten. Die Zugdehnung  $\varepsilon_z$  errechnet sich nach:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta h}{\Delta s} \cdot 100 \quad [\%] \quad (6-3)$$

### d) Messung der Temperatur bei Versuchen mit $T=40^\circ\text{C}$

Durch die Installation von zwei Tangentiallüftern mit Heizvorsätzen wurde die Temperaturkammer geheizt. Die Kammer ist mit einer Temperaturregelung versehen, so dass eine Temperatur von ca.  $40^\circ\text{C}$  konstant gehalten werden konnte. Außerdem wurden vier Temperatur-Einbaufühler in die Bodenprobe in vier verschiedenen Höhen installiert und an ein Messdaten-Speichergerät als Datenerfassungssystem angeschlossen. Mit Hilfe des Erfassungssystems konnten die Temperaturen in der Bodenprobe beobachtet und gemessen werden. Nach einer Heizzeit von ca. 90min hatten die Bodenproben die in der Kammer eingestellte Temperatur von ca.  $40^\circ\text{C}$  erreicht und somit konnte der Zugversuch schnell gestartet werden.

## 6.4 Probevorbereitung und Versuchsdurchführung

Das Probematerial wird, wie in Teilkapitel 5.2.3 beschrieben, aufbereitet. Der Probenkörper wird dann lagenweise zu je ca. 2cm in dem Versuchszylinder dynamisch so verdichtet, dass die gewünschte Porenzahl erreicht ist. Um die Entstehung möglicher Trennflächen zu vermeiden, wurde jede Schicht nach dem Verdichten bis zu 1cm ihrer Höhe aufgeraut, damit sie mit der nächsteingebauten Schicht eine gute Verbindung erhält. Der mittlere Einbauwassergehalt wird während des Einbaues aus drei verschiedenen Schichten ermittelt. Die Bodenproben wurden dann ca. 18 Stunden mit einem isotropen Anfangsspannungszustand belastet und in einem luftfeuchte- kontrollierten Zustand gelassen. Diese Zeit wurde benötigt, damit sich in den Bodenproben eine gleichmäßige Wasserspannung wiedereinstellt, falls diese durch die

dynamische Verdichtung beeinträchtigt war. Anschließend wurde die axiale Druckbelastung entfernt und der Zugversuch wurde gestartet.

Bemerkung:

Um die Schritte der Versuchsdurchführung genauer zu beschreiben, wird ein Zug-Referenzversuch herangezogen. Dies ist der Versuch Nr. SR1\_e1\_w1, siehe auch Tabelle 6.1.

#### **6.4.1 Der Anfangsspannungszustand**

Die Bodenprobe wurde während der Ruhephase isotrop belastet. Für die Messung der Setzungen infolge der axialen Belastung wurde eine Wegmessuhr und für die Messung der horizontalen Verschiebungen infolge radialer Belastung wurden potentiometrische Miniatur-Wegaufnehmer verwendet. Dabei konnte keine Änderung der Probenhöhe festgestellt werden und in der horizontalen Richtung ergaben sich kleine Verschiebungen (bis 0,03mm), die bis zum Anlegen des Innenzylinders an die Bodenprobe nötig waren.

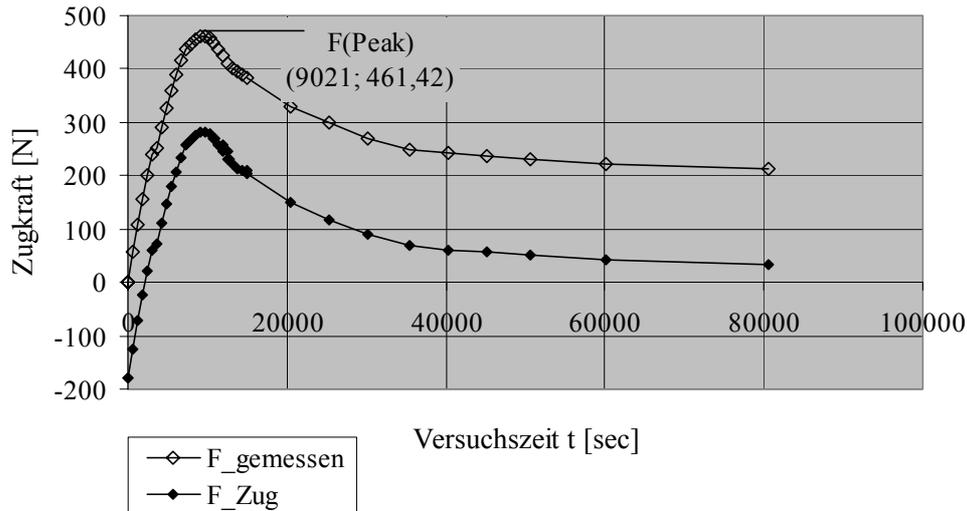
#### **6.4.2 Start des Zugvorganges**

Unter Konstantbleiben des Innendruckes wird die axiale Druckbelastung entfernt und der Versuchszylinder wird an die obere Platte und den verfahrbaren Teil der Zugmaschine angeschlossen. Nach Installation der Wegaufnehmer und des Kamerasystems wird der Zugversuch gestartet.

#### **6.4.3 Versuchsergebnisse**

##### **6.4.3.1 Kraftmessung**

Die Zugkraft  $F_{Zug}$  errechnet sich aus dem Unterschied zwischen der gemessenen Kraft  $F_{gemessen}$  und der Endkraft  $F_{residual}$ , die sich am Ende des Versuches ergibt, wenn beide Ober- und Unterzylinderteile komplett auseinander abgetrennt sind. Abbildung 6.5 zeigt den zeitlichen Verlauf der Zugkraft während des Zug-Referenzversuches.

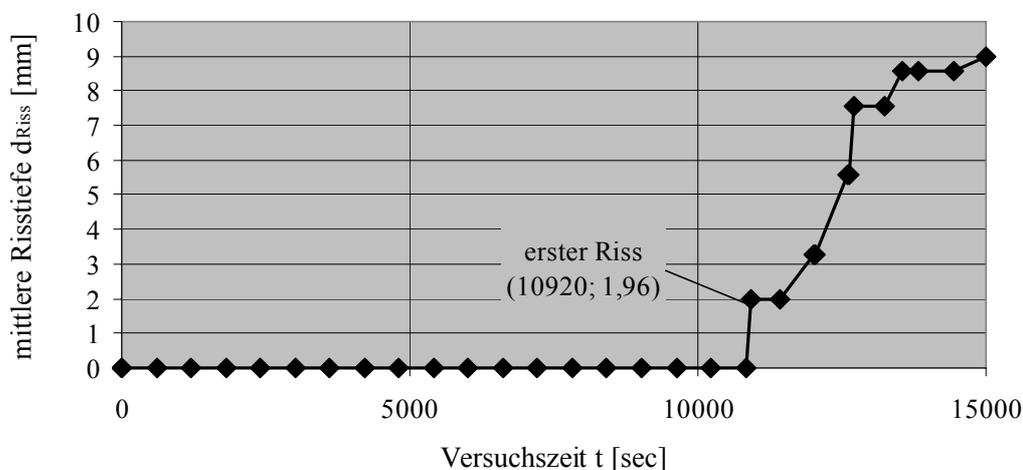


**Abbildung 6.5.** Zeitlicher Verlauf der Zugkraft während des Zug – Referenzversuches.

Die Zugkräfte nehmen bis zu einem Peak-Wert  $F(\text{Peak})$  zu. Danach fallen die Zugkraftwerte rapide ab, was auf die Rissentstehung zurückzuführen ist. Die ersten Risse wurden stets kurz nach dem Peak-Wert beobachtet.

#### 6.4.3.2 Messung der Risstiefen

Mit Hilfe der verwendeten Staboptik konnten Videoaufnahmen an den zwei Messöffnungen, vgl. a. Kapitel 6.3. b, erhalten werden. Die an den beiden Öffnungen gemessenen Werte der Risstiefen wurden gemittelt und der zeitliche Verlauf des Mittelwertes konnte aufgetragen werden, Abbildung 6.6 zeigt diesen Verlauf.

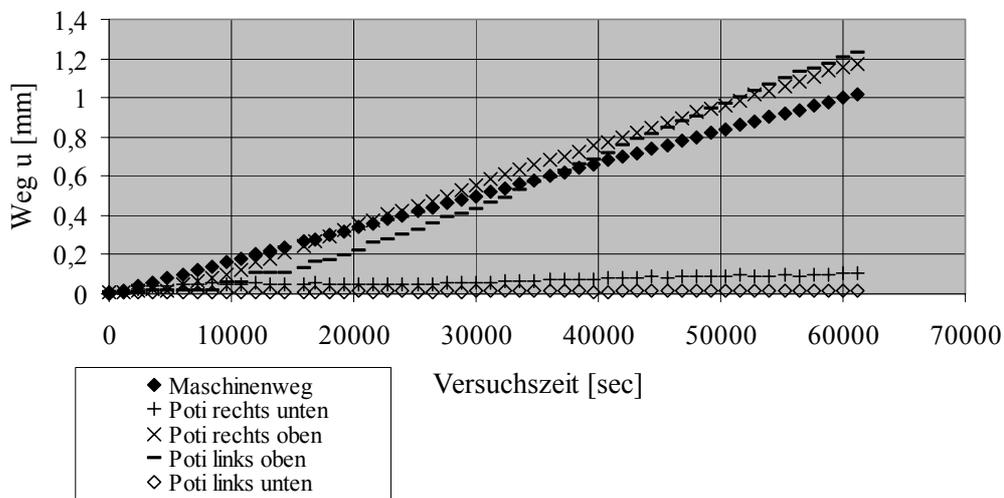


**Abbildung 6.6.** Zeitlicher Verlauf der Risstiefenentwicklung im Laufe des Zug – Referenzversuches.

Ein plötzlicher Riss mit einer Tiefe von 1,96mm ist bei  $t=10920\text{sec}$  nach Versuchsbeginn entstanden. Dies geschieht ca. 30min nach Erreichen des  $F(\text{Peak})$ , vgl. auch Abbildung 6.5.

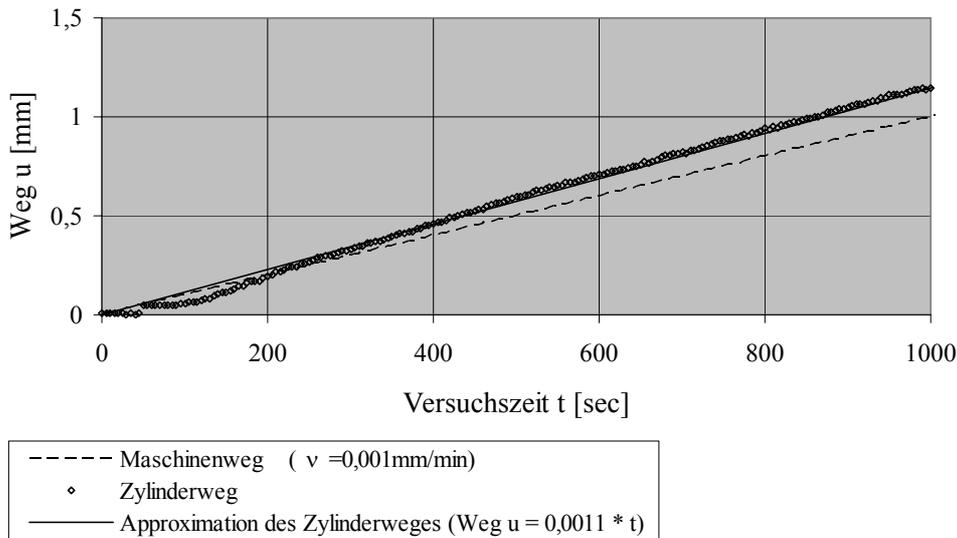
### 6.4.3.3 Messung der Zugverschiebung

Wie in Kapitel 6.3 c erwähnt, wurden Zugverschiebungen der Messstrecke mit Hilfe von Miniatur-Wegaufnehmern indirekt gemessen. Daten der Wegaufnehmer sind elektrische Spannungen  $U$  [mV] und die konnten durch eine Vorkalibrierung in Millimeter umgerechnet werden. Abbildung 6.7 zeigt die Wegmessungen aufgetragen über die Zeit  $t$ .



**Abbildung 6.7.** Wegmessungen in den festgelegten Messstrecken der Bodenprobe beim Zug – Referenzversuch.

Die Ergebnisse zeigen, dass die unteren Poti's (potentiometrische Wegaufnehmer) zuerst minimale Bodenverschiebungen zeigen, die dann konstant blieben. Die oberen Poti's steigen dagegen ständig. Die Ergebnisse zeigen aber eine schwache Reaktion der Wegaufnehmer in der ersten Zeit nach Versuchsbeginn, obwohl die mehrfach durchgeführten Kalibrierungen der Wegaufnehmer stets gute Reaktionen ergeben hatten. Deshalb wurde der Weg am Versuchszylinder nahe der Mittelzone direkt gemessen, um die Ursache der Reaktionsverspätung zu ermitteln. Abbildung 6.8 zeigt die Messergebnisse für den Bodenzylinder sowie für den Maschinenweg.



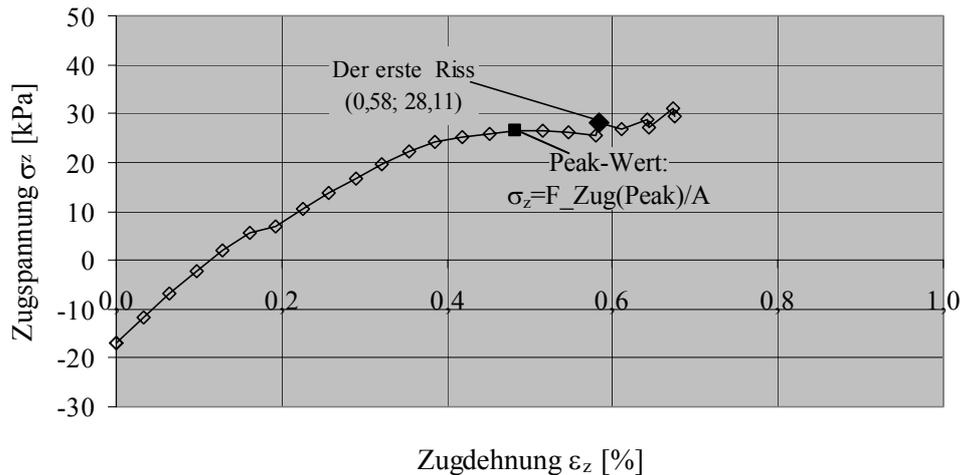
**Abbildung 6.8.** Zugmaschinen- und Zylinderweg in der Mittelzone.

Der installierte Zylinderweg – Aufnehmer erfasst annähernd den Weg der Zugmaschine, besonders in der Anfangszeit. Die potentiometrischen Wegaufnehmer benötigen offensichtlich eine längere Reaktionszeit bei geringen Verschiebungen in der Haftstrecke mit dem hohen Schubwiderstand.

Für die weiteren Versuchsauswertungen wird der Zugmaschinenweg berücksichtigt. Parallel wurde aber auch weiterhin mit den Wegaufnehmern gemessen, um zusätzlich zu den Kameraaufnahmen sicher zu stellen, dass die Bodenprobe in der Mittelzone reißt und sich z.B. nicht an einer Verdichtungstrennschicht öffnet.

### 6.5 Versuchsauswertung

Nach Ermittlung der Zugspannungen sowie der Zugdehnungen kann das Spannungs-Verformungs-Verhalten der untersuchten Bodenprobe ermittelt und graphisch dargestellt werden. Abbildung 6.9 zeigt dieses Verhalten für den Zug – Referenzversuch.



**Abbildung 6.9.** Spannungs-Dehnungs-Diagramm aus dem Zug – Referenzversuch.

Die Kurve zeigt eine Zunahme der Zugspannung mit zunehmenden Zugdehnungen bis der Peak-Wert von  $F_{\text{Zug}}$  erreicht ist. Nach dem Peakzustand sinkt die Zugspannung geringfügig ab, obwohl noch keine Risse beobachtet wurden. Erst bei einer Dehnung von  $\epsilon_z \approx 0,58\%$  entsteht der erste Riss. Die Querschnittsfläche der Probe verkleinert sich und die rechnerischen Zugspannungen nehmen wieder zu. Daher wird die Zugspannung beim ersten Riss im folgenden Teilkapitel und in den dargestellten Abbildungen als die Zugfestigkeit bezeichnet.

## 6.6 Einflussgrößen auf das Zugspannungs-Zugdehnungs-Verhalten

### 6.6.1 Versuchsplan

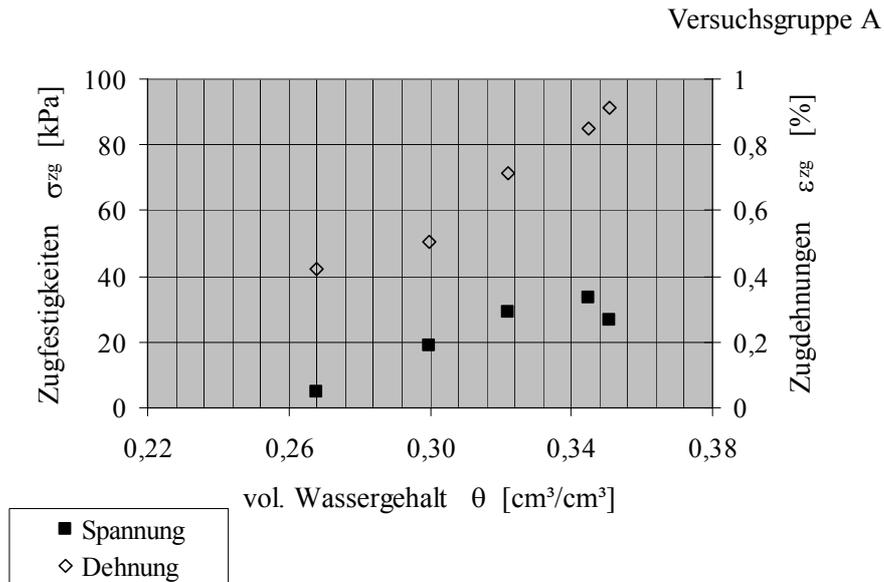
Der Einfluss des Wassergehaltes, der Porenzahl, der Temperatur sowie des Spannungszustandes auf das Zugverhalten wurde anhand der in Tabelle 6.1 aufgeführten Versuche untersucht.

**Tabelle 6.1.** Daten der durchgeführten Zugversuche.

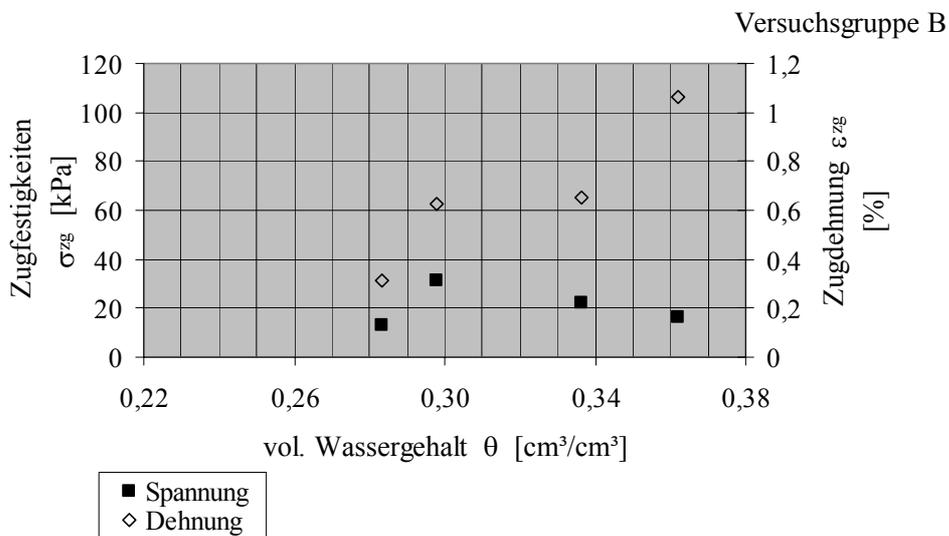
Labor - Nr.	Gruppe	Wassergehalt w [%]	Trockendichte $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	Porenzahl e [-]	Sr [%]	vol. Wassergehalt $\theta_0$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	Temperatur T [°C]	radialer Druck $\sigma_r$ [kPa]
20	A	17,42	1,54	0,72	63,7	0,27	20,0	0
13	A	19,40	1,54	0,72	71,0	0,30	20,0	0
22	A	20,94	1,54	0,72	76,6	0,32	20,0	0
21	A	22,23	1,55	0,71	82,6	0,35	20,0	0
39	A	22,65	1,55	0,71	83,9	0,35	20,0	0
7	B	18,76	1,51	0,75	65,8	0,28	20,0	0
6	B - D - I	19,72	1,51	0,75	69,2	0,30	20,0	0
8	B	24,31	1,49	0,78	82,7	0,36	20,0	0
12	B	22,43	1,50	0,77	77,5	0,34	20,0	0
T SR0 e2 w1-2	C	15,76	1,59	0,67	62,4	0,25	40,0	10
T SR0 e2 w2-2	C	18,97	1,59	0,67	75,1	0,30	41,4	10
T SR0 e2 w3-2	C	21,74	1,59	0,67	86,6	0,35	41,2	10
SR2 e1 w2 2	D - H - I	19,81	1,50	0,77	68,4	0,30	20,0	20
SR3 e1 w2	D - I - K	18,46	1,52	0,75	65,4	0,28	20,0	25
T SR2 e1 w2	E - H	20,06	1,51	0,76	69,9	0,30	40,0	20
T SR2 e2 w3-2	E	21,89	1,59	0,67	87,1	0,35	40,7	20
T SR1 e2 w1-2	F	15,74	1,59	0,67	62,7	0,25	41,4	15
T SR1 e1 w1	F	15,89	1,67	0,58	72,0	0,27	41,5	15
SR2 e1 w1	G - J	16,60	1,50	0,77	57,0	0,25	20,0	20
T SR2 e1 w1	G	16,68	1,50	0,76	58,0	0,25	41,7	20
SR1 e1 w2	I	18,663	1,505	0,76	65,0	0,28	20,0	15
SR1 e1 w1	J	16,993	1,494	0,77	58,2	0,25	20,0	15
SR4 e1 w1	J	16,49	1,502	0,76	57,2	0,25	20,0	30
SR3 e1 w1	J - K	16,76	1,496	0,77	57,6	0,25	20,0	25
SR3 e1 w2 2	K	18,77	1,502	0,76	65,08	0,282	20	25

### 6.6.2 Einfluss des Wassergehaltes

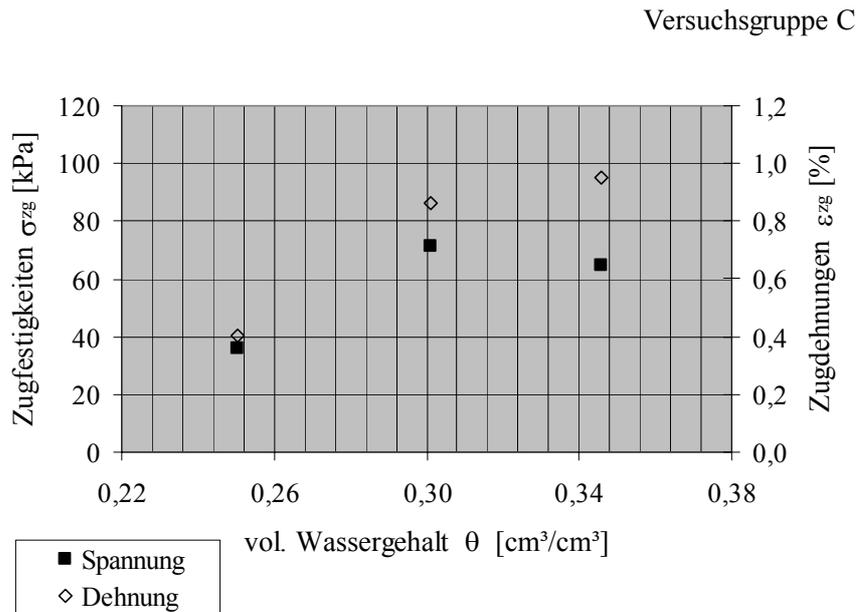
Hier werden Versuche der Gruppen A, B und C herangezogen. In den jeweiligen Gruppen ist der Wassergehalt die einzige variable Einflussgröße. Die Abbildungen 6.10 bis 6.12 zeigen die Vergleichsergebnisse als Zugfestigkeiten und Zugdehnungen beim ersten Riss in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehaltes.



**Abbildung 6.10.** Zugfestigkeiten sowie –dehnungen der Versuchsgruppe A, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=0$ ,  $T=20^\circ\text{C}$  und  $e=0,71-0,72$ ,  $\theta$  veränderlich).



**Abbildung 6.11.** Zugfestigkeiten sowie –dehnungen der Versuchsgruppe B, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=0$ ,  $T=20^\circ\text{C}$ ,  $e=0,75-0,78$ ,  $\theta$  veränderlich).

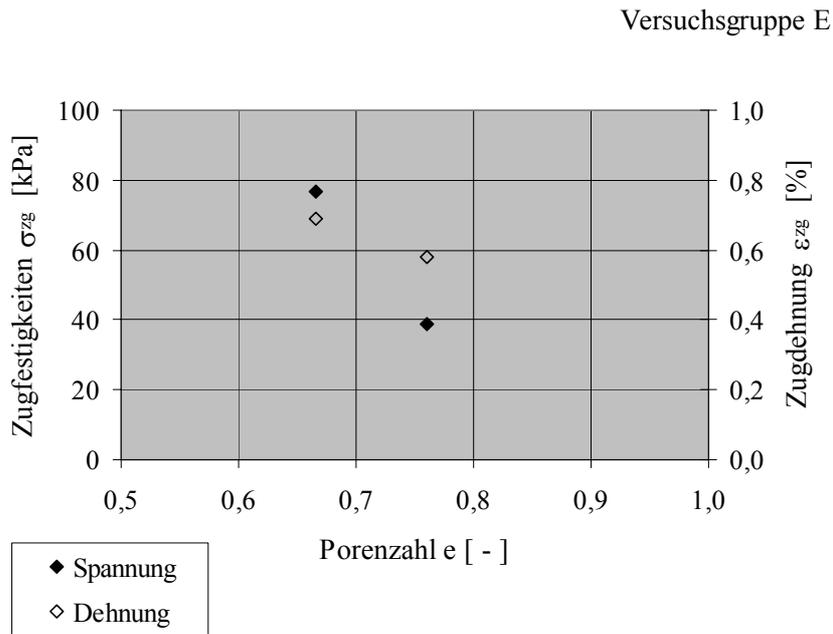


**Abbildung 6.12.** Zugfestigkeiten sowie –dehnungen der Versuchsgruppe C, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=10\text{kPa}$ ,  $T=40\text{--}41,4^\circ\text{C}$ ,  $e=0,67$ ,  $\theta$  veränderlich).

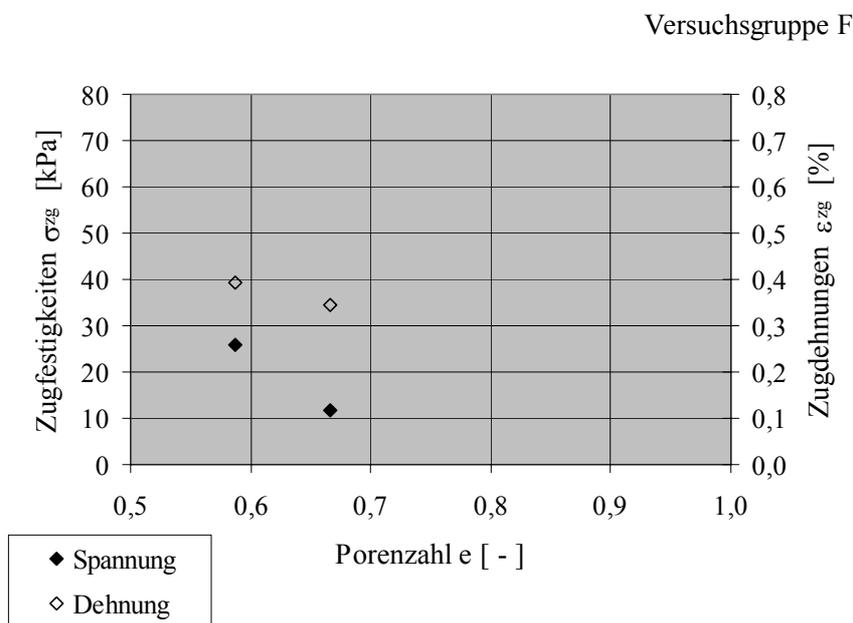
Bei allen drei Versuchsserien nehmen die Zugfestigkeiten bei einer Zunahme des volumetrischen Wassergehaltes bis zu einem Wert zu, der je nach Versuchsbedingungen zwischen  $\theta = 0,3$  und  $0,345\text{cm}^3/\text{cm}^3$  liegt. Nach diesem Wert nehmen die Zugfestigkeiten wieder ab. Die Zugdehnungen nehmen bei einer Zunahme des Wassergehaltes kontinuierlich zu.

### 6.6.3 Einfluss der Porenzahl

Hier werden zwei Versuchsgruppen herangezogen. Bei der ersten Versuchsgruppe E ist der mittlere Einbauwassergehalt  $w=21\%$  und die Einbauporenzahlen  $0,76$  und  $0,67$ . Es bestehen volumetrische Wassergehalte von  $0,3$  und  $0,35[\text{cm}^3/\text{cm}^3]$ . Bei der zweiten Versuchsgruppe F ist der mittlere Einbauwassergehalt  $w=15,82\%$  und die Einbauporenzahlen  $0,67$  und  $0,58$ . Es ergeben sich volumetrische Wassergehalte von  $0,25$  und  $0,27[\text{cm}^3/\text{cm}^3]$ . Die Abbildungen 6.13 und 6.14 zeigen die Zugfestigkeiten und die Zugdehnungen der beiden Versuchsgruppen E und F in Abhängigkeit der Porenzahl.



**Abbildung 6.13.** Zugfestigkeiten sowie –dehnungen der Versuchsgruppe E, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=20\text{kPa}$ ,  $T\approx 40^\circ\text{C}$ ,  $e$  veränderlich).

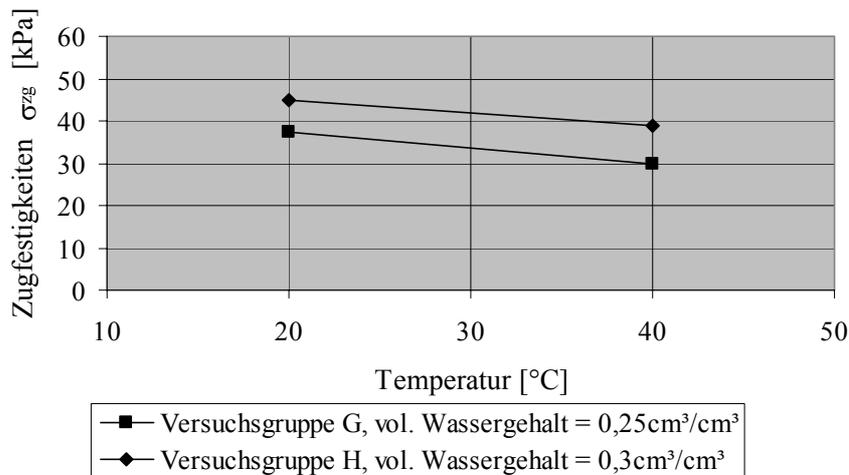


**Abbildung 6.14.** Zugfestigkeiten sowie –dehnungen der Versuchsgruppe F, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=15\text{kPa}$ ,  $T\approx 41^\circ\text{C}$ ,  $e$  veränderlich).

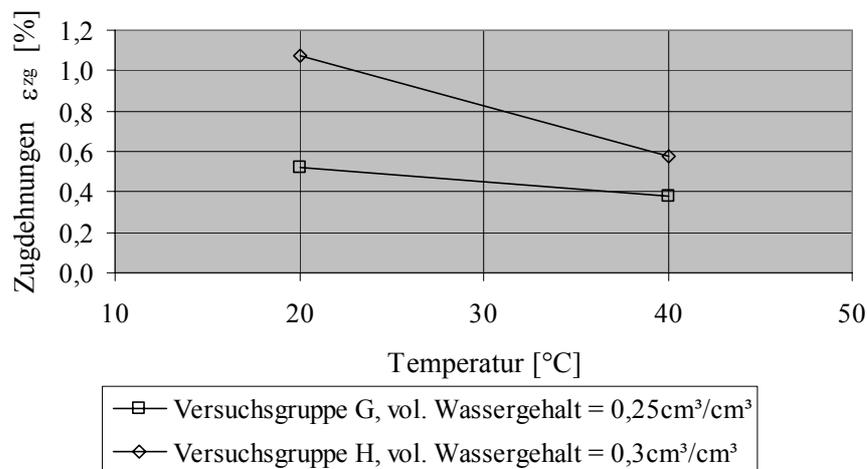
Die Abbildungen 6.13 und 6.14 zeigen, dass Versuche mit kleinerer Einbauporenzahl größere Zugfestigkeiten und -dehnungen ergeben. Grund kann die höhere Dichte oder die höhere Sättigung bei kleinerer Porenzahl.

### 6.6.4 Einfluss der Temperatur

Hier werden wiederum zwei Versuchsgruppen herangezogen. Bei der ersten Versuchsgruppe G ist der mittlere Einbauwassergehalt 16,64%, die mittlere Einbauporenzahl 0,765 und die Versuchstemperaturen sind 20 und 41,7°C. Bei der zweiten Versuchsgruppe H ist der mittlere Einbauwassergehalt 19,94%, die mittlere Einbauporenzahl 0,765 und die Versuchstemperaturen sind gleichfalls 20 und 40°C. Die Abbildungen 6.15 und 6.16 zeigen die Zugfestigkeiten sowie die -dehnungen der beiden Versuchsgruppen G und H in Abhängigkeit der Temperatur.



**Abbildung 6.15.** Zugfestigkeiten der Versuchsgruppen G und H, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=20\text{kPa}$ ,  $e=0,765$ , T veränderlich).

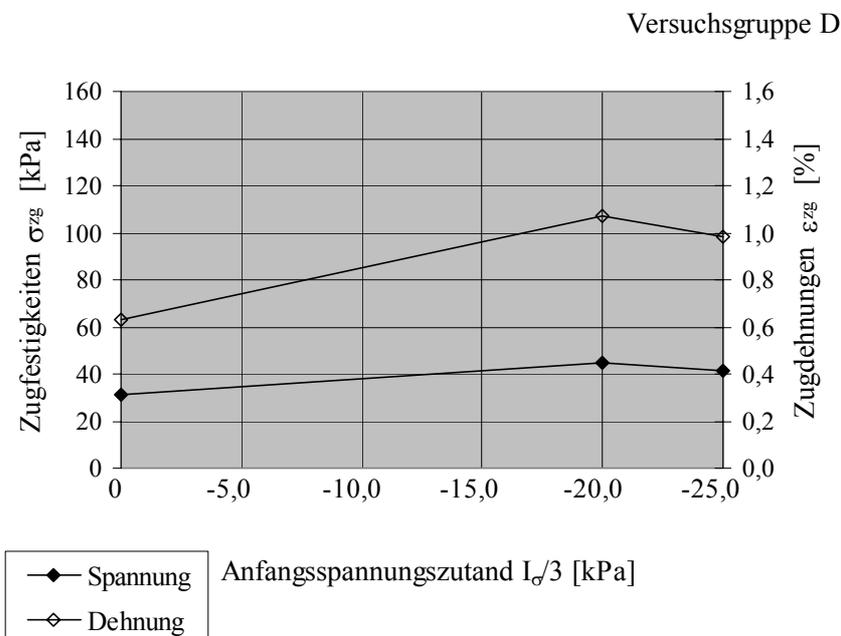


**Abbildung 6.16.** Zugdehnungen der Versuchsgruppen G und H, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=20\text{kPa}$ ,  $e=0,765$ , T veränderlich).

Die Abbildungen 6.15 und 6.16 zeigen eine Abnahme der Zugfestigkeiten und der -dehnungen bei einer Erhöhung der Versuchstemperatur von 20 auf ca. 40°C. Die Begründung für dieses Verhalten ist die Austrocknung der Bodenproben bei höheren Temperaturen sowie Abminderung der Viskosität des Wassers.

### 6.6.5 Einfluss des Spannungszustandes

Hier werden Ergebnisse der Versuchsgruppe D berücksichtigt. In der Gruppe D ist der Anfangsspannungszustand die einzige variable Einflussgröße. Die Abbildung 6.17 zeigt die Zugfestigkeiten und -dehnungen in Abhängigkeit des Anfangsspannungszustandes.

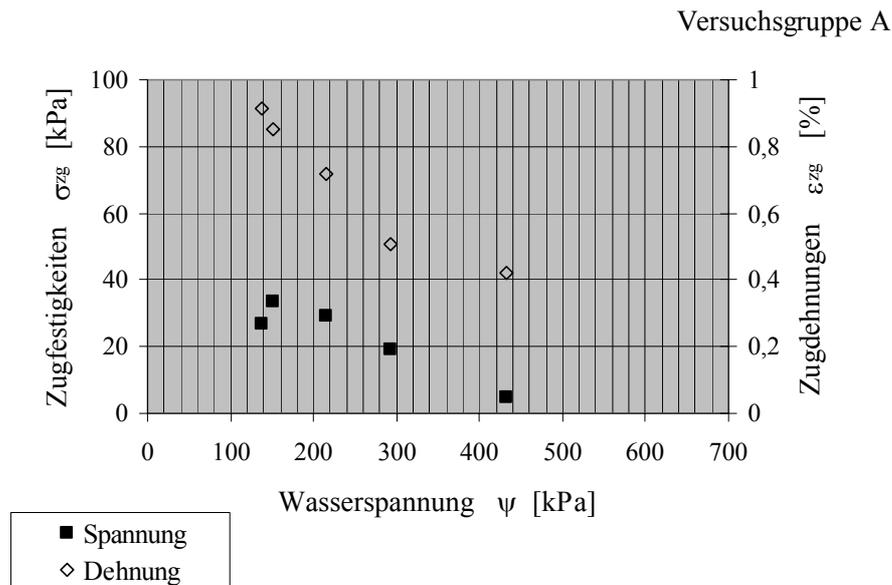


**Abbildung 6.17.** Zugfestigkeiten sowie -dehnungen der Versuchsgruppe D, Tabelle 6.1, ( $\theta \approx 0,29[\text{cm}^3/\text{cm}^3]$ ,  $T=20^\circ\text{C}$ ,  $e \approx 0,76$ ,  $\sigma_r$  veränderlich).

Die Zugfestigkeit und die -dehnung des Bodens nehmen bei einer Erhöhung des isotropen Druckanfangsspannungszustandes von 0 auf  $I_{\sigma}/3 = -20[\text{kPa}]$  eindeutig zu. Der Bereich danach zeigt eine leichte Abnahme beider Zugeigenschaften mit einer weiteren Erhöhung des Anfangsspannungszustandes auf  $I_{\sigma}/3 = -25[\text{kPa}]$ . Diese Abnahme kann auf den etwas niedrigeren vol. Wassergehalt zurückgeführt werden, vgl. Versuch – Nr. SR3\_e1\_w2 in der Gruppe D, Tabelle 6.1.

### 6.6.6 Einfluss der Wasserspannung

Die Wasserspannung lässt sich in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehaltes mit Hilfe der pF – Kurve, Gl. (5.1- 6) berechnen. Daher ist es möglich, die in den Teilkapiteln 6.6.2 bis 6.6.4 gezeigten Abbildungen als die Abhängigkeit der Zugfestigkeiten und –dehnungen von der Wasserspannung darzustellen. Anhand von Ergebnissen der Versuchsgruppe A, Tabelle 6.1 wird beispielhaft dieser Zusammenhang in Abbildung 6.18 gezeigt.



**Abbildung 6.18.** Abhängigkeit der Zugfestigkeiten sowie –dehnungen von der Wasserspannung für die Versuchsgruppe A, Tabelle 6.1, ( $\sigma_r=0$ ,  $T=20^\circ\text{C}$  und  $e=0,71-0,72$ ,  $\theta$  veränderlich).

In der Abbildung 6.18 zeigt sich eine Zunahme der Zugfestigkeiten bei einer Zunahme der Wasserspannung bis zu einem Wert  $\psi = 151[\text{kPa}]$ . Nach diesem Wert nehmen die Zugfestigkeiten wieder ab. Die Zugdehnungen nehmen bei einer Zunahme der Wasserspannung kontinuierlich ab.

### 6.7 Fazit

Ergebnisse der Zugversuche haben zunehmende Zugfestigkeiten bei einer Zunahme des volumetrischen Wassergehaltes ergeben, bis zu einem Wert, der je nach Versuchsbedingungen zwischen  $\theta = 0,3$  und  $0,345 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  liegt. Für größere  $\theta$  - Werte nehmen die Zugfestigkeiten wieder ab. Die Zugdehnungen nehmen bei einer Zunahme des Wassergehaltes hingegen ständig zu. Versuche mit größerer Einbautrockendichte ergaben größere Zugfestigkeiten und

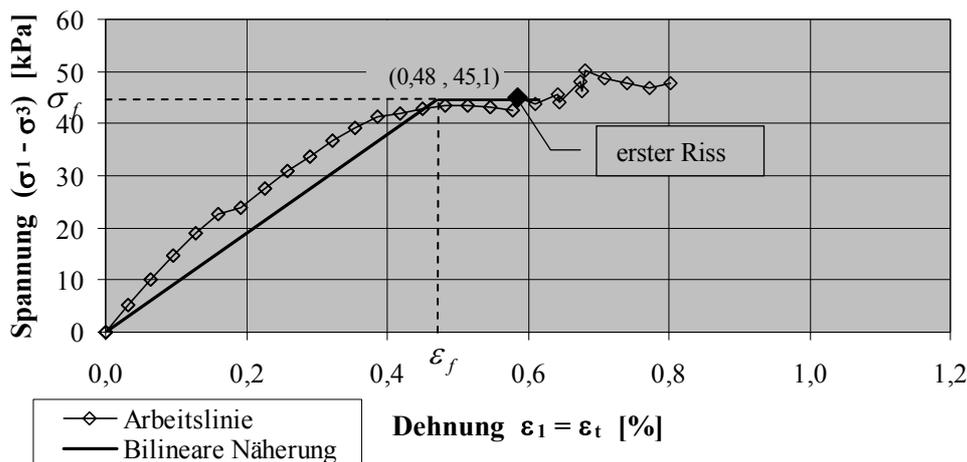
Zugdehnungen. Die Zugfestigkeiten und -dehnungen nahmen dagegen bei einer Erhöhung der Versuchstemperatur von 20 auf 40°C ab.

### 6.8 Stoffmodell zur Materialbeschreibung

Stoffmodelle (häufig auch Stoffgesetze genannt) sind mathematische Formulierungen, die das Spannungs-Verformungs-Verhalten von Materialien möglichst zutreffend beschreiben.

Als vereinfachtes bodenmechanisches Stoffmodell ist hier ein linear-elastisch, ideal-plastisches Materialverhalten gewählt.

Der Spannungs-Dehnungsverlauf wird bilinear approximiert. Abbildung 6.19 zeigt die bilineare Näherung der experimentell bestimmten Spannungs-Dehnungs-Kurve des Zug-Referenzversuches.

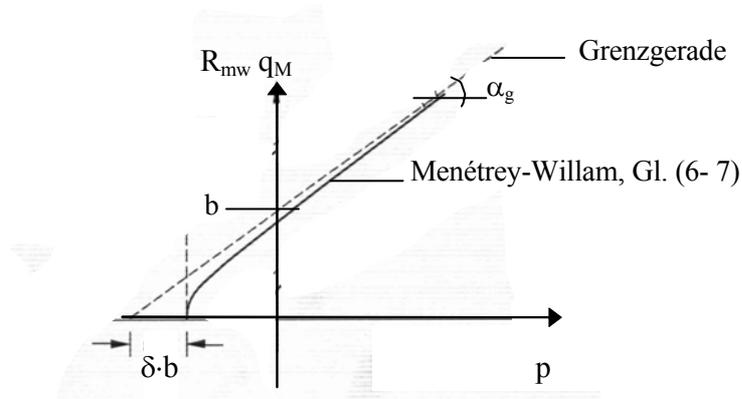


**Abbildung 6.19.** Bilineare Näherung zur Approximierung des experimentell erhaltenen Spannungs-Verformungs-Verhaltens, Zug – Referenzversuch.

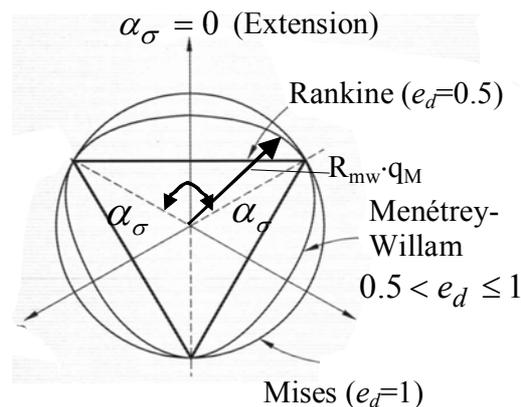
Das Spannungs-Verformungs-Verhalten ist als linearelastisch-idealplastisch approximiert. Der erste Riss findet bei  $\sigma_f = 45,1$  kPa statt. Ab einer Verformung  $\epsilon > \epsilon_f = 0,48\%$  treten nur noch plastische Verformungen auf.

Für den Fall eines linearelastisch-idealplastischen Materialverhaltens wird das Stoffmodell nach MOHR-COULOMB, wie es in ABAQUS (2002) angegeben ist, verwendet. Dabei kann der elastische Teil mit Hilfe von zwei Materialparametern ( $E$  und  $\nu$ ), der plastische Teil mit Hilfe der Grenzfunktion von Mohr-Coulomb simuliert werden. Letztere ist von Menétrey & Willam (1995) modifiziert. Die Abbildungen 6.20 und 6.21 zeigen Darstellungen dieser Funktionen in der  $q_M - p$  – und in der deviatorischen Spannungsebene, wobei

$p = -I_\sigma/3$ ,  $\tan \alpha_g = \sin \varphi$ ,  $b = c \cdot \cos \varphi$  und  $q_M = II_s^{1/2}$  ist.



**Abbildung 6.20.** Grenzfunktion in der  $q_M - p$  - Spannungsebene mit asymptotischer Näherung an eine Grenzgerade.



**Abbildung 6.21.** Menétrey-Willam Grenzfunktion in der deviatorischen Spannungsebene.

Für die Bildung der Grenzfunktion wurden Ergebnisse aus Zug- und Kompressionsversuchen herangezogen. Tabelle 6.2 zeigt die Einbaubedingungen der durchgeführten konventionellen Kompressionsversuche. Es handelt sich um UU-Versuche, die einige Abweichungen von der DIN 18137, T2 aufweisen. Zunächst wurden die Bodenproben 18 Stunden lang unter einer Vorspannung  $\sigma_v = 50 \text{ kPa}$  konsolidiert, damit sich in den Bodenproben eine gleichmäßige Wasserspannung einstellte, falls diese durch die Probeverdichtung beeinträchtigt war. Die Stauchungsgeschwindigkeit war  $0,005 \text{ mm/min}$ . Damit können keine Porenwasserüberdrücke entstehen und die Versuche sind als D-Versuche zu betrachten.

**Tabelle 6.2.** Einbaudaten der durchgeführten konventionellen Triaxialversuche.

Labor - Nr.	Gruppe	Wasser- gehalt w [%]	Trocken- dichte $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	Porenzahl $e_0$ [-]	$S_{r0}$ [%]	vol. Wassergehalt $\theta_0$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	radialer Druck $\sigma_r$ [kPa]
Komp SR1 e1 w1	J	16,83	1,50	0,76	58,2	0,27	15
Komp SR3 e1 w1	J	16,83	1,52	0,74	59,7	0,30	23
Komp SR4 e1 w1	J	16,33	1,51	0,76	56,9	0,32	28
Komp SR5 e1 w1	J	16,90	1,51	0,75	59,0	0,35	53
Komp SR6 e1 w1	J	16,90	1,51	0,75	59,0	0,26	86

Die Bodenproben hatten durch die dynamische Verdichtung eine gewisse Vorbelastung. Die Konsolidierspannung betrug  $\sigma_v \approx 50$  kPa. Versuchspunkte von normalkonsolidierten Proben mit  $\sigma > \sigma_v$  liegen auf der unter  $\alpha_s$  geneigten Geraden, die durch den Ursprungspunkt geht. Den Winkel der Gesamtscherfestigkeit erhält man aus  $\sin \varphi_s = \tan \alpha_s$ . Versuchspunkte mit gleicher Vorbelastung ( $\sigma_v \approx 50$  kPa) und verschiedenen Belastungen lassen sich durch eine geknickte Linie verbinden, wie Abbildung 6.22 zeigt.

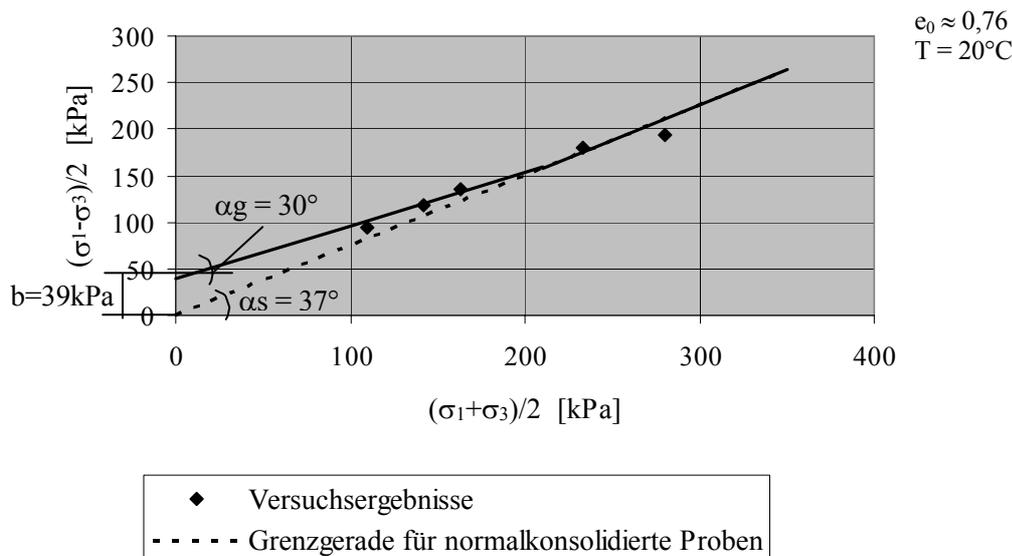
**Abbildung 6.22.** Grenzgeraden der in Tabelle 6.2 aufgeführten Triaxialversuche, Konsolidierungsspannung  $\sigma_v \approx 50$  kPa.

Abbildung 6.22 zeigt die Grenzgerade für überkonsolidierte Bodenproben und für mittlere Spannungen  $p < 210$  kPa mit:  $\alpha_g = 30,0^\circ$  und  $b = c \cdot \cos \varphi = 39,0$  kPa, wobei  $\tan \alpha_g = \sin \varphi$  ist.

Für die numerischen Berechnungen in Kapitel 7 und für das Stoffgesetz in Abbildung 6.23 wird die Hypothese aufgestellt, dass nur die Grenzgerade für überkonsolidierte Proben gilt und somit keine normalkonsolidierten Zustände berücksichtigt werden, auch nicht bei den Zugversuchen.

Die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb kann für den allgemeinen Fall mit Hilfe der drei Spannungsinvarianten wie folgt angegeben werden:

$$F = II_s^{1/2} + \frac{\sqrt{\frac{2}{3}} I_\sigma \sin \varphi - \sqrt{6} c \cos \varphi}{\sqrt{3} \sin\left(\alpha_\sigma + \frac{\pi}{3}\right) + \sin \varphi \cos\left(\alpha_\sigma + \frac{\pi}{3}\right)} = 0 \quad (6-4)$$

oder in der folgenden Form:  $F = R \cdot q_M - p \cdot \tan \varphi - c = 0$

Hierin sind:

$$p = -\frac{I_\sigma}{3} \quad \text{die mittlere Spannung}$$

$$q_M = \sqrt{II_s} \quad \text{die Mises Spannung}$$

$\varphi$  der Reibungswinkel

$c$  die Kohäsion

$$R(\alpha_\sigma, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin\left(\alpha_\sigma + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \cos\left(\alpha_\sigma + \frac{\pi}{3}\right) \tan \varphi \quad \text{und}$$

$\alpha_\sigma$  der LODE-Winkel (Extension  $\alpha_\sigma = 0$ ).

Menétrey & Willam (1995) verwenden anstatt  $R(\alpha_\sigma, \varphi)$  einen Faktor  $R_{mw}$ . Es gilt:

$$R_{mw} = r(\alpha_\sigma, e_d) \cdot R(\alpha_\sigma, \varphi)$$

wobei

$r$  eine elliptische Funktion in der deviatorischen Spannungsebene ist. Es gilt:

$$r = \frac{4(1 - e_d^2) \cos^2 \alpha_\sigma + (2e_d - 1)^2}{2(1 - e_d^2) \cos \alpha_\sigma + (2e_d - 1) \sqrt{4(1 - e_d^2) \cos^2 \alpha_\sigma + 5e_d^2 - 4e_d}} \quad (6-5)$$

Der Parameter  $e_d$  beschreibt den Grenzzustand der Proben in der Deviatorebene, siehe auch Abbildung 6.21. Der Parameter variiert zwischen  $0,5 < e_d \leq 1$  und kann nach Menétrey & Willam (1995) in Abhängigkeit des Reibungswinkels ermittelt werden. Es gilt:

$$e_d = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi}.$$

Auf der Kompressionsachse ( $\alpha_\sigma = 60^\circ$ ) gilt:  $r(\alpha_\sigma = 60^\circ, e_d) = 1$ ,  $R(60^\circ, \varphi) = \frac{3 - \sin \varphi}{6 \cos \varphi}$  und für

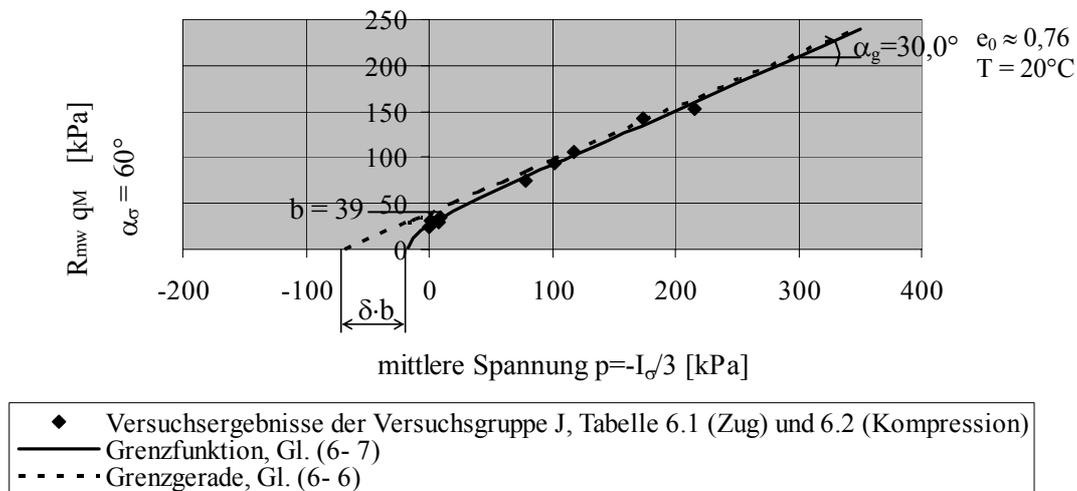
die Grenzgerade in der  $q_M - p$  - Spannungsebene gilt:

$$F = R_{mw} \cdot q_M - p \cdot \tan \alpha_g - b = 0 \quad (6-6)$$

Für die Grenzfunktion in der  $q_M - p$  - Spannungsebene mit asymptotischer Näherung an die Grenzgerade, siehe auch Abbildungen 6.20 und 6.23, gilt:

$$R_{mw} \cdot q_M = \sqrt{(p \cdot \tan \alpha_g + b)^2 - (\delta \cdot b \cdot \tan \alpha_g)^2} ; \quad p > \frac{b}{\tan \alpha_g} \cdot (\delta \cdot \tan \alpha_g - 1) \quad (6-7)$$

wobei  $\delta(e_0, T)$  ein Parameter zur Beschreibung der hyperbolischen Grenzfunktion in der isotropen Spannungsebene ist, siehe Abbildung 6.20. Abbildung 6.23 zeigt die Grenzgerade der Triaxialversuche sowie die Ergebnisse der Zug- und Triaxialversuche.



**Abbildung 6.23.** Die Grenzbedingung sowie Ergebnisse der Versuchsgruppe J, Tabelle 6.1 und 6.2, in der isotropen Spannungsebene.

Aus der Grenzbedingung ergibt sich  $\alpha_g = 30,0^\circ$ ,  $b = 39,0 \text{ kN/m}^2$  und  $\delta(e_0, T) = 1,3$ . Für diese Werte gilt die Gl. (6- 7) für mittlere Spannungen von  $p > -16,8 \text{ kPa}$ .

### Hinweis bezüglich der numerischen Berechnungen

Für die in Kapitel 7 berechneten Beispiele ist die Grenzfunktion nach Gl. (6- 7) maßgebend, d.h. die o. g. Werte  $\alpha_g$ ,  $b$  und  $\delta(e_0, T)$  wurden in die Inputdatei angegeben. Da die berechneten Beispiele aber Schrumpfungen enthalten, die infolge Austrocknung des Bodens entstehen, ergaben sich keine Zugspannungen, so dass eine Verwendung der Mohr Coulomb'sche Grenzgerade nach Gl. (6- 6) keine nennenswerte Abweichung der Ergebnisse ergab im Vergleich zu der Verwendung der Grenzfunktion nach Gl. (6- 7). Dies ist unbedingt bei numerischen Berechnungen zu überprüfen, bei denen hohe Zugspannungen zu erwarten sind, wie z.B. die numerische Simulation des Zustandes unmittelbar nach der Rissentstehung bzw. für die Simulationen von Rissausbreitungen.

## *Kapitel 7*

### **Die numerischen Berechnungen**

In diesem Kapitel wird zunächst das eingesetzte FE - Programm kurz dargestellt. Dann wird ein Versuch zur Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit simuliert und numerisch nachgerechnet, um die Güte des verwendeten Modells mit den experimentell ermittelten hydraulischen Beziehungen (pF-Kurve und  $K_u - S_r$  - Zusammenhang) zu überprüfen. Anschließend wird die Lösung eines gewählten Randwertproblems vorgestellt.

#### **7.1 Beschreibung des eingesetzten FE - Programms**

##### **7.1.1 Das FE - Programm ABAQUS**

Das verwendete Berechnungsverfahren ist die Finite Elemente Methode. Das FE Programm ABAQUS wurde von Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. entwickelt und für die Nutzung am Regionalen Hochschul-Rechenzentrum der Universität Kaiserslautern (RHRK) gegen Lizenzgebühren zur Verfügung gestellt. Die Berechnungen erfolgten mit der ABAQUS VERSION 6.2-007.

Ein wesentliches Kriterium für die Wahl dieses FE - Programms lag in der Möglichkeit, Berechnungen an teilgesättigten Böden ( $S_r < 1$ ) durchzuführen.

##### **7.1.2 Verwendeter Analysetyp in ABAQUS**

Der **\*SOILS** Schritt ermöglicht eine gekoppelte Porenwassertransport- und Spannungsanalyse (Coupled pore fluid flow and stress analysis). Mit dieser gekoppelten Analyse kann der Feuchtetransport in einem gesättigten oder teilgesättigten porösen Medium wie Boden simuliert werden. Ein poröses Medium wird in ABAQUS als Mehrphasensystem modelliert, für das effektive Spannungen verwendet werden.

Ein Boden enthält, wie auch Abbildung 3.1-3, Kapitel 3 zeigt, zusätzlich zum Feststoff zwei weitere Medien: Wasser und Luft. Für einen teilgesättigten Boden gilt dann:

$$n_w < n$$

### 7.1.3 Verwendete ABAQUS – Berechnungsansätze und – Optionen

#### a) Berechnung der effektiven Spannungen

Die effektiven Spannungen  $\sigma'$  lassen sich in Abhängigkeit der totalen Spannungen  $\sigma$ , des Porenwasserdruckes  $u_w$ , des Porenluftdruckes  $u_a$  sowie eines  $\chi$  Faktors nach Bishop (1959) wie folgt ermitteln:

$$\sigma' = \sigma + (\chi u_w + (1 - \chi) u_a) I \quad (7-1)$$

$I$  ist die Einheitsmatrix

$\chi$  ist ein Faktor, der den Wert 1,0 für gesättigte und einen Wert zwischen 0 und 1,0 für teilgesättigte Böden hat. Der Faktor  $\chi$  hängt von der Sättigung ab und wird in ABAQUS gleich dem Sättigungsgrad angesetzt.

Zur Vereinfachung wird der Porenluftdruck als konstant und so klein angenommen, dass sein Wert vernachlässigbar ist. Die Gl. (7-1) reduziert sich dann zu:

$$\sigma' = \sigma + \chi u_w I \quad (7-2)$$

#### b) Berechnung der Porenwasserdrücke

Mit der Eingabe von **\*PERMEABILITY** sind Angaben über die gesättigte und ungesättigte Wasserleitfähigkeit möglich. In ABAQUS wird unter Voraussetzung von niedrigen Fließgeschwindigkeiten die Leitfähigkeit im Boden als der Zusammenhang zwischen der volumetrischen Fließrate per Flächeneinheit und dem Gradienten des Porenwasserdruckes nach dem Darcy'schen Gesetz definiert. Für isothermische Bedingungen ( $T = \text{const.}$ ) gilt:

$$q = -\frac{k_s}{\gamma_w} K_f \cdot \left( \frac{du_w}{dz} - \rho_w g \right) \quad (7-3)$$

$q$	volumetrische Flussrate per Flächeneinheit [m/sec]
$k_s$	Abhängigkeit der Wasserleitfähigkeit von der Sättigung [-], siehe Gl. (5.2.6- 11)
$K_f$	Die gesättigte Wasserleitfähigkeit des Bodens [m/sec]
$\gamma_w$	Wichte des Wassers [kN/m <sup>3</sup> ]
$\frac{du_w}{dz}$	Gradient des Porenwasserdruckes [kPa/m]
$\rho_w = \gamma_w / g$	Dichte des Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]
$g$	Erdbeschleunigung [m/sec <sup>2</sup> ]

Diese Gleichung ist nichts anderes als Gl. (5.2.6- 1), in der  $K_u$  als  $k_s \cdot K_f$  angegeben ist.

Die Abhängigkeit der Wasserleitfähigkeit von der Sättigung ist durch die Option **\*PERMEABILITY, TYPE=SATURATION** möglich. Hier muss der Zusammenhang nach Gl. (5.2.6- 10) eingegeben werden.

### c) Eingabe der pF – Kurve

In ABAQUS wird bei teilgesättigten Böden die Porenwasserspannung  $u_w$  als negativ angegeben, und die Wasserspannung ergibt sich nach Gl. (3.1- 1) zu:  $\psi = - u_w$ . Dadurch können mit Hilfe der Option **\*SORPTION** die Wasserspannungen aus Gl. (5.1- 6) als negative Porenwasserdrücke in Abhängigkeit des Sättigungsgrades eingegeben werden.

### d) Verwendung des MOISTURE SWELLING Modells

Mit der Option **\*MOISTURE SWELLING** können volumetrische Quellungen in Abhängigkeit der Sättigung eingegeben und bei der gekoppelten Analyse mitberücksichtigt werden. Dieses Quellverhalten ist reversibel und kann daher für die Eingabe der volumetrischen Schrumpfdehnungen in Abhängigkeit der Sättigung verwendet werden.

#### 7.1.4 Instationäre Analyse (CONSOLIDATION) in ABAQUS

Die Feuchtebewegung infolge Austrocknung einer mineralischen Dichtung oder einer unter Laborbedingungen eingebauten Bodenprobe findet unter instationären Bedingungen statt. Diese werden in ABAQUS mit der zusätzlichen Eingabe eines Parameters zum \*SOILS Schritt, siehe 7.1.2, modelliert. Dieser Parameter heißt **CONSOLIDATION** und darf i.d.R. bei einer stationären Analyse nicht eingegeben werden.

Bei einer instationären Analyse ist es sehr wichtig, die richtige Zeitinkrementierung zu wählen. ABAQUS gibt für teilgesättigte Böden und unter Gültigkeit des Darcy'sche Gesetzes einen Zusammenhang zwischen dem Anfangszeitinkrement und der Anfangsporenzahl sowie den Elementabmessungen an.

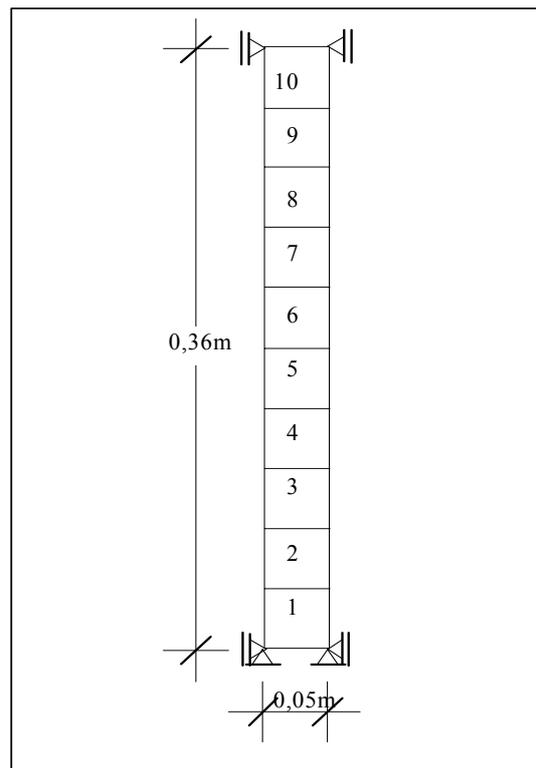
### 7.2 Simulation des $K_u$ – Referenzversuches

Wie in Kapitel 5.2.6 dargestellt, hat ein Zylinder die Abmessungen  $h=36$  und  $\Phi=10$ cm. Im Anfangszustand sind der Wassergehalt, die Sättigung und die Porenzahl in der Bodenprobe gleichmäßig verteilt. Die Probe wird dann an ihrer Oberseite der freien Verdunstung ausgesetzt. Die Verdunstungsrate im Laufe des Versuches ist nicht konstant (Abb. 5.2.6- 3) und muss in eine User-Subroutine eingegeben werden. Die Berechnungen werden bis zu einer Zeit durchgeführt, die der Versuchszeit entspricht. Der zeitliche Verlauf des Porenwasserdruckes bzw. der Wasserspannung sowie der Sättigung werden dann entlang der Bodenprobe berechnet. Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden mit den tatsächlichen Versuchsergebnissen im Ausbauzustand verglichen, um die Güte der verwendeten hydraulischen Beziehungen (die  $pF$ -Kurve und die  $k_s - S_r$  - Funktion) zu überprüfen.

Der  $K_u$  – Referenzversuch wurde unter isothermischen Bedingungen ( $T=20^\circ\text{C}$ ) durchgeführt. Daher spielt die thermische Transportkenngröße  $D_T$  hier keine Rolle.

#### 7.2.1 Geometrie und Modell

Das Modell ist 0,36m hoch und 0,05m breit. Das Problem wird mit 10 achsensymmetrischen Elementen des Typs CAX4P (4-node bilinear displacement and pore pressure) simuliert. Abbildung 7.1 zeigt das FE – Netz. Die aktiven Freiheitsgrade sind  $u_r$ ,  $u_z$  und pore pressure an den Eck-Knoten eines Elementes. Alle horizontalen Verschiebungen  $u_r$  und die vertikalen Verschiebungen am unteren Ende der Bodenprobe sind verhindert.



**Abbildung 7.1.** FE – Netz, Elemente und Randbedingungen des Finite – Elemente – Modells für den  $K_u$  – Referenzversuch (Kapitel 5.2.6).

Das Materialverhalten ist im elastischen Bereich linear mit einem Elastizitätsmodul von 46,5 MPa und einer Poisson-Zahl von 0,3 (Annahme) beschrieben. Der Elastizitätsmodul  $E$  nach HOOKE (Youngscher Modul) wurde mit dem einaxialen Druckversuch nach DIN 18136 ermittelt. Tabelle 4.1 zeigt Ergebnisse der durchgeführten einaxialen Druckversuche. Analog zu den Zug- und Kompressionsversuchen, die für die Grenzbedingung verwendet wurden, wird hier der Elastizitätsmodul verwendet, der sich aus den Versuchen mit den Einbaubedingungen von  $\theta=0,25\text{cm}^3/\text{cm}^3$  und  $e_0=0,77$  ergibt. Der Wert wird zwischen  $e_0=0,79$  und  $e_0\approx 0,69$  sowie zwischen  $\theta=0,24$  und  $0,29\text{cm}^3/\text{cm}^3$  interpoliert.

Im Grenzzustand gilt:  $\alpha_g=30,0^\circ$ ,  $b=39,0\text{kN/m}^2$  und  $\delta=1,3$  (siehe auch Kapitel 6.8).

### 7.2.2 Materialeigenschaften des verwendeten Kaolinitis

Mit dem \*SORPTION – Schritt konnte der Zusammenhang zwischen dem Porenwasserdruck und dem Sättigungsgrad nach Gl. (5.1- 6) tabellarisch eingegeben werden. Die gesättigte Wasserleitfähigkeit beträgt  $K_f=3,3\text{E-}8$  [m/sec] und die ungesättigte Wasserleitfähigkeit wurde

durch die  $k_s - S_r -$  Funktion, Gl. (5.2.6- 10), mit der Option **\*PERMEABILITY, TYPE=SATURATION** eingegeben. Die Schrumpfdelungen wurden mit Hilfe der Option **\*MOISTURE SWELLING** im log. Maß in Abhängigkeit der Sättigung nach Gl. (5.3- 6) in das Modell tabellarisch eingegeben. Ein Kompressionsmodul des Wassers wurde zu 2,0 GPa eingesetzt. Die Anfangsporenzahl beträgt  $e_0=0,77$  und der vol. Einbauwassergehalt  $\theta_0=0,426$ . Damit errechnet sich die Anfangssättigung zu  $S_{r0}=0,979$ . Mit Hilfe der pF-Kurve, Gl. (5.1- 6) und einsetzen von  $\theta_s=0,435$  ( $S_{r0}=1,0$ ;  $e_0=0,77$ ) ergibt sich der Anfangsporenwasserdruck zu 22,9 kPa. Die Versuchstemperatur betrug  $T=20^\circ\text{C}$  und hat daher keinen Einfluss auf die Berechnungen.

### 7.2.3 Belastung und Kontrolle

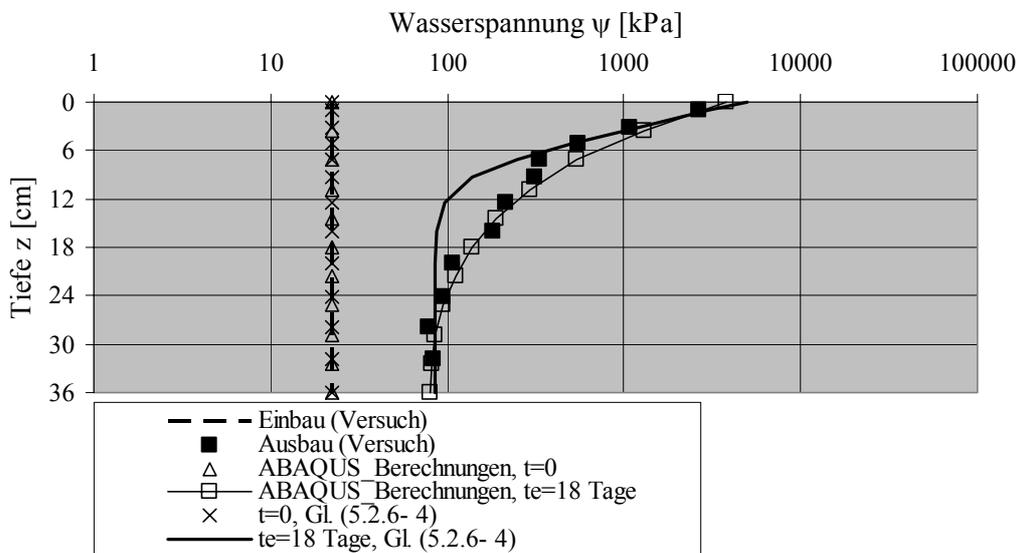
Der erste Berechnungsschritt erfolgt unter Einfluss des Bodeneigengewichtes mit der **\*GEOSTATIC** – Analyse. Diese Analyse ist wichtig, um den Anfangsgleichgewichtszustand zu bestimmen. Dann folgt der zweite Berechnungsschritt **\*SOILS, CONSOLIDATION**, bei dem Wasser aus dem oberen Ende der Bodensäule (Element Nr. 10) verdunstet. Die Verdunstungsrate  $q_{0,t}$  konnte mit Hilfe eines **\*DFLOW** – Schrittes sowie einer **User-Subroutine** als nichtlinear während der Zeit nach Gl. (5.2.4- 3b) und Abbildung 5.2.6- 3 definiert werden.

Das erste Zeitinkrement betrug  $50000\text{sec}\approx 14\text{Stunden}$  und die Endzeit  $1556064\text{sec}\approx 18\text{Tage}$ . Außerdem wurde eine automatische Zeitinkrementierung gewählt, die kleiner ist, als das erste Zeitinkrement oder als die  $(\text{Endzeit}\cdot 10^{-5})$ . Zusätzlich zu der Zeitinkrementierung wird eine Toleranz der Porenwasserdrücke **UTOL** = 10kPa eingeführt. Diese kontrolliert die automatische Zeitinkrementierung so dass ein neues Zeitinkrement beim Erreichen des **UTOL** – Wertes beginnen kann. Dies beschränkt die Anzahl der Zeitinkremente, die aufgrund des nichtlinearen Verhaltens des Bodens groß sein kann. Der **UTOL** – Wert kann größer gewählt werden, wenn sehr hohe Wasserspannungen zu erwarten sind.

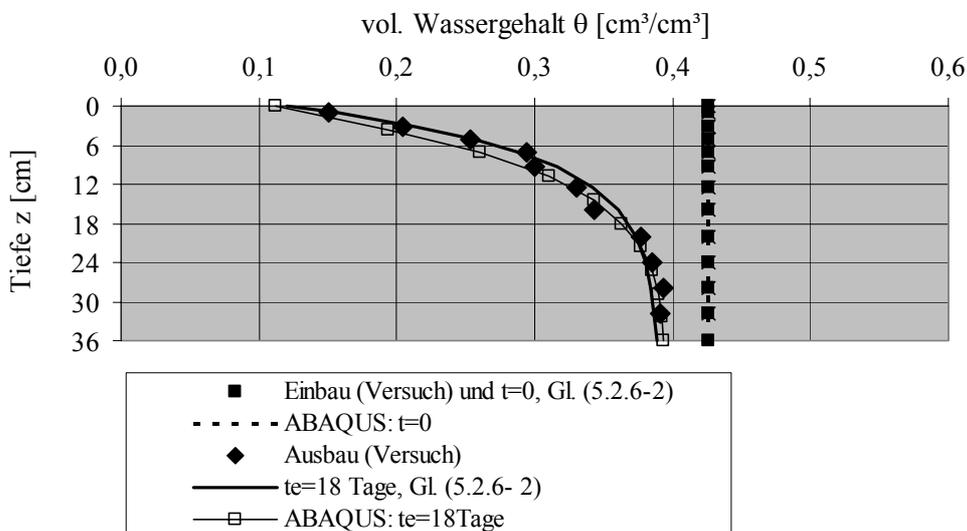
### 7.2.4 Ergebnisse und Diskussion

Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind Profile der Porenwasserdrücke bzw. der Wasserspannungen und der vol. Wassergehalte. Das Ziel dieser Simulation ist die Nachrechnung des  $K_u$  - Referenzversuches, bei dem Messergebnisse in Form von

Wasserspannungen und Sättigungsgrade bzw. volumetrische Wassergehalte nach Gl. (5.1- 5) zur Verfügung stehen. Abbildungen 7.2 und 7.3 zeigen die Ergebnisse.



**Abbildung 7.2.** Profile der Wasserspannungen; Versuch, analytischer Ansatz und numerische Berechnung im Ein- und Ausbauzustand.



**Abbildung 7.3.** Profile der volumetrischen Wassergehalte; Versuch, analytischer Ansatz und numerische Berechnung im Ein- und Ausbauzustand.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den analytischen Ansätzen sowie mit den Versuchsergebnissen.

### 7.3 Lösung des Randwertproblems „Rissentstehung in einer mineralischen Dichtung“

In diesem Teilkapitel wird eine mineralische Dichtung simuliert, die Bestandteil der Kombinationsdichtung einer Deponiebasisabdichtung ist, vgl. Abbildung 1.1.

Es ist der hypothetische Fall untersucht, dass durch die Kunststoffdichtungsbahn Feuchteverluste infolge Temperatur- und/oder Feuchtegradienten entstehen können. Je nach Grad der Undichtigkeit werden drei Fälle (A, B und C) unterschieden. Beim ersten Fall (Beispiel A) kann ein Feuchteverlust stattfinden, der mit einer Verdunstungsrate von  $q_a = 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/sec}$  aus der Oberseite einer großen Fläche der mineralischen Dichtung gegeben ist. Beim zweiten Fall (Beispiel B) werden die gleichen Parameter angesetzt wie im Beispiel A, nur die Verdunstungsrate wird zu  $q_b = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/sec}$  angenommen. Im dritten Fall (Beispiel C) findet der Feuchteverlust  $q_c = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/sec}$  nicht großflächig, wie in den Beispielen A und B, sondern lokal an einer ausgewählten Stelle statt.

Im Anfangszustand sind in allen Beispielen A, B und C der Wassergehalt, die Sättigung, die Wasserspannung und die Porenzahl in der mineralischen Dichtung gleichmäßig verteilt. Je nach Untersuchungsfall wird eine der o. g. Verdunstungsraten vorgegeben. Die Berechnungen werden bis zu einer Zeit durchgeführt, die, je nach Wunsch, beliebig eingesetzt werden kann. Zu verschiedenen Zwischenzeiten werden die numerischen Ergebnisse ausgewertet und anhand dessen beurteilt, ob Risse schon entstanden sind und wenn ja, wo und wie tief.

Nachfolgend wird das Simulationsmodell präsentiert, das für alle drei Beispiele gilt.

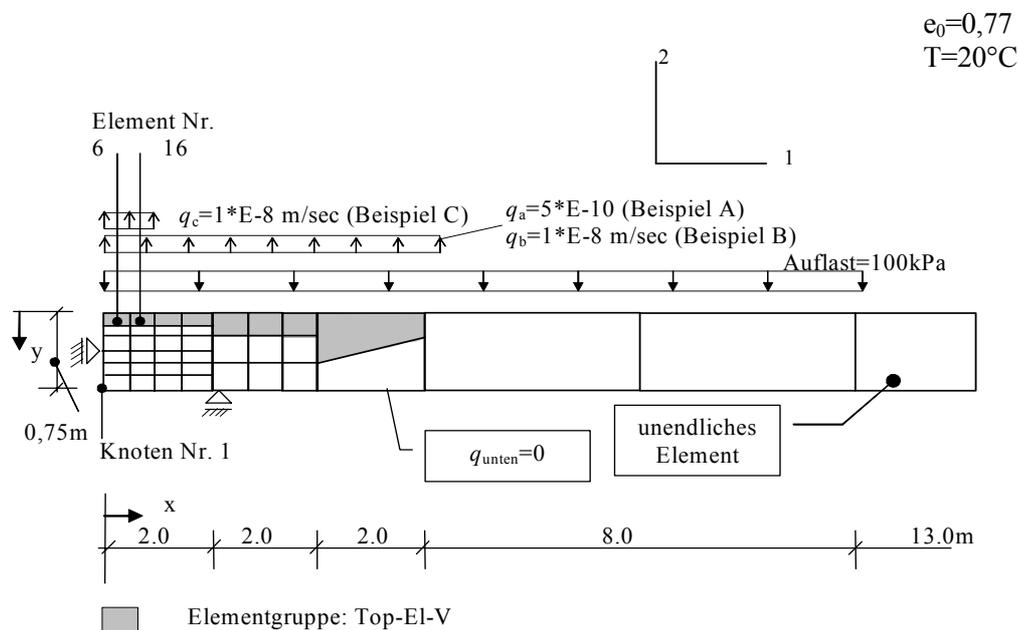
#### 7.3.1 Geometrie und Modell

Die Diskretisierung der halb – unendlichen mineralischen Dichtung ist in Abbildung 7.4 gezeigt. Die Dicke der Dichtung ist 0,75m und die Breite ist 14m. Dazu kommen 13m als unendliches Element. Elemente des Typs CPE8RP (8-node biquadratic displacement, bilinear pore pressure, reduced integration) werden in dieser Analyse verwendet. Das FE – Netz ist so abgestuft, dass es im linken Bereich in sechs Elemente über die Höhe unterteilt ist und nur ein Element am anderen Ende des Modells hat. Als unendliches Element wird der Elementtyp CINPE5R (5-node infinite element, reduced integration) verwendet. Diese unterschiedliche Netzverfeinerung erfordert die Verwendung der Option \*MPC (multi-point constraints), damit die Änderungen eines Freiheitsgrades auf beiden Seiten einer Grenzlinie zwischen zwei unterschiedlichen Netzverfeinerungen kompatibel sein können.

Die aktiven Freiheitsgrade sind  $u_x$ ,  $u_y$ , pore pressure an den Eck-Knoten und  $u_x$ ,  $u_y$  an den Mittelknoten eines Elementes.

Eine Auflast von 100kPa wird aufgebracht. Der Untergrund ist undurchlässig und es werden keine vertikalen Verschiebungen an der Unterkante der mineralischen Dichtung zugelassen. Die linke Seite des Netzes ist eine Symmetrielinie, an der keine horizontalen Verschiebungen zugelassen werden. Das unendliche Element simuliert die andere Randbedingung.

Die Materialeigenschaften sind wie in Kapitel 7.2.2 angegeben, angesetzt und die Schrumpfdrehungen sind in log. Maße und mit Hilfe der Option **\*MOISTURE SWELLING** in Abhängigkeit der Sättigung nach Gl. (5.3- 6) in das Modell tabellarisch eingegeben worden.



**Abbildung 7.4.** FE – Netz des Modells zur Berechnung der Rissentstehung in einer mineralischen Dichtung.

### 7.3.2 Belastungsschritte

Der erste Berechnungsschritt für den Nachweis des Anfangsgleichgewichtszustandes erfolgt durch die **\*GEOSTATIC** – Analyse unter Einfluss des Bodeneigengewichtes. Dann folgt der zweite Berechnungsschritt, eine **\*SOILS, CONSOLIDATION** – Analyse, in der eine Auflast auf die mineralische Schicht wie Abb. 7.4 zeigt, aufgebracht wird. In diesem Schritt findet keine Verdunstung aus der Oberfläche der mineralischen Dichtung statt, d.h. Änderungen der

Wasserspannungen sowie der Sättigungsgrade sind ausgeschlossen. Dieser Berechnungsschritt stellt die Anfangsverteilung des Porenwasserdruckes bzw. der Wasserspannungen her, die im nächsten Berechnungsschritt verändert wird. Am Ende dieses zweiten Berechnungsschrittes bildet sich ein Spannungszustand, der zugleich auch der Anfangsspannungszustand für den dritten Berechnungsschritt ist. In ABAQUS werden die Werte der mittleren Spannung  $p$  aus dem numerischen Modell als Ausgabeparameter gelesen. In dieser Berechnung hatte der Mittelwert dieser mittleren Spannung über die Gesamthöhe der untersuchten Abschnitte einen Mittelwert von  $p = 70,9$  kPa.

Als letztes folgen **\*SOILS, CONSOLIDATION** – Schritte, in denen Verdunstung aus der oberen Seite der mineralischen Dichtung großflächig aus der Elementgruppe Top-El-V (Beispiel A und B) oder lokal aus den Elementen Nr. 6 und 16 (Beispiel C) stattfindet, siehe Abbildung 7.4. Das erste Zeitinkrement wurde zu 604800 sec = 1 Woche gewählt.

Im folgenden Abschnitt wird das Kriterium für die Rissentstehung dargestellt, bevor dann auf die numerischen Ergebnisse eingegangen wird.

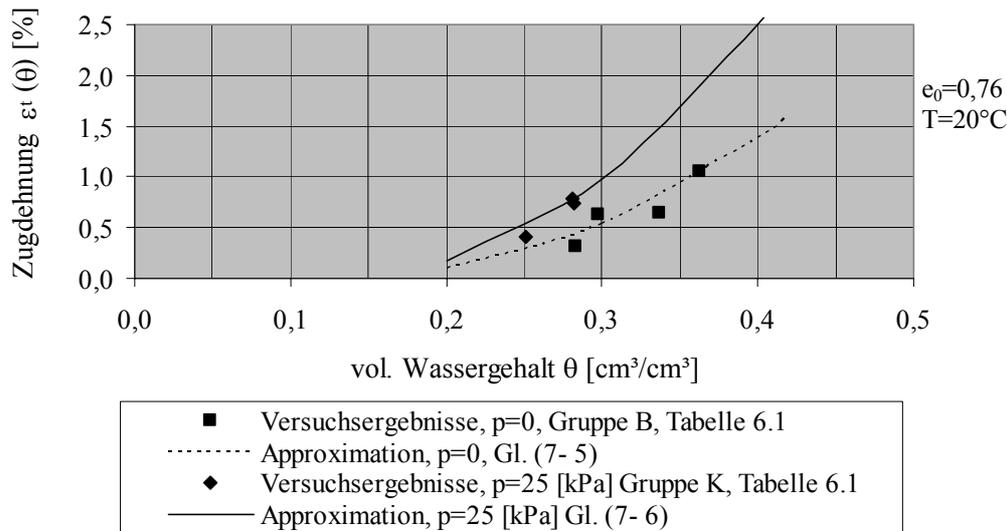
### 7.3.3 Risskriterium

Beim Risskriterium wird von der Annahme ausgegangen, dass die infolge Austrocknung entstehenden Schrumpfungen und die damit verbundenen Dehnungen die gleiche Wirkung auf die Rissentstehung haben, wie Zugdehnungen, die infolge von Zugspannungen im Boden entstehen. Daher ist das Risskriterium definiert als der Zustand, bei dem die Grenzzugdehnungen  $\varepsilon_{zg} = f(\theta)$ , die im folgenden als  $\varepsilon_t(\theta)$  bezeichnet werden, durch die Dehnungen ( $\varepsilon_{11}$ ) überschritten werden. Diese entstehen in der horizontalen Richtung 1 infolge Austrocknung der mineralischen Dichtung, wie Abb. 7.4 zeigt. Risse entstehen somit, wenn gilt:

$$|\varepsilon_{11}| - \varepsilon_t(\theta) > 0 \quad (7-4)$$

### Grenzzugdehnungen

Die Abbildung 7.5 zeigt den Zusammenhang zwischen den Zugdehnungen beim ersten Riss und dem vol. Wassergehalt der Zugversuchsgruppen B und K, siehe Tabelle 6.1, für zwei unterschiedliche Anfangsspannungszustände (mittlere Spannung  $p=0$  and  $p=25$ kPa).



**Abbildung 7.5.** Zugdehnung beim ersten Riss in Abhängigkeit des vol. Wassergehaltes für die Versuchsgruppen B und K mit unterschiedlichen Anfangsspannungszuständen, Versuchsergebnisse und Approximation.

Um den Zusammenhang  $\varepsilon_t = f(\theta, p)$  zu erhalten, werden die Versuchsergebnisse zunächst für den Anfangsspannungszustand  $p_I=0$  durch die folgende Gleichung approximiert:

$$p_I = 0 \Rightarrow \varepsilon_t(\theta) = 19,8 * \theta^2 - 5,4 * \theta + 0,38; \quad (0,15 \leq \theta \leq 0,43) \quad (7- 5)$$

Um die Grenzzugdehnungen im Boden für andere Anfangsspannungszustände zu erhalten, wird die Hypothese aufgestellt, dass das Verhältnis der Zugdehnungen bei verschiedenen Anfangsspannungszuständen gleich dem Verhältnis der Abstände von der Raumdiagonale in der isotropen Spannungsebene ist, Abbildung 6.23 und Gl. (6- 7), d.h.:

$$[\varepsilon_t(\theta)]_{p_2} = [\varepsilon_t(\theta)]_{p_1} \cdot \frac{(R_{mw} \cdot q_M)_{p_2}}{(R_{mw} \cdot q_M)_{p_1}} \quad (7- 6)$$

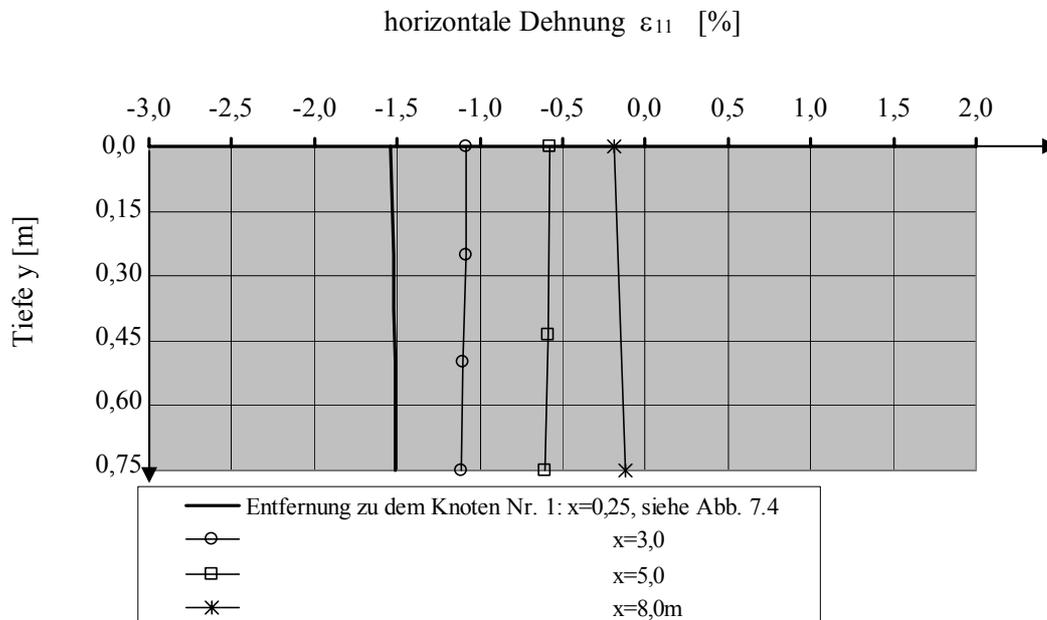
Für  $p_2=25\text{kPa}$  und  $p_1=0\text{kPa}$  gilt:  $\frac{(R_{mw} \cdot q_M)_{p_2}}{(R_{mw} \cdot q_M)_{p_1}} = 1,73$ .

### 7.3.4 Auswertungsschritte und Ergebnisse

Um beurteilen zu können, ob Risse entstanden sind und wenn ja, wo und wie tief, müssen die Parameter  $\varepsilon_{11}$  und  $\varepsilon_t(\theta)$  in Gl. (7- 4) ermittelt werden. Dafür werden aus den numerischen Ergebnissen die Ausgabewerte: die horizontalen Dehnungen ( $\varepsilon_{11}$ ) sowie der Sättigungsgrad ( $S_r$ ) benötigt. Anhand des Beispiels A werden die Auswertungsschritte dargestellt.

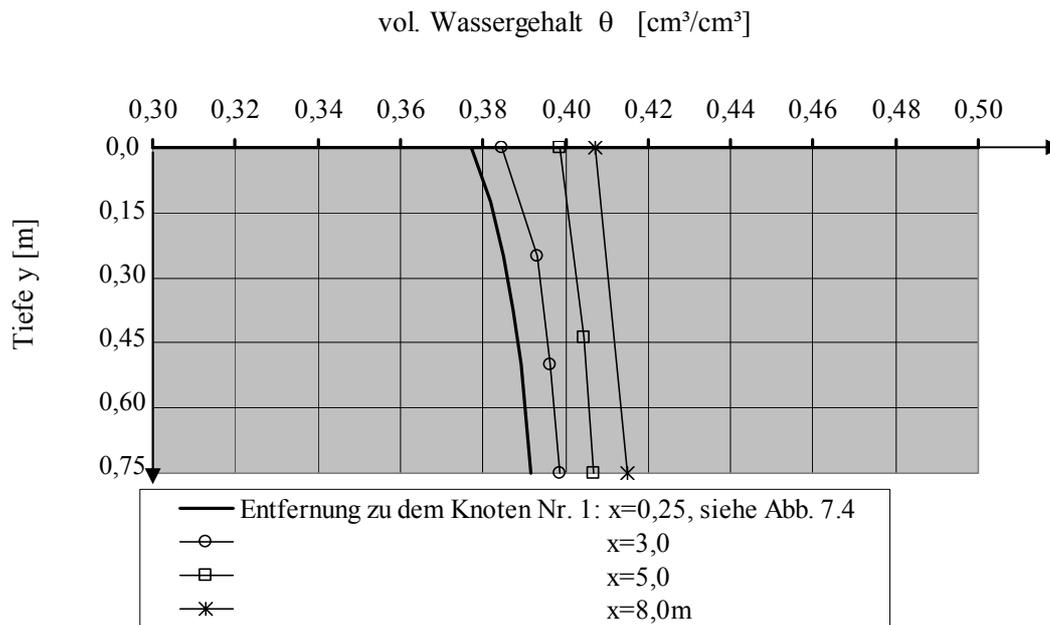
#### Das Berechnungsbeispiel A

Ein Feuchteverlust mit dem Wert  $q_a=5 \cdot 10^{-10}$  m/sec findet aus der Oberseite einer großen Fläche der mineralischen Dichtung, siehe Abb. 7.4. Die Abbildung 7.6 zeigt die aus der numerischen Berechnung ermittelten horizontalen Dehnungen.



**Abbildung 7.6.** Profile der horizontalen Dehnungen in der mineralischen Dichtung infolge Verdunstung, ermittelt aus ABAQUS Berechnungen am Beispiel A nach einer Zeit von 5 Jahren.

Die volumetrischen Wassergehalte ( $\theta$ ) konnten mit Hilfe des Ausgabeparameters  $S_r$  und Gl. (5.1- 5) ermittelt werden. Abbildung 7.7 zeigt die ermittelten volumetrischen Wassergehalte für das Berechnungsbeispiel A nach einer Berechnungszeit von 5 Jahren.

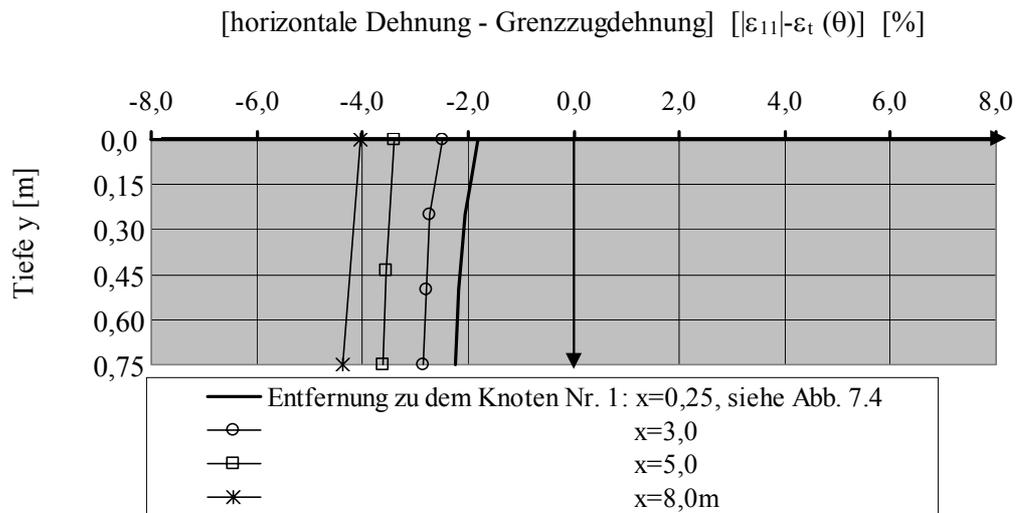


**Abbildung 7.7.** Profile der vol. Wassergehalte in der mineralischen Dichtung infolge Verdunstung, ermittelt aus ABAQUS Berechnungen am Beispiel A nach einer Zeit von 5 Jahren,  $\theta_0 = 0,426[\text{cm}^3/\text{cm}^3]$ .

Im Vergleich zum Einbauzustand zeigen die Profile in Abb. 7.7 nach 5 Jahren eine signifikante Abnahme des volumetrischen Wassergehaltes.

Die Ermittlung der Grenzzugdehnung erfolgt mit Hilfe der Gl. (7- 6), wobei der Spannungszustand bei Beginn der Verdunstung ( $p_2=70,9\text{kPa}$ ) ist.

Die Abbildung 7.8 zeigt die Berechnungsergebnisse A als Profile der Differenz zwischen den horizontalen Dehnungen und den Grenzzugdehnungen über die Gesamttiefe der mineralischen Dichtung bei unterschiedlichen Entfernungen zu dem Knoten Nr. 1 im numerischen Modell, siehe auch Abb. 7.4.

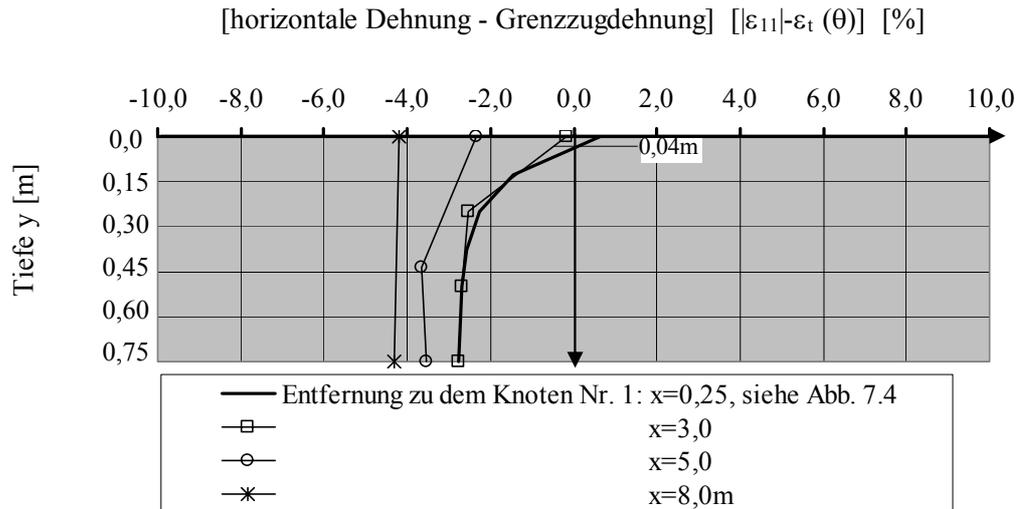


**Abbildung 7.8.** Differenz der horizontalen Dehnungen zur Grenzzugdehnung in der mineralischen Dichtung nach einer Laufzeit von 5 Jahren für das Berechnungsbeispiel A.

Die Abbildung 7.8 zeigt, dass bei einer Verdunstungsrate von  $q_a=5 \cdot 10^{-10}$  m/sec aus der Oberseite einer großen Fläche der mineralischen Dichtung auch nach einer Zeit von 5 Jahren immer noch keine Risse entstanden sind.

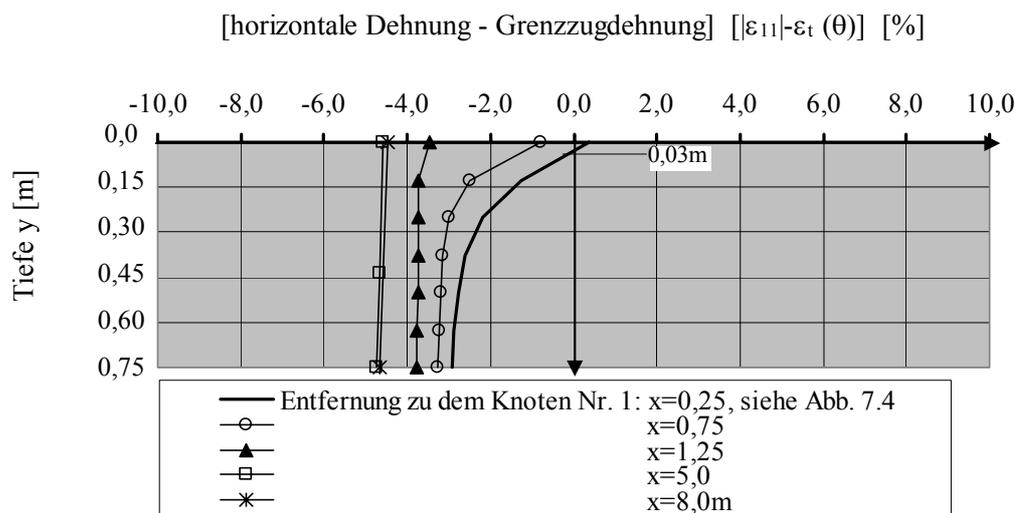
### Die Berechnungsbeispiele B und C

Die Berechnungen der beiden Beispiele B und C werden analog zum Beispiel A durchgeführt, mit dem Unterschied, dass der Feuchteverlust  $q_b=q_c=1 \cdot 10^{-8}$  m/sec aus der mineralischen Dichtung und dass im Beispiel C die Verdunstung nicht großflächig sondern lokal stattfindet. Die Abbildungen 7.9 und 7.10 zeigen die Berechnungsergebnisse als Profile der Differenz zwischen den horizontalen Dehnungen und den Grenzzugdehnungen über die Gesamttiefe der mineralischen Dichtungen bei unterschiedlichen Entfernungen zu dem Knoten Nr. 1 im numerischen Modell, siehe auch Abb. 7.4.



**Abbildung 7.9.** Differenz der horizontalen Dehnungen zur Grenzzugdehnungen in der mineralischen Dichtung nach einer Laufzeit von 2,9 Monaten für das Berechnungsbeispiel B sowie Risstiefen.

Abbildung 7.9 zeigt, dass sich Risse bei einem großflächigen Feuchteverlust (aus der Elementgruppe Top-El-V, Abb. 7.4) mit dem Wert  $q_b=1 \cdot 10^{-8}$  m/sec schon nach einer Laufzeit von 2,9 Monaten gebildet haben. Die Tiefe des ersten Risses beträgt ca. 0,04m bei einer Entfernung  $x=0,25\text{m}$  vom Knoten 1.



**Abbildung 7.10.** Differenz der horizontalen Dehnungen zur Grenzzugdehnungen in der mineralischen Dichtung nach einer Laufzeit von 4,5 Monaten für das Berechnungsbeispiel C sowie Risstiefen.

Die Abbildung zeigt, dass für das Berechnungsbeispiel C mit der Verdunstungsrate  $q_c=1\cdot 10^{-8}$  m/sec aus den Elementen 6 und 16, siehe Abb. 7.4, nach einer Zeit von 4,5 Monaten Risse entstanden sind. Der erste Riss liegt bei  $x=0,25$ m vom Knoten Nr. 1 und ist ca. 0,03m tief.

### **Hinweis bezüglich der ermittelten Risstiefen**

Die in den Abbildungen 7.9 und 7.10 dargestellten Risstiefen wurden aus den oben aufgeführten Auswertungen der Rissentstehungen abgeschätzt. Eine genaue Ermittlung der Risstiefen ist aber erst möglich bei einer Untersuchung der Rissausbreitungen im numerischen Modell.

### **7.3.5 Fazit**

Aus den verschiedenen berechneten Beispielen ist zu erkennen, dass eine Vorhersage der infolge Austrocknung entstehenden Risse numerisch möglich ist und die Risstiefen abschätzbar sind. Die Berechnungen hängen stark von der Lage und der Größe der Verdunstungsrate ab.

## Kapitel 8

### Zusammenfassung

Hauptziele der vorliegenden Arbeit waren die Vorhersage der Rissentstehung infolge Austrocknung in einer mineralischen Dichtung sowie die Beschreibung von Feuchtetransporten in teilgesättigten Böden. Dafür wurden sowohl experimentelle Untersuchungen als auch numerische Berechnungen durchgeführt.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden Versuchsstände mit dem Ziel entwickelt, Wassertransportkenngrößen und hydraulische Bodenbeziehungen zu ermitteln und das Schrumpf- sowie das Zugverhalten des verwendeten bindigen Bodens zu untersuchen.

Einer der ersten Untersuchungsschritte war die Ermittlung der pF-Kurve. Dabei wurden zwei Messmethoden verwendet, das Tensiometerverfahren und das Vakuum – Austrocknungs – Verfahren. Die Messergebnisse wurden durch eine geeignete Approximationsgleichung analytisch formuliert. Versuche im feuchten Bereich (Tensiometer – Messungen) waren stärker durch Änderung der Anfangsporenzahl beeinflusst als die Versuche im trockenen Bereich (Vakuum – Austrocknungs – Methode). Eine von der Anfangsporenzahl  $e_0$  und von dem Sättigungswassergehalt  $\theta_s$  unabhängige Formulierung der pF-Kurve wurde für eine einheitliche Anfangssättigung von  $S_{r0}=1,0$  dargestellt.

Experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Feuchte – Transportkenngröße  $D_\theta$  in Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehaltes  $\theta$  haben eine Zunahme der Feuchte - Transportkenngröße bei einer Zunahme des Wassergehaltes gezeigt. Versuche mit der Einbauporenzahl  $e_0 \approx 0,78$  haben im Vergleich zu den Versuchen mit kleinerer Einbauporenzahl größere  $D_{\theta-\max}$ -Werte beim gleichen Einbauwassergehalt sowie eine größere Abnahme der  $D_\theta/D_{\theta-\max}$  – Werte bei einer Abnahme des Wassergehaltes ergeben. Versuche mit einer Temperatur von  $T \approx 40^\circ\text{C}$  ergaben im Vergleich zu den Versuchen mit  $20^\circ\text{C}$  größere  $D_\theta/D_{\theta-\max}$  – Werte und etwa den gleichen  $D_{\theta-\max}$ -Wert bei Proben mit einer Anfangsporenzahl  $e_0 \approx 0,68$  sowie einen etwas höheren  $D_{\theta-\max}$ -Wert bei Proben mit  $e_0 \approx 0,78$ . Die Änderung des Einbauwassergehaltes ergab, dass die mit niedrigerem Wassergehalt eingebauten Proben nach

einem anfänglich steileren Verlauf der  $D_0/D_{0-\max} - \theta$  - Beziehung den Verlauf der Proben verfolgen, deren Einbauwassergehalt hoch war. Zur Entwicklung einer einheitlichen Beziehung wurde der Verlauf  $D_0/D_{0-\max} - \theta$  auf den vol. Wassergehalt  $\theta_0$  normiert.

Experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der thermischen Transportkenngröße  $D_T$  haben ergeben, dass bis zu einem Wassergehalt  $\theta \leq 0,24 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  die aus Messungen hergeleiteten  $D_T$ -Werte nahezu konstant sind. Im feuchten Bereich ( $\theta \geq 0,28 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ ) zeigt der Versuch mit der höheren Einbauporenzahl höhere  $D_T$  - Werte im Vergleich zu dem mit der niedrigeren Porenzahl. Die Änderung des Anfangswassergehaltes ergab, dass die Versuche anfänglich steile Verläufe der  $D_T - \theta$  - Beziehung haben und daher sowie zur Entwicklung einer einheitlichen analytischen Formulierung wurde eine Normierung auf den vol. Wassergehalt  $\theta_{\max}$  durchgeführt.

Experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit  $K_u$  haben eine Zunahme der  $K_u$  - Werte mit einer Zunahme der volumetrischen Wassergehalte ergeben. Der Versuch mit der Einbauporenzahl  $e_0=0,77$  hat im Vergleich zu dem mit kleinerer Einbauporenzahl einen größeren  $K_{u-\max}$ -Wert beim gleichen Einbauwassergehalt sowie größerer Abnahme der  $K_u/K_{u-\max}$  - Werte bei einer Abnahme des Wassergehaltes ergeben. Die durchgeführten isothermischen Versuche ergaben etwa wie bei den  $D_0$  - Versuchen auch hier, dass der Versuch mit einer Temperatur von  $T=40^\circ\text{C}$  im Vergleich zu dem mit einer Temperatur von  $20^\circ\text{C}$  einen höheren  $K_{u-\max}$  - Wert und auch größere  $K_u/K_{u-\max}$  - Werte hat.

In den Versuchen hat die Änderung der Anfangsporenzahl die Ergebnisse beeinflusst, in dem die maximalen Werte der Transportkenngrößen sowie der Verlauf des Zusammenhanges zwischen diesen Parametern und dem Wassergehalt beeinflusst wurden.

Der Einfluss der Temperatur ist mit der Abminderung der Wasserviskosität und damit dem schnelleren Austrocknen bei höheren Temperaturen zu begründen.

Für die experimentellen Untersuchungen zum Schrumpfverhalten wurde ein eigener Versuchsstand neu entwickelt. In den Versuchen wurden Bodenproben mit unterschiedlichen Sättigungsgraden unter isotropen Spannungszuständen der Verdunstung ausgesetzt. Schrumpfungen infolge der Verdunstung wurden in axialer und radialer Richtung gemessen. Es ergab sich ein Zusammenhang zwischen den gemessenen Schrumpfdehnungen der Bodenproben und deren Sättigungsgraden. Es hat sich gezeigt, dass mit steigender Sättigung die volumetrische Schrumpfdéhnung zunimmt. Die Messergebnisse konnten mit einer exponentiellen Funktion zutreffend approximiert werden.

Für die experimentellen Untersuchungen zum Zugverhalten wurde gleichfalls ein eigener, neu entwickelter Versuchsstand verwendet, in dem die Zugeigenschaften eines bindigen Bodens untersucht werden können. Einflussgrößen sind dabei der Wassergehalt, die Porenzahl, die Temperatur und der Spannungszustand. Der Versuchszyylinder besteht aus 4 Schalen aus Sinterbronze. Die Schalen werden so aufeinander gestellt, dass darin eine ringförmige Bodenprobe eingebaut werden kann, und dass Zugkräfte die Oberteile und die Unterteile auseinander ziehen. Somit entsteht eine Risszone in der Mittelquerschnittsfläche der Bodenprobe. Die Einbaubedingungen mussten so gewählt werden, dass der Einfluss des Einbauwassergehaltes und der Einbauporenzahl auf die Zugfestigkeit ermittelt werden konnte. Der Einfluss der Temperatur und des Spannungszustandes auf die Zugfestigkeit konnte erst nach einigen technischen Änderungen am Versuchsstand ermittelt werden.

Ergebnisse der Zugversuche haben zunehmende Zugfestigkeiten bei einer Zunahme des volumetrischen Wassergehaltes ergeben, bis zu einem Wert, der je nach Versuchsbedingungen zwischen  $\theta_0 = 0,3$  und  $0,345 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  liegt. Für größere  $\theta_0$  - Werte nehmen die Zugfestigkeiten wieder ab. Die Zugdehnungen nehmen bei einer Zunahme des Wassergehaltes hingegen ständig zu. Versuche mit größerer Einbautrockendichte bzw. mit kleinerer Einbauporenzahl ergaben größere Zugfestigkeiten und Zugdehnungen. Die Zugfestigkeiten und -dehnungen nahmen dagegen bei einer Erhöhung der Versuchstemperatur von 20 auf 40°C ab.

Im Rahmen der numerischen Berechnungen wurde zunächst ein Versuch zur Ermittlung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit simuliert, um die Güte der verwendeten hydraulischen Beziehungen zu überprüfen. Die numerischen Berechnungen ergaben eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen sowie mit den analytischen Ansätzen. Weiter wurde beispielhaft eine numerische Berechnung für die Lösung eines Randwertproblems durchgeführt, in dem die Rissentstehung infolge Verdunstung in einer mineralischen Dichtung vorausgesagt und die Risstiefen ermittelt wurden. Aus den verschiedenen berechneten Beispielen ist zu erkennen, dass die Vorhersage der infolge Austrocknung entstandenen Risse numerisch möglich ist und die Risstiefen abschätzbar sind. Die Berechnungen hängen stark von der Lage und der Größe der Verdunstungsrate ab.

## Ausblick

In zukünftigen Forschungsarbeiten zu der vorgestellten Problematik sollte Folgendes bedacht werden:

- In Bezug auf die Definition der effektiven Spannungen wird ein Ansatz benötigt, der die effektiven Spannungen in teilgesättigten Böden besser beschreibt als der Ansatz in ABAQUS, der von einer einfachen Annahme des  $\chi$  – Faktors ausgeht.
- Ergebnisse der experimentellen thermischen Untersuchungen zum Wassertransport sowie zum Zugverhalten konnten im numerischen Modell nicht berücksichtigt werden, da eine gekoppelte Porenwassertransport-, Temperatur- und Spannungsanalyse in ABAQUS bisher nicht vorhanden ist. Eine dreifache Kopplung durch eine leistungsfähigere Software ist wünschenswert.
- In numerischen Berechnungen sollten berücksichtigt werden:
  - Elasto-viskoplastisches Stoffmodell des bindigen Bodens
  - Transportmodell der Bodenfeuchte mit geschlossenen Ansätzen für die verschiedenen Stoffparameter
  - Ermittlung von Verdunstungsraten in Abhängigkeit der äußeren Witterungsverhältnisse.

## Kapitel 9

### Literaturverzeichnis

ABAQUS User's Manual.

- Ajaz, A. and Parry, R.H.G. 1973. Stress-strain Behaviour of Two Compacted Clays in Tension and Compression. *Géotechnique* 25, No.3 (S.495-512).
- Ajaz, A and Parry, R.H.G. 1974. An Unconfined Direct Tension Test for Compacted Clays. *Journal of Testing and Evaluation*, Vol.2, No.3 (S.163-172).
- AT Delta-T Devices Ltd. 1998. ThetaProbe Soil moisture sensor, Type ML2, User manual ML2-UM-1.
- Baumgartl, Th., Thienemann, J., Junge, Th. & Horn, R. 1998. Wasserbindungskräfte und Wasserfluß in bindigen Substraten. *Geotechnik* 21 (1998) Nr.1, S. 29-35.
- Bishop A. W. 1959. The Principle of Effective Stress, *in* *Teknisk Ukeblad* 39, pp. 859-863.
- Bodenmechanik I – Skript. Arbeitsblätter zur Vorlesung Bodenmechanik I. Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Universität Kaiserslautern.
- Chen, W.F. and Mizuno, E. 1990. Nonlinear analysis in soil mechanics, Theory and Implementation. *Developments in geotechnical engineering* 53, ELSEVIER Science Publishers B.V.
- Collins, H.-J., Spillmann, P., Hermansen, B. 1988. Ist eine Folie auf einer mineralischen Deponieabdichtung vertretbar? *Müll und Abfall* 8/88, S.362-364.
- Crony, D., Coleman, J.D., Bridge, P.M. 1952. The Suction of Moisture Held in Soil and other Porous Materials. *Road Research Technical Paper* No.24.
- DIN 4022 T1 1987. Benennen und Beschreiben von Boden und Fels. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18196 1988. Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18124 1989. Bestimmung der Korndichte, Kapillarykymometer - Weithalspyknometer. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18127 1993. Proctorversuch. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18123 1996. Bestimmung der Korngrößenverteilung. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18122 T2 1987. Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestimmung der Schrumpfgrenze. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18122 T1 1976. Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18130 T1 1996. Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18136 1987. Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit, Einaxialversuch. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18137 T2 1987. Bestimmung der Scherfestigkeit, Triaxialversuch. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.

- Döll, P., Wessolek, G. 1995. Wasserhaushalt mineralischer Deponiebasisabdichtungen unter dem Einfluss von Temperaturgradienten. Zeitschrift für Pflanzenernährung und Bodenkunde 158, S. 23-30.
- Durner, W. 1991. Vorhersage der hydraulischen Leitfähigkeit strukturierter Böden.
- Evgin, E. und Svec, O.J. 1988. Heat and Moisture Transfer Characteristics of Compacted Mackenzie Silt. Geotechnical Testing Journal, Vol.11, No.2, S.92-99.
- Fang, H.Y. und Chen, W.F. 1971. New Method for Determination of Tensile Strength of Soils. Highway Research Record, No.345 (S.62-68).
- Gardner, W.R. und Miklich, F.J. 1961. Unsaturated Conductivity and Diffusivity Measurements by a Constant Flux Method. Soil Science, Vol.93, S. 271-274.
- Gräsele, W., Richards, B., Baumgartl, Th., Horn, R. 1995. Entwicklung eines mathematischen Simulationsmodells zur Charakterisierung und Prognose des Wassertransports in zeitlich quellenden und schrumpfenden Mülldeponiebasisabdichtungen. Deponieabdichtungssysteme, 3. Arbeitstagung 1995 BAM, S. 209-219.
- Heibroek, G. 1996. Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 26.
- Henne, J. 1988. Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit von bindigen Böden; Universität Stuttgart.
- Holzlöhner, U. 1991. Experimentelle Ermittlung von Transportkoeffizienten zur Berechnung des Feuchtehaushalts mineralischer Dichtungsschichten unter Temperatureinwirkung. Deponieabdichtungssysteme, 1. Arbeitstagung 1991 BAM (S.97-104).
- Holzlöhner, U. und Ziegler, F. 1995. Wassertransportvorgänge und Reißgefährdung von Erdstoff-Abdichtungsschichten in Hinblick auf die Langzeitfunktionsfähigkeit. Deponieabdichtungssysteme, 3. Arbeitstagung 1995 BAM (S.161-174).
- Horn, R. und Baumgartl, T. 1995. Bedeutung von Auflast und Entwässerung für die Bodenwassercharakteristik von mineralischen Abdichtungen. Deponieabdichtungssysteme, 3. Arbeitstagung 1995 BAM (S.197-208).
- KrW-/AbfG 1994. Das Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz.
- Meißner, H. 1983. Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. Heft 93.
- Meißner, H. & Wendling, S. 1998. Crack formation due to desiccation of mineral liners of landfills. Third International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, Portugal.
- Meißner, H. & Wendling, S. 1999. Zusammenhang zwischen Reißbildungen und Wasserspannungen in mineralischen Dichtungen unter Berücksichtigung der Parameter Zeit, Temperatur, Verdichtung sowie Sättigungsgrad, Zwischenbericht DFG-Az.: ME 501/14-1.
- Meißner, H. & Wendling, S. 2000. Relationship between desiccation and cracks in clay liners“. International Conference on Geotechnical & Geological Engineering. 19 - 24 November 2000. Melbourne, Australia.
- Philip, J.R. and de Vries, D.A. 1957. Moisture Movement under Temperature Gradients. Transactions, American Geophysical Union, Vol. 38, No.2 (S.222-232).
- Plagge, R. 1991. Bodengeologie und Bodengenese Heft 3: Bestimmung der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit im Boden.
- Romero, E.; Gens, A.; Lloret, A. 2000. Temperature effects on water retention and water permeability of an unsaturated clay. Unsaturated Soils for Asia, Rahardjo, Toll & Leong (eds) 2000 Balkema, pp. 433-438.
- Satyanarayana, S. and Rao, K. Satyanarayana 1972. Measurement of Tensile Strength of Compacted Soils; aus: Geotechnical Engineering, Vol.3 (S.61-66).

- Schachtschabel, P., Blume, H.-P., Brümmer, G., Hartge, K.-H., Schwertmann, U. 1992. Lehrbuch der Bodenkunde.
- Scherbeck, R., Jessberger, H.L. 1992. Zur Bewertung der Verformbarkeit mineralischer Abdichtungsschichten. Bautechnik 69, Heft 9, S. 497-506.
- Schofield, R. K. 1935. The pF of the water in soil. Third International Congress of Soil Science, Transaction 2.
- Stoffregen, H., Döll, P., Renger, M., Wessolek, G., Plagge, R. 1995. Anisothermische Wasser- und Wasserdampfbewegung im Deponieuntergrund: Laborexperimente und Simulationsrechnungen. Deponieabdichtungssysteme, 3. Arbeitstagung 1995 BAM, S. 185-196.
- TA Siedlungsabfall 1993. Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Verlag Franz Rehm GmbH & Co KG.
- TA Abfall, Teil 1 1991. Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall), Teil 1: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/pysikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen. Ecomed Verlagsgesellschaft AG & Co. KG.
- UMS GmbH 1993. Bedienungsanleitung zum Miniatur-Druckaufnehmer-Tensiometer T5, Version 1.5.
- van Genuchten, M. Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am. J. 44.
- v. Wilpert, K., Nell, U., Lukas, M., Schack-Kirchner, H. 1997. Genauigkeit von Bodenfeuchtemessung mit „Time Domain-Reflektrometrie“ und „Frequency Domain-sensoren“ in heterogenen Waldböden.
- Wendling, S. & Meißner, H. (2000). Relationship between Crack Formation and Soil Water Suction due to Desiccation of Mineral Liners of Landfills. *GREEN 3, 3rd International Symposium on Geotechnics Related to the European Environment*. June 21-23, 2000, Berlin, Germany.
- Wendling S. & Meißner H. (2000). Zugverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens. Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 04 S. 97-101, 2.Workshop Weimar 2000 Teilgesättigte Böden.
- Wendling, S. & Meißner, H. (2001). „Soil water suction and compaction influence on desiccation cracks of mineral liners“. International Symposium on Suction, Swelling, Permeability and Structure of Clays. Januar, 2001. Shizuoka, Japan.