

DISS. ETH NO. 16322

# **Geotechnische Eigenschaften von Moränen**

Doktorarbeit an der  
Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich

Für den Titel :  
Doktor der Technischen Wissenschaften

eingereicht von:

Philipp Teysseire

Bauingenieur ETH

29.05.1962

genehmigt auf Empfehlung von :

Prof. Sarah Springman, Referentin

Prof. Cristina Jommi, Ko-Referentin

Dr. Armin Petrascheck, Ko-Referent

# Inhalt

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>ii</b>
<b>Zusammenfassung</b>	<b>vi</b>
<b>Abstract</b>	<b>viii</b>
<b>Liste der Tabellen</b>	<b>ix</b>
<b>Liste der Figuren</b>	<b>xi</b>
<b>Liste der Symbole</b>	<b>xvii</b>
<b>1. Einleitung</b> .....	<b>1</b>
<b>2. Standorte</b> .....	<b>4</b>
2.1 ÜBERSICHT .....	4
2.2 GRUBEN (SAASTAL) .....	5
2.3 WEINGARTEN TÄSCH (MATTERTAL) .....	9
2.4 MORÄNE NORD MATTMARK (SAASTAL) .....	12
<b>3. Laborversuche</b> .....	<b>13</b>
3.1 EINLEITUNG .....	13
3.2 KLASSIFIKATION UND KORNVERTeilUNGEN .....	13
3.2.1 <i>Gruben / Saas-Balen</i> .....	13
3.2.2 <i>Moräne Nord – Mattmark</i> .....	15
3.2.3 <i>Weingarten Täsch</i> .....	16
3.2.4 <i>Zusammenstellung und Folgerungen</i> .....	16
3.3 VERDICHtUNGSVERSUCHE .....	17
3.3.1 <i>Proctor</i> .....	17
3.3.2 <i>Relative Dichte und Porenzahl</i> .....	20
3.3.3 <i>Resultate</i> .....	22
3.4 DURCHLÄSSIGKEITSVERSUCHE .....	23
3.4.1 <i>Vorgehen</i> .....	23
3.4.2 <i>Resultate</i> .....	24
3.5 ÖDOMETERVERSUCHE .....	25
3.5.1 <i>Vorgehen</i> .....	25
3.6 SOIL WATER CHARACTERISTIC CURVE (SWCC) .....	27

3.6.1	Einleitung .....	27
3.6.2	Versuche .....	33
3.6.3	Resultate .....	34
3.6.3.1	Aufbereitete Versuche .....	34
3.6.3.1.1	Resultate .....	34
3.6.3.1.2	Curve fitting .....	35
3.6.3.1.3	Folgerungen .....	36
3.6.3.1.4	Material.....	38
3.6.3.1.5	Resultate .....	40
3.6.3.1.6	Curve fittings.....	42
3.6.3.1.7	Folgerungen .....	44
3.6.4	Ungesättigte Durchlässigkeiten.....	46
3.6.4.1	Allgemeines .....	46
3.6.4.2	Resultate.....	47
3.7	TRIAXIALVERSUCHE.....	49
3.7.1	Einleitung .....	49
3.7.2	Versuche mit Proben aus Mattmark.....	49
3.7.2.1	Durchgeführte Versuche .....	49
3.7.2.2	Resultate.....	50
3.7.3	Grosstriaxialversuche mit Proben aus Gruben.....	52
3.7.3.1	Allgemeines .....	52
3.7.3.2	Versuchsdurchführung.....	52
3.7.3.3	Versuchseinbau .....	53
3.7.3.4	Resultate.....	54
3.7.3.4.1	Allgemeines.....	54
3.7.3.4.2	Ergebnisse.....	56
3.8	BENDER ELEMENTE.....	62
3.8.1	Einleitung .....	62
3.8.1.1	Schermodul bei kleinen Dehnungen (small strain shear modulus $G_{max}$ ) ...	62
3.8.1.2	Schermodul (Shear modulus) .....	64
3.8.2	Bender Element Verfahren.....	64
3.8.2.1	Funktionsprinzip und Aufbau .....	64
3.8.2.2	Auswertung.....	65
3.8.2.3	Fehlerquellen bei Bender Element.....	67
3.8.3	Versuchsdurchführung .....	69

3.8.3.1	<i>Laborversuche</i>	69
3.8.3.2	<i>Versuchsdurchführung</i>	70
3.8.3.3	<i>Resultate</i>	71
3.8.3.4	<i>Interpretation der Auswertung</i>	74
3.8.3.5	<i>Vergleich der Ausbreitungsgeschwindigkeit im Labor und Feld</i>	75
3.8.4	<i>Zusammenfassung</i>	77
<b>4.</b>	<b>Feldversuche</b>	<b>78</b>
4.1	EINLEITUNG	78
4.1.1	<i>Zielsetzung</i>	78
4.1.2	<i>Allgemeines</i>	78
4.2	NIEDERSCHLAGSGRENZWERTE	78
4.3	VERSUCHSEINRICHTUNG	81
4.3.1	<i>Grundlagen</i>	81
4.3.2	<i>Instrumentierung</i>	82
4.3.2.1	<i>Sensoren</i>	82
4.3.2.2	<i>Time Domain Reflectometry (TDR)</i>	83
4.3.3	<i>Dichtemessungen</i>	85
4.3.3.1	<i>Sandersatzmethode</i>	85
4.3.3.2	<i>Isotopengerät</i>	86
4.3.3.3	<i>Bestimmung der relativen Raumgewichte</i>	88
4.3.4	<i>Versuch 1 / 1998</i>	89
4.3.4.1	<i>Versuchsverlauf</i>	89
4.3.4.2	<i>Resultate</i>	90
4.4.2	<i>Versuch 2 / 1999</i>	93
4.4.2.1	<i>Versuchsverlauf</i>	93
4.4.2.2	<i>Resultate</i>	93
4.4.3	<i>Versuch 3 / 2000</i>	96
4.4.3.1	<i>Versuchsverlauf</i>	96
4.4.3.2	<i>Resultate</i>	97
4.4.4	<i>Versuch 4 / 2000</i>	102
4.4.4.1	<i>Versuchsverlauf</i>	102
4.4.4.2	<i>Resultate</i>	102



---

<b>5. Direktscherversuche</b>	<b>104</b>
5.1 EINLEITUNG	104
5.2 APPARATUR	105
5.3 VERSUCHE	108
5.4 RESULTATE	110
5.5 AUSWERTUNG DER DIREKTSCHERVERSUCHE IM FELD	112
5.6 VERGLEICH DIREKTSCHERVERSUCHE IM LABOR	116
<b>6. Modellierung</b>	<b>119</b>
6.1 EINLEITUNG	119
6.2 INFINITE SLOPE	119
6.3 VS2DT	125
6.3.1 <i>Modell</i>	125
6.3.2 <i>Resultate</i>	128
6.4 CODE BRIGHT	130
6.4.1 <i>Barcelona Modell (BBM)</i>	130
6.4.2 <i>Bestimmung der Parameter</i>	133
6.4.3 <i>Resultate</i>	136
<b>7. Risikobeurteilung</b>	<b>139</b>
7.1 ZIELSETZUNG	139
7.2 RISIKOKONZEPT	139
7.3 RISIKOANALYSE FÜR DURCH NIEDERSCHLÄGE INDUZIERTER INSTABILITÄTEN	141
7.3.1 <i>Einleitung</i>	141
7.3.2 <i>Prozessablauf</i>	142
7.4 HEUTIGE RISIKOBEURTEILUNG	143
7.5 ZUKÜNFTIGE ENTWICKLUNG	148
<b>8. Ausblick</b>	<b>149</b>
<b>9. Literatur</b>	<b>151</b>
<b>10. Danksagungen</b>	<b>162</b>
<b>11. Lebenslauf</b>	<b>163</b>

# Zusammenfassung

Moränen im unmittelbaren Gletschervorfeld können, beispielsweise durch niederschlagsbedingte Hanginstabilitäten, ein mögliches Gefahrenpotential darstellen. Um diese Prozesse besser beurteilen zu können, wurden daher im Rahmen der vorliegenden Arbeit die wesentlichen geotechnischen Kenngrößen näher untersucht.

Ein Schwergewicht bildeten Beregnungsversuche an zwei Testfeldern auf der Moränenbastion in Gruben auf 2900 m. ü. M.. Wesentliche Erkenntnisse über das Sättigungsverhalten bei Starkniederschlägen und Infiltrationsprozessen konnten gewonnen werden. Dabei zeigte sich, dass Ereignisse mit einer Niederschlagsdauer von 5 Tagen und Niederschlagsintensitäten im Mittel von rund 15 mm/h eine maximale Tiefenwirkung von ca. 0.5 m erreichen. In den obersten Schichten bis 20 cm konnten maximale Sättigungen von 90 - 95 % gemessen werden. Diese bleiben aber sehr sensitiv auf jegliche nachfolgenden Niederschläge. Tiefere Bereiche ab einem halben Meter hingegen bleiben relativ unbeeinflusst. Zum Erreichen einer ebenen oberflächennahen Instabilität in einem 42° Hang bedurfte es einer totalen Niederschlagsmenge von rund 650 mm in 45 Stunden. Diese Niederschlagsmengen sind jedoch bedeutend höher als die bekannten Grenzwerte für die Entstehung von Murgängen in inneralpinen Gebieten.

Massgebend für die Stabilität und schlussendlich für die Beurteilung der Gefahrensituation ist der zeitliche Verlauf der Scherfestigkeitsparameter. In oberflächennahen Bereichen muss mit einem vollständigen Verlust einer durch Saugspannung verursachten scheinbaren Kohäsion gerechnet werden. In einer Tiefe von 0.22 m sind nach 24 Stunden immer noch 70 % des ursprünglichen Wertes vorhanden. Die Reduktion erreicht nach einer Beregnung von 120 Stunden und mittleren Niederschlagsintensitäten immerhin noch einen Wert von rund 40 % der Ausgangsgrösse.

Die Wasser-Retentionskurven (SWCC) als eine der wichtigsten charakteristischen Kenngrößen für die Typisierung eines ungesättigten Bodens und dementsprechend wichtig für Beurteilung der oberflächennahen Prozesse in einer Moräne, wurden sowohl an künstlich aufbereitetem, als auch an ungestörtem Probenmaterial bestimmt. Aus diesen Resultaten wurde jeweils durch Näherungsverfahren der gesamte Bereich der SWCC ermittelt. Dabei ergab sich eine Ähnlichkeit zwischen der Desorptionskurve („drying curve“) im Labor und derjenigen, welche aus der Benetzung („wetting curve“) im Feld ermittelt wurde.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurde nebst den Laborversuchen in der vorliegenden Arbeit ein Feldschergerät entwickelt, welches die Scherfestigkeit in situ im ungesättigten Zustand oder nach einem längeren Regen und Benetzung messen kann. Dabei konnte die starke Abhängigkeit der Scherfestigkeit in den oberflächennahen Bereichen sowohl zur Sättigung wie auch zur Dilatanz aufgezeigt werden.

Aus einer Reihe von Versuchen, bei denen die Scherwellengeschwindigkeit bestimmt wurde, konnte gezeigt werden, dass eine Korrelation zwischen Raumgewichte und relative Dichten mit den seismischen Wellenausbreitungen aus den geophysikalischen Messungen im Feld möglich ist.

Es kann gezeigt werden, dass mittels eines Ansatzes für einen unendlich langen Hang, eine erste Abschätzung der Hangstabilität durchgeführt werden kann. Im Rahmen der numerischen Modellierung wurden wesentliche Parameter mittels Finiten Elementen

modelliert. Dabei wurden auch gekoppelte Stoffgesetze verwendet. Mit den Resultaten aus den Laborversuchen und den Messungen aus den Feldversuchen wurden die Versuche und Feldresultate nachgerechnet.

Mit den vorliegenden Erkenntnissen kann davon ausgegangen werden, dass niederschlagsinduzierte Instabilitäten an Moränen nur einen indirekten Beitrag zur Gefährdungssituation liefern. Mit der Veränderung der Permafrostgrenze wird das Potential an möglich mobilisierbarem Material erhöht. Da diese Prozesse jedoch sehr träge sind, wird grundsätzlich für die nächsten Jahre mit einer gleich bleibenden Gefährdung gerechnet.

## Abstract

During intense rainfall events, moraines in alpine and periglacial regions may cause a major natural hazard. Soil properties of these moraines as well as the triggering factors leading to movements during or following rainfall events are quite unknown. This research project focuses on these processes in order to obtain a greatly improved hazard assessment.

A key element of the project consisted in performing artificially induced rainfall events at precipitation rates greater than 1:500 year storms on two test sites in moraine slopes at altitudes close to 2'900 masl, in order to obtain realtime information about changes in the degree of saturation and suction in the soil. Intense rainfall during 5 days at a mean intensity of 15 mm/h causes changes in saturation up to depths of 0.5 m. A degree of saturation of about 90 to 95 % results in the surficial layer up to a depth of 20 cm, and remains very sensitive to further rainfall. Deeper areas are not affected. A shallow planar slip could be observed in a 42° slope at a cumulative rainfall of 650 mm after 45 hours. This is significantly higher than any current threshold values for debris flows in alpine regions.

A total decrease in suctions is observed in the very top layer and leads to almost total loss of a suction-induced apparent cohesion. On the other hand, 70 % of the original shear strength remains at depths of 22 cm after 24 hours, which decreases to 40 % after 120 hours.

Sets of characteristic water retention curves (SWCC) were determined in the laboratory and deduced in the field. Data obtained in the laboratory showed good correspondence with the SWCC measured under field conditions. Curve fittings were done with the obtained data in order to predict the whole range of these curves. The drying curves obtained in the laboratory were quite similar to the wetting curves deduced from the field tests.

Large direct shear box tests have been carried out in situ at natural, partially saturated, water contents and under flooded conditions, as well as drained stress path large triaxial tests, to investigate the dependence of peak shear strength as function of degree of saturations and indirectly of suction. The data showed the strong influence of the degree of saturation on the mobilised peak shear strength in the surficial layers. The influence of dilatancy is discussed. It is shown that dilatancy contributes a significant amount to the shear strength of this morainic material in its in situ state.

Geophysical field tests are considered to be a standard preliminary investigation measure for moraines. A correlation to a density parameter could be observed by measuring the shear wave propagations under laboratory conditions.

Infinite slope analyses were performed. It is shown that a first assessment of slope stability can be carried out based on this simplified approach. Finite element calculations using hydro-mechanical coupled constitutive models (VS2DT & Code Bright) were performed to back analyse the field test and to carry out further parameter studies.

According to these findings, rainfall induced instabilities in moraines may only contribute marginally to a direct hazard situation. Changes in permafrost states are more likely to lead to an increase in material available for mass movements. Yet these processes are very slow, so there is not thought to be any significant increase in direct hazard due to

these phenomena in the near future.

## Liste der Tabellen

Tab. 3-1	Probematerial Gruben (1999). .....	13
Tab. 3-2	Siebung Gruben (1999). .....	13
Tab. 3-3	Standard Kornverteilung Gruben Fraktion < 45 mm. ....	14
Tab. 3-4	Probematerial Moräne Nord Mattmark Schlitze 61 – 67 (VAWE, 1959).....	15
Tab. 3-5	Übersicht Resultate Proctorversuche.....	17
Tab. 3-6	Zusammenstellung Proctorversuche ( $d_{max.} \leq 45\text{mm}$ ). ....	19
Tab. 3-7	Streuung Raumbgewicht und Porenzahl, Gruben.....	22
Tab. 3-8	Zusammenstellung Durchlässigkeitsversuche. ....	24
Tab. 3-9	Laststufen (*Versuchsstand/Ödometer 1 - 8).....	25
Tab. 3-10	Einbaubedingungen Ödometer Serie 1 - 2 (*Versuchsstand / Ödometer 1 - 8). ....	25
Tab. 3-11	Versuchsauswertung gestörte Versuche V1 – V7 (Serie 1), Mittelwerte ohne V6.....	34
Tab. 3-12	Parameter aus „curve fitting“ Fredlund & Xing, van Genuchten, Brooks & Corey, gestörte Versuche (Serie 1). ....	36
Tab. 3-13	Versuchsauswertung ungestörte Versuche VU1 – VU19.....	40
Tab. 3-14	Sättigungsgrad der Hysterese Versuche V11 – V14.....	42
Tab. 3-15	Charakteristische Parameter aus curve fitting für Fredlund & Xing, van Genuchten, Brooks & Corey. ....	44
Tab. 3-16	Vakuum- und Grosstriaxialversuche Moräne Nord (VAWE, 1959). ....	49
Tab. 3-17	Einbaudaten Triaxialversuche (Serien 1 und 2). ....	54
Tab. 3-18	Bedingungen beim Versuchsstart und Bruchzustände Triaxialversuche TX2 / 4 / 5.....	57
Tab. 3-19	Bedingungen beim Versuchsstart und Bruchzustände TX 7 / 9 / 11 / 13 / 14.....	58
Tab. 3-20	Porenzahlen und Raumbgewichte für $d_{max.} = 16$ und 2 mm. ....	70
Tab. 3-21	Zusammenstellung Versuche (CD / CW $d_{max.} = 16$ mm, FD / FW $d_{max.} = 2$ mm). ....	70
Tab. 3-22	Zusammenstellung der Laststufen der Versuche.....	71
Tab. 4-1	Zusammenstellung Berechnungsversuche (Scherrer, 1997).....	82
Tab. 4-2	Messsonden und Datenerfassungssystem Versuche Gruben. ....	83
Tab. 4-3	Instrumentierung Feldversuche Gruben.....	83
Tab. 4-4	Resultate der Sandersatzversuche. ....	85
Tab. 4-5	Analyse Resultate der Sandersatzversuche. ....	85
Tab. 4-6	Zusammenstellung Messungen mit dem Isotopengerät.....	87

Tab. 4-7	Analyse Zusammenstellung Messung Isotopengerät.....	87
Tab. 4-8	Zusammenstellung der Dichten im Feld (0 – 0.5 m Tiefe). ....	88
Tab. 5-1	Versuchsergebnisse aus Feldscherversuche 1 – 15, (T : Täscher, W : „wetting“ bzw. Benetzung).....	108
Tab. 5-2	Auswertung der Dilatanz der Feldscherversuche. ....	114
Tab. 5-3	Auswertung Direktscherversuche mit Wasserzugabe.....	115
Tab. 5-4	Resultate Direktscherversuche im Labor ( $d_{max} < 45$ mm). ....	117
Tab. 5-5	Auswertung Dilatanz Laborversuche. ....	118
Tab. 6-1	Ausgewählte Werte für $c^*$ bei $\alpha = 42^\circ$ (Springman et al., 2003).....	120
Tab. 6-2	Bestimmung $c^*$ für T 15, T 16, T 18, bei $S_{r,o}$ und $S_{r,ult}$ . ....	121
Tab. 6-3	Zusammenstellung Berechnungsgrundlagen.....	127
Tab. 6-4	Elastoplastische Parameter CB. ....	134
Tab. 6-5	Intrinsische Durchlässigkeit. ....	136
Tab. 6-6	Parameter SWCC. ....	136

## Liste der Figuren

Fig. 2-1	Lage der 3 Untersuchungsstandorte Gruben, Weingarten und Mattmark.....	4
Fig. 2-2	Luftbild Grubenseen (Aufnahme VAW, 2002).....	5
Fig. 2-3	Geophysikalische Untersuchungen (Situation Geotest, 1993).....	6
Fig. 2-4	Geophysikalische Untersuchungen (Profil 1 Geotest, 1993).....	7
Fig. 2-5	Ansicht Moränenbastion, Gruben (Westansicht).....	8
Fig. 2-6	Moränenbastion des Weingartensees (2001).....	9
Fig. 2-7	Murgangsspuren (Ereignis 2001) unterhalb des Weingartensees. ....	9
Fig. 2-8	Geophysikalische Messungen im Bereich des Weingartensees (Situation Geotest, 1999).....	10
Fig. 2-9	Geophysikalische Messungen Weingartensee (Seismisches Profil 1 & 1a, Geotest 1999).....	10
Fig. 2-10	Luftbild Moräne Nord vor Bau der Staudämme, Nordansicht, (VAWE, 1955).....	12
Fig. 2-11	Moräne Nord von Süden her gesehen, vor Bau der Staudämme (VAWE, 1955).....	12
Fig. 3-1	Kornverteilung Gruben (Vergleich Barsch et al., 1979).....	14
Fig. 3-2	Kornverteilung Moräne Nord, Mattmark (VAWE, 1959).....	15
Fig. 3-3	Kornverteilung Weingarten Täsch, $d_{max.} < 45$ mm im Vergleich Standard Kornverteilung Gruben. ....	16
Fig. 3-4	Kornverteilung Weingarten Täsch im Vergleich mit Standard Material, Mattmark und Gruben. ....	16
Fig. 3-5	Proctor Gruben ( $d_{max.} = 2 - 45$ mm).....	18
Fig. 3-6	Proctorversuche Mattmark (aus VAWE 1959) und Weingarten.....	18
Fig. 3-7	Einfluss Überkornanteil auf das optimale Trockenraumgewicht $\gamma_{d, opt.}$ .....	20
Fig. 3-8	minimale / maximale Raumgewichte, Gruben.....	22
Fig. 3-9	Porenzahl ( $e_{min.}, e_{max.}$ ), Gruben.....	23
Fig. 3-10	Durchlässigkeitswerte $k_s$ in Abhängigkeit von Raumgewicht und Porenzahl.....	24
Fig. 3-11	Übersicht Ödometerversuche. ....	26
Fig. 3-12	Bestimmung $C_c$ und $C_s$ aus Versuchsreihen S1 und S2. ....	26
Fig. 3-13	SWCC eines siltigen Bodens (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	27
Fig. 3-14	SWCC für verschiedene Bodenarten (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	28
Fig. 3-15	Einfluss der Anfangsbedingung auf die SWCC (Fredlund, 2000). ....	29
Fig. 3-16	4 Phasen der SWCC (Vanapalli et al., 1999).....	30
Fig. 3-17	Resultate V1 – V7 aufbereitete Serie 1.....	34
Fig. 3-18	Curve fitting V1 – V7, aufbereitete Versuche (Serie 1). ....	35

Fig. 3-19	Abhängig der AEV zur Porenzahl (V2 – V7).	36
Fig. 3-20	Korngrößenverteilung (dicke Linie) und Porengrößenverteilung.	37
Fig. 3-21	Proben nach Ausbau und Wassergehaltsbestimmung.	38
Fig. 3-22	Kornverteilungskurven VU 1 – VU 9.	38
Fig. 3-23	Vergleich Kornverteilungskurven VU 1 – VU 10 mit dem Standardmaterial.	38
Fig. 3-24	ausgesiebte Proben VU 1.	39
Fig. 3-25	ausgesiebte Proben VU 2.	39
Fig. 3-26	Kornverteilungskurven VU11 –VU19.	39
Fig. 3-27	Vergleich Kornverteilungskurven VU11 – VU19 mit Standardmaterial.	39
Fig. 3-28	Resultate VU 1 – VU 9 (ungestört).	41
Fig. 3-29	Resultierende VU 11 – VU 19, VU 11 – VU 14 mit Hysterese (Versuche VU 11 und VU 12 und VU 13 und VU 14).	41
Fig. 3-30	Curve fitting VU 1 – VU 9.	42
Fig. 3-31	Curve fitting ungestörte Versuche VU 11- VU 19 (drying).	43
Fig. 3-32	Curve fitting ungestörte Versuche VU 11- VU 14 (wetting).	43
Fig. 3-33	AEV in Abhängigkeit zur Porenzahl (VU 1 – VU 19).	45
Fig. 3-34	Poren- und Korngrößenverteilung VU 1 - 9.	45
Fig. 3-35	Poren- und Korngrößenverteilung VU 11 – 19.	45
Fig. 3-36	Resultate der Fittings mit $k_s = 4.0 \times 10^{-7}$ m/s.	48
Fig. 3-37	Zusammenfassung Resultate Versuch V1.	48
Fig. 3-38	Umhüllende aus allen „curve fittings“.	48
Fig. 3-39	Triaxialversuch.	49
Fig. 3-40	Auswertung Vakuumtriaxialversuche, $A = 2000 \text{ cm}^2$ , $e = 0.18 - 0.30$ .	50
Fig. 3-41	Auswertung Triaxialversuch, $A = 500 \text{ cm}^2$ , $\sigma'_3 = 90 \text{ kPa}$ und $\sigma'_3 = \text{var}$ .	50
Fig. 3-42	Abhängigkeit des Reibungswinkel $\varphi'_{cv}$ zur Porosität $n$ (VAWE, 1959).	51
Fig. 3-43	Ansatz Dilatanz für Triaxialversuch, $A = 500 \text{ cm}^2$ , $\sigma'_3 = \text{var}$ .	51
Fig. 3-44	Konsolidations- und Spannungspfad der CSD Versuche.	53
Fig. 3-45	Probe vor und während eines Versuches (Guldenfels, 1996).	55
Fig. 3-46	Critical State Parameter $M$ und Verformungseigenschaften $q - p'$ , $\varepsilon_1 - p'$ , $\varepsilon_v - p'$ , für die Versuche TX 2 / 4 / 5.	57
Fig. 3-47	Dilatanz Versuche $A = 500 \text{ cm}^2$ , $\sigma'_3 \text{ var}$ .	58
Fig. 3-48	Critical State Parameter $M$ , TX 7 / 9 und TX 11 / 13 / 14.	59
Fig. 3-49	Axial- und Volumendehnung $\varepsilon_1 - p'$ , $\varepsilon_v - p'$ , und $q - \varepsilon_1$ für, TX 7 / 9 und TX 11 / 13 / 14.	60
Fig. 3-50	Abhängigkeit des kritischen Reibungswinkels $\varphi'_{cv}$ zur Porenzahl $e$ .	60



Fig. 3-51	Abhängigkeit des kritischen Reibungs-winkels $\varphi'_{cv}$ zum Trockenraumgewicht $\gamma_d$ .....	60
Fig. 3-52	Vergleich Resultate Gruben und Mattmark in Abhängigkeit der Porosität $n$ (VAWE, 1959).....	61
Fig. 3-53	Idealisierter Verlauf des Schermoduls in Abhängigkeit der Scherdehnung (Viggiani & Atkinson, 1995b). ....	63
Fig. 3-54	Modellbildung bei verschiedenen Dehnungsbereichen (Sagaseta et al., 1991).....	63
Fig. 3-55	Bender Element (Typ NGI) in der Kopfplatte des Oedometers IGT. ....	65
Fig. 3-56	Aufbau und Funktionsweise des Piezoelementes (Cortona, 1999).....	65
Fig. 3-57	Impuls einer quadratischen Welle (Cortona, 1999). ....	66
Fig. 3-58	Impuls einer sinusförmige Anregung (Cortona, 1999).....	66
Fig. 3-59	Fehlerquelle bei der Bestimmung der Ankunftszeit beim Versuch F05 (Cortona, 1999). ....	67
Fig. 3-60	a-d, (a) Versuchsaufbau, Schema, (b )Ansicht Ödometer, (c) Kopf- bzw. Fussplatte, (d) Detail Bender Element, (Cortona, 1999). ....	69
Fig. 3-61	Schermodul $G_{max}$ in Funktion .....	72
Fig. 3-62	Scherwellengeschwindigkeit in .....	72
Fig. 3-63	$\sigma'_v - K$ bzw. $\sigma'_v - G$ (Nakagawa et al., 1997).....	72
Fig. 3-64	Vergleich trockene / nasse Versuche mit $d_{max} = 2$ mm, e bei $\sigma'_v = 2$ kPa). ...	72
Fig. 3-65	Vergleich trockene / nasse Versuchsbedingungen auf $G_{max}$ . ....	73
Fig. 3-66	Schermodul bei sinusförmiger (S) und quadratischer (Q) Anregung. ....	73
Fig. 3-67	Bandbreite des Schermoduls in Abhängigkeit von $\sigma'_v$ .....	74
Fig. 3-68	Extrapolation der Laborergebnisse auf Feldbedingungen.....	74
Fig. 3-69	$G_{max}$ und rel. Dichte $D_r$ (gestrichelte Linie).....	75
Fig. 3-70	Vorhersage des Trockenraumgewichtes aus Feldmessungen durch Extrapolation aus Laborversuche. ....	76
Fig. 3-71	Vergleich relativer Dichte $D_r$ mit Ausbreitungsgeschwindigkeit $v_s$ . ....	76
Fig. 4-1	Niederschlagsgrenzwerte (Sandersen et al., 1996). ....	79
Fig. 4-2	Stündliche Niederschlagsverteilung Simplon Unwetter (22 .- 25.9, 1993). ...	80
Fig. 4-3	Schematische Darstellung der TDR Sonde Typ IGT (links) und Moisturepoint Sonde mit 5 Segmenten (rechts). ....	84
Fig. 4-4	Verteilung der gemessenen Wassergehalte. ....	86
Fig. 4-5	Verteilung des gemessenen Trockenraumgewichtes.....	86
Fig. 4-6	Verteilung der gemessenen Wassergehalte mit Isotopensonde. ....	88
Fig. 4-7	Verteilung der gemessenen Raumgewichte. ....	88
Fig. 4-8	Versuchsfeld 1, Versuche 1 (1998) und 2 (1999). ....	89
Fig. 4-9	Ansicht Versuchsfeld 1 (1998). ....	90

Fig. 4-10	Eingebaute Moisturepointsonde. ....	90
Fig. 4-11	Ausbau TDR 1 - 4 Typ IGT. ....	90
Fig. 4-12	Abhängigkeit des Wassergehaltes in Funktion der Beregnung, TDR Versuch 1 (1998). ....	91
Fig. 4-13	Änderung des Wassergehaltes in Funktion der Tiefe, Moisturepoint, Versuch 1 (1998). ....	91
Fig. 4-14	Verlauf des Wassergehaltes nach Beendigung der Beregnung, Versuch 1 (1998). ....	92
Fig. 4-15	Abflusskoeffizient für verschiedene Beregnungsintensitäten, Versuch 1 (1998). ....	92
Fig. 4-16	Tensiometermessung, Versuch 1 (1998). ....	92
Fig. 4-17	SWCC am TDR 4 und 2, Versuch 1 (1998). ....	92
Fig. 4-18	Ansicht Beregnung, Versuch 2 (1999). ....	93
Fig. 4-19	Messungen Moisturepoint (Segmente 1 - 5), Wassergehalt $\theta$ , Versuch 2 (1999). ....	94
Fig. 4-20	Messungen Moisturepoint (Segmente 1 - 5), Sättigungsgrad $S_r$ , Versuch 2 (1999). ....	94
Fig. 4-21	Messungen TDR (1, 2, 4), Wassergehalt, Versuch 2 (1999). ....	95
Fig. 4-22	Verlauf des Wassergehaltes und Niederschlagsintensität nach Beregnungsversuch, Versuch 2 (1999). ....	95
Fig. 4-23	Schema Testfeld 1, Versuch 3 (2000). ....	96
Fig. 4-24	Tensiometergruppe (T 15 – T 18), Versuch 3 (2000). ....	96
Fig. 4-25	Tensiometer (T 15-T 18), Versuch 3 (2000). ....	96
Fig. 4-26	Niederschlagsintensität, Versuch 3 und 4 (2000). ....	97
Fig. 4-27	Verlauf Sättigung TDR 1 – TDR 4, Testfeld 1, Versuch 3 (2000). ....	97
Fig. 4-28	Tensiometer (T 15 – T 18) Testfeld 1, Versuch 3 (2000). ....	97
Fig. 4-29	Tensiometer (T 15 – T 18) relativer Verlauf, Versuch 3 (2000). ....	97
Fig. 4-30	Tensiometer (T 11 – T 14), Versuch 3 (2000). ....	98
Fig. 4-31	Vergleich TDR 2 und 4 mit Tensiometermessung T 16, Versuch 3 (2000). .	98
Fig. 4-32	Verlauf bzw. Reduktion der suction aus Feldversuchen 1999 und 2000 (nach Springman et al., 2003). ....	98
Fig. 4-33	Sättigungsverlauf während der Beregnung in Abhängigkeit der Tiefe bis - 1.2 m, Feldversuche 1999 und 2000, (Springman et al., 2003). ....	99
Fig. 4-34	Sättigungsverlauf in Abhängigkeit der Tiefe bis - 0.5 m, (Springman et al., 2003). ....	99
Fig. 4-35	Messung SWCC aus T 16 und TDR 2, 3, 4, (2000). ....	100
Fig. 4-36	Messung SWCC aus T 18 und TDR 2, 3, 4, (2000). ....	100
Fig. 4-37	Ermittelte SWCC aus T 18 / T 16 / T 14. ....	100
Fig. 4-38	SWCC aus Feldversuch, mit Parameter aus “curve fitting“ . ....	101

Fig. 4-39	Versuchsfeld 2, Versuch 4 (2000).....	102
Fig. 4-40	Ansicht Rutsch, Versuch 4 (2000). ....	103
Fig. 4-41	Abgerissene Sonden, Versuch 4 (2000). ....	103
Fig. 4-42	Zeitlicher Verlauf der Sättigung mittels TDR bis zur Instabilität, Versuch 4 (2000). ....	103
Fig. 5-1	Grundriss IGT-Feldscherapparat (Abmessungen in mm). ....	105
Fig. 5-2	Längsschnitt IGT-Feldscherapparat (Abmessungen in mm).....	105
Fig. 5-3	Probe vor dem Eingiessen.....	106
Fig. 5-4	Probenherstellung ( 1. und 2. Etappe). ....	107
Fig. 5-5	Probe vor Abschervvorgang. ....	107
Fig. 5-6	Abgescherte Probe, effektive Scherfläche Versuch V04, Gruben.....	109
Fig. 5-7	Versuchsaufbau, Versuch V012, Gruben.....	109
Fig. 5-8	Kornverteilung der abgescherten Proben im Vergleich mit Standardmaterial $d_{max.} < 45$ mm. ....	109
Fig. 5-9	Versuchsverlauf V01 / V02 und V03 / V04.....	110
Fig. 5-10	Versuchsverlauf V05 - V07 und V012 - V015. ....	110
Fig. 5-11	Versuchsverlauf V010 und V011 vom Weingartensee.....	111
Fig. 5-12	Versuchsverlauf V08, V09 und V014 mit Wasserzugabe.....	112
Fig. 5-13	Ermittlung der Reibungswinkel, $\phi'_{max.}$ und $\phi'_{cv}$ . ....	112
Fig. 5-14	Spannungsabhängigkeit der Dilatanz für die Feldversuche. ....	114
Fig. 5-15	$\tau / \sigma'$ für $S_r = 0.5$ und $S_r = 0.7$ (Springman et al., 2003). ....	115
Fig. 5-16	Verlauf von $c_{app.}$ in Abhängigkeit von $S_r$ (Springman et al., 2003).....	116
Fig. 5-17	Versuchsverlauf VA1 / VA2 und VA3 / VC1.....	117
Fig. 5-18	$\tau / \sigma'$ der Versuche VA 1 / 2 / 3 mit (a) und ohne (b) Berücksichtigung von VC1.....	117
Fig. 5-19	Spannungsabhängigkeit der Dilatanz für die Laborversuche.....	118
Fig. 6-1	Mindestwerte von $c^*$ in Abhängigkeit der Tiefe für $F = 1$ .....	121
Fig. 6-2	Relative Reduktion des „suction“ Anteils mit abnehmender Tiefe.....	122
Fig. 6-3	Referenzsystem für unendlich langen Hang (Tarantino & Mongiovi, 2003).....	123
Fig. 6-4	Grenzgleichgewicht $F = 1$ für variabl. AEV, $\alpha = 42^\circ$ , $\phi'_{cv} = 39^\circ$ bzw. $42^\circ$ ( $z = 0 - 10$ m).....	124
Fig. 6-5	Grenzgleichgewicht $F = 1$ für variabl. AEV, $\alpha = 42^\circ$ , $\phi'_{cv} = 39^\circ$ bzw. $42^\circ$ ( $z = 0 - 1$ m).....	124
Fig. 6-6	Bodenelement für VS2DT.....	125
Fig. 6-7	Niederschlagsverteilung für Modellierung VS2DT (Versuch 2, 1999). ....	126
Fig. 6-8	Durchlässigkeitsbeiwert $k_s$ . ....	126
Fig. 6-9	Spezifischer Speicherkoeffizient $S_s$ . ....	127

Fig. 6-10	Sättigungs- und vol. Wassergehaltsverlauf ( $q = 5 \text{ cm/d}$ ).....	128
Fig. 6-11	Sättigungs- und vol. Wassergehaltsverlauf ( $q = 8 \text{ cm/d}$ ).....	128
Fig. 6-12	Sättigungsverlauf für ( $q = 8 \text{ cm/d}$ ).....	129
Fig. 6-13	Rückrechnung VS2DT für TDR1, 2, 4 aus Feldversuch 2 (1999). ....	129
Fig. 6-14	„Isotropic compression line“ bei konstanter suction $s$ .....	130
Fig. 6-15	Verlauf $\lambda$ mit zunehmender suction $s$ (Geiser, 1999). ....	131
Fig. 6-16	Fliessflächen $q - p'$ und $s - p'$ Diagrammen (Alonso et al., 1990). ....	132
Fig. 6-17	Entwicklung der Fliessflächen $f_1$ und $f_2$ des BBM bei zunehmender suction $s$ (Alonso et al., 1990).....	132
Fig. 6-18	„Critical state parameter“ (Geiser, 1999).....	133
Fig. 6-19	Loading collapse line LC in Function der suction $s$ (Geiser, 1999). ....	133
Fig. 6-20	Abschätzung $\lambda(s) / \lambda(0)$ in Funktion der suction ( $5 < p' < 50 \text{ kPa}$ ).....	134
Fig. 6-21	Intrinsische Durchlässigkeit. ....	135
Fig. 6-22	Rückrechnung mit CB für TDR 1, 2, 4 aus Feldversuch 2 (1999). ....	137
Fig. 6-23	Wassergehaltsverlauf für $z = - 0.1, - 0.2$ und $-0.5 \text{ m}$ . ....	137
Fig. 6-24	Auswirkung variablen Intensitäten für $z = - 0.10 \text{ m}$ . ....	138
Fig. 7-1	Grundmodelle und Grundelemente des Risikokonzeptes (PLANAT, 2004). ....	139
Fig. 7-2	Vergleich Instabilität (Versuch 4, 2000) Gruben mit Niederschlagsgrenzwerten (Sandersen et al., 1996). ....	144
Fig. 7-3	Dauer Intensitätskurven und kumulierter Niederschlag (Caine, 1980; Zimmermann et al., 1997). ....	144
Fig. 7-4	Verlauf von $c_{app}$ in Funktion der Zeit (Feldversuch 2, 1999).....	145
Fig. 7-5	Verlauf $c^*$ in Funktion der Zeit $z = - 0.16 \text{ m}$ .....	146

## Liste der Symbole

A	[cm <sup>2</sup> ]	Probenquerschnittsfläche
A <sub>0</sub>	[cm <sup>2</sup> ]	Probenquerschnittsfläche bei Versuchsbeginn
A <sub>p</sub>	[m/s <sup>2</sup> ]	Beschleunigung
C <sub>c</sub>	[-]	Kompressionswert Erstbelastung
C <sub>s</sub>	[-]	Kompressionswert Wiederbelastung
D	[Std.]	Dauer Regenereignis
D <sub>r</sub>	[%]	relative Dichte
D <sub>R,G</sub>	[mm]	Durchmesser der Gummihaut im ungedehnten Zustand
D <sub>r,0</sub>	[-]	relative Dichte bei Versuchsbeginn
D <sub>P</sub>	[mm]	minimaler Durchmesser einer ungesättigten Pore
E	[MPa]	Elastizitätsmodul (Young modulus)
E <sub>G</sub>	[MPa]	Elastizitätsmodul der Gummihaut
F	[Hz]	Frequenz
G	[kN]	shear modulus, "Schermodul"
G	[kN]	Gewicht der Probe bei Versuchsbeginn
G <sub>K</sub>	[kN]	Eigengewicht der Kopfplatte (= 0.108 kN)
G <sub>0</sub>	[g]	Gewicht der Proben bei Versuchsbeginn
G <sub>s</sub>	[-]	spez. Gravität $\gamma_s / \gamma_w$
G <sub>S</sub>	[kN]	Eigengewicht des Stempels (= 0.073 kN)
H	[cm]	Potentialdifferenz
H <sub>0</sub>	[mm]	Probenhöhe bei Versuchsbeginn
I	[mm/Std.]	Niederschlagsintensität
I <sub>D</sub>	[-]	Indexzahl
I <sub>R</sub>	[-]	Index für Dilatanz
L	[cm]	Probenhöhe
M	[-]	Critical State Parameter im q-p' Raum
M <sub>s</sub>	[g]	Masse Festsubstanz
M <sub>w</sub>	[g]	Masse Wasser
P	[mm]	krit. Wassermenge in Prozenten zum Jahresniederschlag
P <sub>1</sub>	[kN]	Axiale Stempelkraft
Q	[-]	10 (Quarz, Zertrümmerbarkeit)
R <sub>S</sub>	[kN]	Reibungskraft des Stempels im Lager der Zelle (= 0.015 kN)
S <sub>r,r</sub>	[-]	minimale Sättigung der SWCC
S <sub>r,0</sub>	[%], [-]	Sättigungsgrad bei Versuchsbeginn

$S_r$	[%], [-]	Sättigungsgrad
$S_{r,s}$	[%], [-]	maximale Sättigung der SWCC
$S_{r,ult.}$	[%], [-]	Sättigungsgrad bei Versuchsende
$S_{r,w}$	[%], [-]	Sättigungsgrad nach Benetzung am Schluss der Hysterese
$S_s$	[1/m]	spezifischer Speicherkoeffizient
$T$	[Sek]	Dauer Durchströmung
$T$	[kPa $\mu$ m]	Oberflächenspannung des Wassers
$V_o$	[cm <sup>3</sup> ]	Probenvolumen
$V_w$	[cm <sup>3</sup> ]	durchströmte Wassermenge
$2Y_p$	[mm]	doppelte Amplitude
$Z$	[m]	Druckhöhe
$Z$	[mm]	Mächtigkeit zu einer undurchlässigen Schicht
$Z_w$	[m]	Grundwasserspiegellage über undurchlässiger Schicht
$a_{fx, vg, bc}$	[-]	Materialparameter Fredlund und Xing, van Genuchten, Brooks und Corey
$c_o$	[m/s]	Lichtgeschwindigkeit
$c_v$	[m <sup>2</sup> /s]	Konsolidationskoeffizient ( $c_v = k \cdot M_E / \gamma_w$ )
$c^*_o$	[kPa]	Kohäsionsanteil bei Versuchsbeginn
$c^*_{ult.}$	[kPa]	Kohäsionsanteil bei Versuchsende
$d_{max.}$	[mm]	max. Korngrösse
$dy$	[mm]	Vertikalverschiebung
$dx$	[mm]	Horizontalverschiebung
$e$		2.71828
$e_o$	[-]	Porenzahl Initialzustand
$e_{max.}$	[-]	max. Porenzahl
$e_{min.}$	[-]	min. Porenzahl
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung 9.81 m/s <sup>2</sup>
$h$	[cm]	Sickerweg, effektive Probehöhe, Drainageweg
$k$	[-]	Parameter für die Zunahme der Zugspannung (Kohäsion) mit steigender suction
$k_i$	[m <sup>2</sup> ]	intrinsische Durchlässigkeit
$K_{min.}$	[MPa]	Minimum bulk modulus
$k_s$	[m/s]	gesättigte Durchlässigkeit
$k_{s,o}$	[m/s]	Durchlässigkeit für Porosität bei $n_o$

$m_{fx, vg, bc}$	[-]	Materialparameter Fredlund und Xing, van Genuchten, Brooks und Corey
$n$	[-]	Porosität
$n_{fx, vg, bc}$	[-]	Materialparameter Fredlund und Xing, van Genuchten, Brooks und Corey
$n_o$	[-]	Porosität Initialzustand
$p$	[%]	Überkornanteil
$p'_{A, B, F}$	[kPa]	effektiver Spannungszustand $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ für die isotrope Konsolidation, Spannungszustand bei Beginn Abschervorgang, Bruchzustand
$p_{so}$	[MPa]	Zugspannung im gesättigten Zustand
$p^c$	[kPa]	Referenzspannung
$q_{A, B, F}$	[kPa]	Deviator $\sigma_1 - \sigma_3$ bei isotroper Konsolidation, Abscherbeginn, Bruchzustand
$r$	[-]	Parameter für maximale Bodensteifigkeit
$t$	[sec]	Ausbreitungszeit Scher- / Kompressionswelle
$t_{0,G}$	[mm]	Dicke der Gummihaut im ungedehnten Zustand
$t_f$	[Sek.]	Dauer bis Bruch
$u_a$	[kPa]	Luftdruck in Poren
$u_w$	[kPa]	Porenwasserdruck
$v$	[-]	spezifisches Volumen, $v = 1 + e$
$v_p$	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle
$v_s$	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle
$w$	[%]	Wassergehalt
$w_o$	[%]	Wassergehalt Initialzustand, Einbauwassergehalt
$w_a$	[-]	Wassergehalt bei Versuchsbeginn
$w_e$	[-]	Wassergehalt bei Versuchsende
$w_{opt.}$	[%]	opt. Wassergehalt (Proctor Optimum)
$w_{opt., T}$	[%]	opt. Wassergehalt Gesamtprobe
$w_p$	[%]	Wassergehalt Überkornanteil
$z$	[m]	Tiefe des Bodenelementes

$\alpha$	[m <sup>2</sup> /N]	Kompressibilität des Korngefüges, 1/E <sub>s</sub> bzw. 1/M <sub>E</sub>
$\alpha$	[°]	Hangneigung
$\beta$	[-]	Parameter als Mass für die zunehmende Steifigkeit des Bodens bei steigender suction
$\beta$	[m <sup>2</sup> /N]	Kompressibilität des Wassers, 4.58 10 <sup>-10</sup> m <sup>2</sup> /N
$\Theta$	[-]	dimensionsloser Wassergehalt
$\theta$	[%]	Vol. Wassergehalt
$\theta_a$	[%]	Vol. Wassergehalt, Versuchsbeginn
$\theta_e$	[%]	Vol. Wassergehalt, Versuchsende
$\theta_s$	[%]	Vol. Wassergehalt S <sub>r</sub> = 100 %
$\theta_r$	[%]	Residueller Wassergehalt
$\sigma_{1, 2, 3}$	[kPa]	Hauptspannungen (1./ 2./ 3.)
$\sigma_{x, y, z}$	[kPa]	Spannungen in x, y, z Richtung
$\sigma_o$	[N/m <sup>2</sup> ]	Oberflächenspannung, 0.072 N/m <sup>2</sup> , 20° C
$\omega$	[°]	Neigung der Hauptspannung zur Horizontalen
$\sigma'_{1,B} \sigma'_{3,B}$	[kPa]	Hauptspannung am Ende der anisotropen Konsolidation
$\Delta\sigma_{3,G}$	[kPa]	Seitendruckkorrektur infolge der Gummihaut
$\varepsilon_{1, 2, 3}$	[-]	Dehnungen in Hauptrichtung
$\varepsilon_v$	[-]	Volumendehnung
$\eta$	[-]	Drainagebedingung (beidseitige Drainage $\eta = 3.0$ )
$\varphi'_{max.}$	[°]	maximaler Reibungswinkel
$\varphi'_{cv}$	[°]	Reibungswinkel bei konstantem Volumen
$\rho$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Bodendichte
$\rho_d$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Dichte beim Einbau der Probe, w = 0 %
$\rho_w$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Dichte Wasser
$\rho_s$	[g/m <sup>3</sup> ]	Dichte Festsubstanz
$p_o^c$	[kPa]	Referenzspannung ("net stress")
$\kappa$	[-]	elastischer „Kompressionskoeffizient“ (s = 0)
$\kappa_s$	[-]	elastischer „Kompressionskoeffizient“ (s ≠ 0)
$\lambda(s)$	[-]	Gradient in (1+e) / ln (p <sub>o</sub> /p <sub>o</sub> <sup>c</sup> )
$\lambda(0)$	[-]	$\lambda = C_c / 2.303$ (C <sub>c</sub> = Kompressionsbeiwert der Erstbelastung)
$\psi$	[°]	Winkel der Dilatanz
$\psi_b$	[kPa]	AEV (Air entry value) aus Brook und Corey



$\nu'$	[-]	Poissonzahl (drainiert)
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Raumgewicht
$\gamma_{d, o}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Trockenraumgewicht, Versuchsbeginn
$\gamma_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Raumgewicht Festsubstanz
$\gamma_{d, opt.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Trockenraumgewicht bei $w_{opt.}$
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Trockenraumgewicht
$\gamma_{d, max.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	max. Trockenraumgewicht
$\gamma_{d, min.}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	min. Trockenraumgewicht
$\tau$	[kPa]	Scherfestigkeit
$\tau_{ult}$	[kPa]	Restscherfestigkeit ( $dx = 25 \text{ mm}$ )
$\tau'$	[kPa]	effektive Scherfestigkeit
$\tau_n$	[kPa]	effektive Scherfestigkeit, $\tau' = \tau_n$ bei $u_a = 0$

## 1. Einleitung

Innerhalb der Naturgefahren im alpinen Raum spielen Moränen als Quelle von Ereignissen eine wesentliche Rolle. Dabei können sie sowohl Ursache von Murgängen wie auch von lokalen Instabilitäten wie Rutschungen oder Damnbrüchen sein. Über das bodenmechanische Verhalten von alpinen Moränen, welche sich im unmittelbaren Gletschervorfeld befinden und oft als Moränenbastionen bezeichnet werden, ist jedoch sehr wenig bekannt.

Im Rahmen einer möglichen Prävention bei Naturgefahren, wie beispielsweise bei der Ausarbeitung von Schutzkonzepten, sind daher genauere Kenntnisse von Moränen, deren geotechnischen Eigenschaften, wie das Verhalten bei Niederschlägen, den Änderungen im Spannungs-, Scherfestigkeits- und Deformationsverhalten, sowie über die massgebenden Prozesse, welche zu einem Versagen führen, unabdingbar. Ziel dieser Forschungsarbeit ist es, die entsprechenden Parameter näher einzugrenzen.

Der Umfang des Forschungsprojektes umfasst im Wesentlichen folgende Teilgebiete:

- Laborversuche
- Vergleich geophysikalischer Feldmessungen mit Versuchen unter Laborbedingungen (Bender Elemente)
- Berechnungsversuche im Feld im alpinen Raum
- Feldscherversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit
- Modellierung (numerisch und analytisch)
- Beurteilung der Gefahrensituation und Risikoabschätzung.

Die Laborversuche umfassen die klassischen bodenmechanischen Versuche wie die Bestimmung von Klassifikation, gesättigte Durchlässigkeiten, Zusammendrückungsverhalten und Scherfestigkeitsverhalten. Letztere wurden mittels Direktscherversuchen und Triaxialversuchen bestimmt. Zur Anwendung kommt ebenfalls ein Grosstriaxialgerät, welches erlaubt, Probenmaterial mit einem nominellen Durchmesser von bis 45 mm zu testen.

Die Versuche fokussieren vorwiegend auf die Auslösemechanismen ("rainfall induced slope instabilities") innerhalb der gewählten Morärentypen. Die im Projekt vorgesehenen Triaxialversuche werden als gesättigte und teilgesättigte Versuche durchgeführt. Dabei sind Versuche mit  $\varnothing$  250 mm (Grösstkorn 45 mm) vorgesehen. Der Abschervorgang erfolgt überall durch Entlastung der Horizontalspannung  $\sigma_3$ . Diese Entlastung bzw. die Abschergeschwindigkeit entspricht den in den Feldversuchen gemessenen Infiltrationsraten.

Ein weiterer Schwerpunkt bildet die detaillierte Ermittlung der Boden-Wasser-Retentionskurven (Soil Water Characteristic Curve: SWCC). Die SWCC zeigt den Sättigungsverlauf / Wassergehalt eines Bodens in Abhängigkeit zu einer Spannung (neg. Porenwasserspannung bzw. suction). Die SWCC ist u.a. von der Dichte /

Porenzahl, Struktur des Bodens sowie von der Spannungsgeschichte (stress history), abhängig. Zudem können mittels der SWCC die ungesättigten Durchlässigkeiten bestimmt werden. Die SWCC ist eine der wichtigsten charakteristischen Kenngrößen für die Typisierung eines ungesättigten Bodens und dementsprechend wichtig für die Beurteilung der oberflächennahen Prozesse in einer Moräne.

Im Rahmen eines Vergleiches sollen die Moränen am See 1 beim Grubengletscher und Weingartensee oberhalb Täsch bodenmechanisch näher eingegrenzt werden und mit den Kenntnissen der Moräne Nord in Mattmark verglichen werden. Folgendes Vorgehen wird gewählt:

- Bestimmung des Raumgewichtes und des Wassergehaltes im Feld ( $\gamma$  - Sonde, Neutronensonde bzw. Sandersatz)
- Entnahme von Probenmaterial zur Bestimmung der Kornverteilung sowie des Feinkornanteiles und Plastizitätseigenschaften
- Proctorversuche (Standard < 45 mm), Bestimmung des optimalen Wassergehaltes  $W_{opt}$ .

Somit soll es möglich sein die 3 Standorte Gruben, Weingarten und die Moräne Nord beim Mattmark miteinander zu vergleichen und daraus die Folgerungen für weitere ähnlich gelagerte Moränentypen zu definieren.

Ein Schwergewicht wurde auf die Feldversuche gelegt. Wesentliche Erkenntnisse über das Sättigungsverhalten bei Starkniederschlägen und Infiltrationsprozessen konnten gewonnen werden. Die Versuche wurden an zwei Testfeldern in Gruben durchgeführt. Auch sollen weitere Inputgrößen für die Modellierung wie die Abhängigkeit zur Hangneigung und das Langzeitverhalten (Jahreszeitschwankungen, Schneeschmelze) gewonnen werden.

Die in den Triaxialversuchen ermittelten Scherfestigkeitsparameter werden durch Scherversuche im Feld (Typ Casagrande Scherkasten) überprüft. Damit soll sichergestellt werden, dass eventuelle Unsicherheiten durch die Probenentnahmen bzw. die Herstellung der künstlich aufbereiteten Laborproben, erfasst werden können.

Mit einem am IGT entwickelten Schergerät (250 x 250 mm) sollen ebenfalls folgende Parameter im Feld variiert werden:

- Scherfestigkeit im "trockenen Zustand" bzw. in situ ungesättigten Zustand
- Scherfestigkeit nach einer Durchnässung bzw. nach einem Zustand eines längeren Regens (Simulation der Veränderung der negativen Porenwasserspannung und Änderung im Sättigungsverhalten).

Im Rahmen der Modellierung sollen die wesentlichen Parameter mittels Finiten Elementen (VS2DT und Code Bright) modelliert werden. Dabei werden gekoppelte Stoffgesetze (Infiltrations-, Spannungs- und Dehnungsverhalten) eingesetzt. Mit den Resultaten aus den Laborversuchen und den Messungen aus den Feldversuchen (künstlichen Beregnungsversuchen und Langzeitbeobachtungen) werden verschiedene Randbedingungen und Szenarien modelliert. Mittels der SWCC werden die Einflüsse des Sättigungsverhalten ("wetting path") integriert. Damit soll es möglich sein das Verhalten dieser Moräne

mentypen realistischer einschätzen und genauere Beurteilungen für potentielle Gefahrenquellen geben zu können.

Neben den numerischen Berechnungen werden pragmatische Ansätze formiert, welche einfache Aussagen über das Stabilitätsverhalten infolge Niederschläge erlauben.

Im Rahmen einer kurzen Risikobetrachtung werden die gewonnenen Erfahrungen im allgemeinen Kontext der Naturgefahren diskutiert.

Das Vorgehen kann somit folgendermassen zusammengefasst werden:

- Identifikation und Bestimmung des Standorts (Kapitel 2)
- Ermittlung der bodenmechanischen Eigenschaften im Labor (Kapitel 3)  
Die Schwerpunkte bilden neben den allgemeinen charakteristischen Bodenkennwerten, die Bestimmung der SWCC im aufbereiteten und ungestörten Zustand, Triaxialversuche, Versuche mit Bender Elemente zum Vergleich zu den geophysikalischen Messungen im Feld.
- Beregnungsversuche im Feld zur Messung der Veränderung des Sättigungszustandes und der Saugspannungen (Kapitel 4)
- In situ Direktscherversuche (Kapitel 5)
- Modellierung (Kapitel 6)  
Es werden sowohl vereinfachte Methoden und Verfahren, wie auch numerische Simulationen vorgestellt.
- Risikobeurteilung (Kapitel 7).

## 2. Standorte

### 2.1 Übersicht

Moränenbastionen im Hochgebirge sind vom Gletscher vorgeschobene und verformte Schutthalden (Haeberli, 1992). Die Materialeigenschaften zwischen Schutthalden und Moränen sind fließend. Aus den Analysen der Murgangereignissen des Sommers 1987 (Haeberli & Zimmermann, 1991; VAW, 1992) handelt es sich meist um locker bis sehr locker gelagerte, schlecht sortierte, nicht plastische, inhomogene und gut durchlässige Ablagerungen. Alle Kornverteilungen, insbesondere auch sehr grosse Blöcke, sind vorhanden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden 3 Standorte ausgewählt (Fig. 2-1).

- Gruben, Saas-Balen (2770 m. ü. M., X = 640'600 / Y = 113'050)
- Weingarten, Täsch (3060 m. ü. M., X = 631'000 / Y = 101'400)
- Moräne Nord, Mattmark (2200 m. ü. M., X = 640'500 / Y = 99'000)

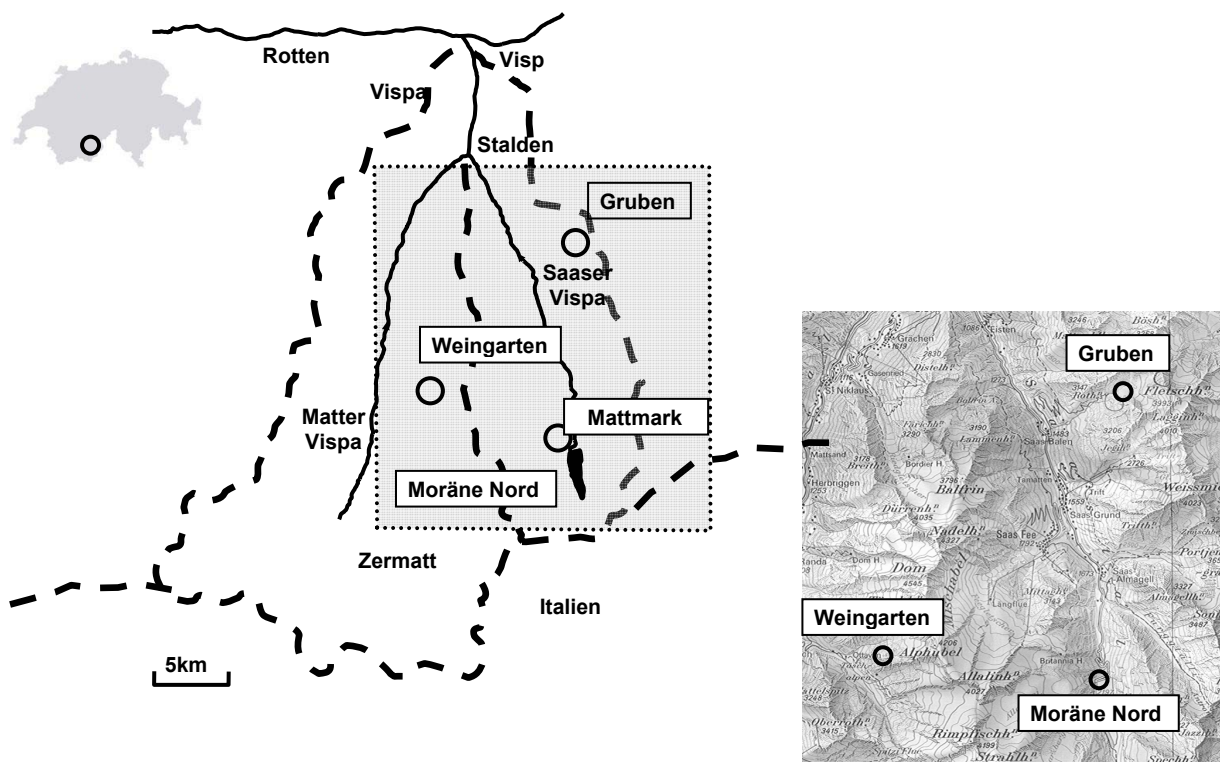


Fig. 2-1 Lage der 3 Untersuchungsstandorte Gruben, Weingarten und Mattmark.

Diese Standorte befinden sich alle in den Vispertälern (Wallis) und in einem Umkreis von ungefähr 10 km.

## 2.2 Gruben (Saastal)

Die Zunge des Grubengletschers oberhalb von Saas-Balen liegt in einem lockergesteinsreichen Hochtal. In diesem Gebiet finden sich zahlreiche periglaziale Seen (Fig. 2-2), deren Ausbrüche in der Vergangenheit mehrfach Hochwasser und Murgänge ausgelöst haben (1970; 1971). Seit über 30 Jahren werden hier darum Massnahmen gegen gefährliche Ausbrüche dieser Seen ergriffen (Teyssiere, 1999; Haeberli et al., 2001). Der westliche See dieses Gebietes (See 1) wird durch eine mächtige junge Moränenbastion gestaut, welche vermutlich während des Maximalstadiums der kleinen Eiszeit um 1850 entstanden ist. Die Stabilität dieses Moränendammes ist für die heutige Beurteilung der Gefahrensituation im Gebiet von Saas-Balen und allfälliger weiterer Massnahmen von grosser Wichtigkeit.

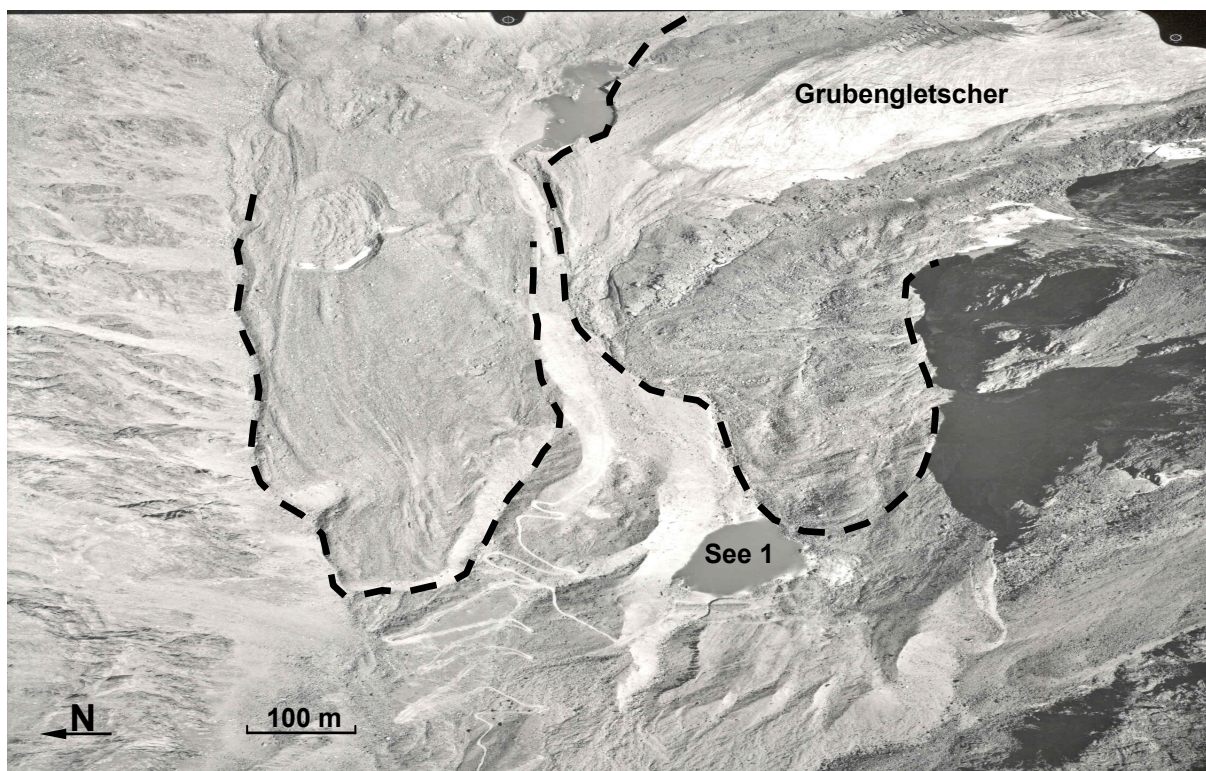


Fig. 2-2 Luftbild Grubenseen (Aufnahme VAW, 2002).

Das Hochtal des Grubengletschers liegt in den Paragneisen und Schiefen der Bernhard-Decke. Der Felsuntergrund unter verschiedenen Lockergesteinsablagerungen in diesem Hochtal besteht aus harten Granat-Muskowitschiefern und Muskowit / Biotitgneisen des Kristallins der Fletschhorn-Gruppe (Teil der Bernhard-Decke). Das Einfallen der Gneisbänderung und Schieferung unterhalb der Moränenbastion beträgt  $35^\circ$  gegen SSW. Die Klüftigkeit und der Verwitterungsgrad der Felsoberfläche sind unter der Moränenbastion vermutlich gering, da frühere Gletschervorstösse vermutlich alles leicht erodierbare Felsmaterial entfernt haben (Löw, 2002).



Am Moränendamm des Grubengletschers / Saas-Balen wurden geophysikalische Untersuchungen (Refraktionsseismik, Geoelektrik und Gravimetrie) durchgeführt (Geotest, 1993). Der Standort befindet sich unterhalb dem Damm bei See 1. Aus der Refraktionsseismik (Fig. 2-3 und Fig. 2-4) wurden für oberflächennahe Bereiche Geschwindigkeiten von 400 – 600 m/s, für tiefer gelegene Bereiche Geschwindigkeiten von 900 – 1'400 m/s ermittelt.

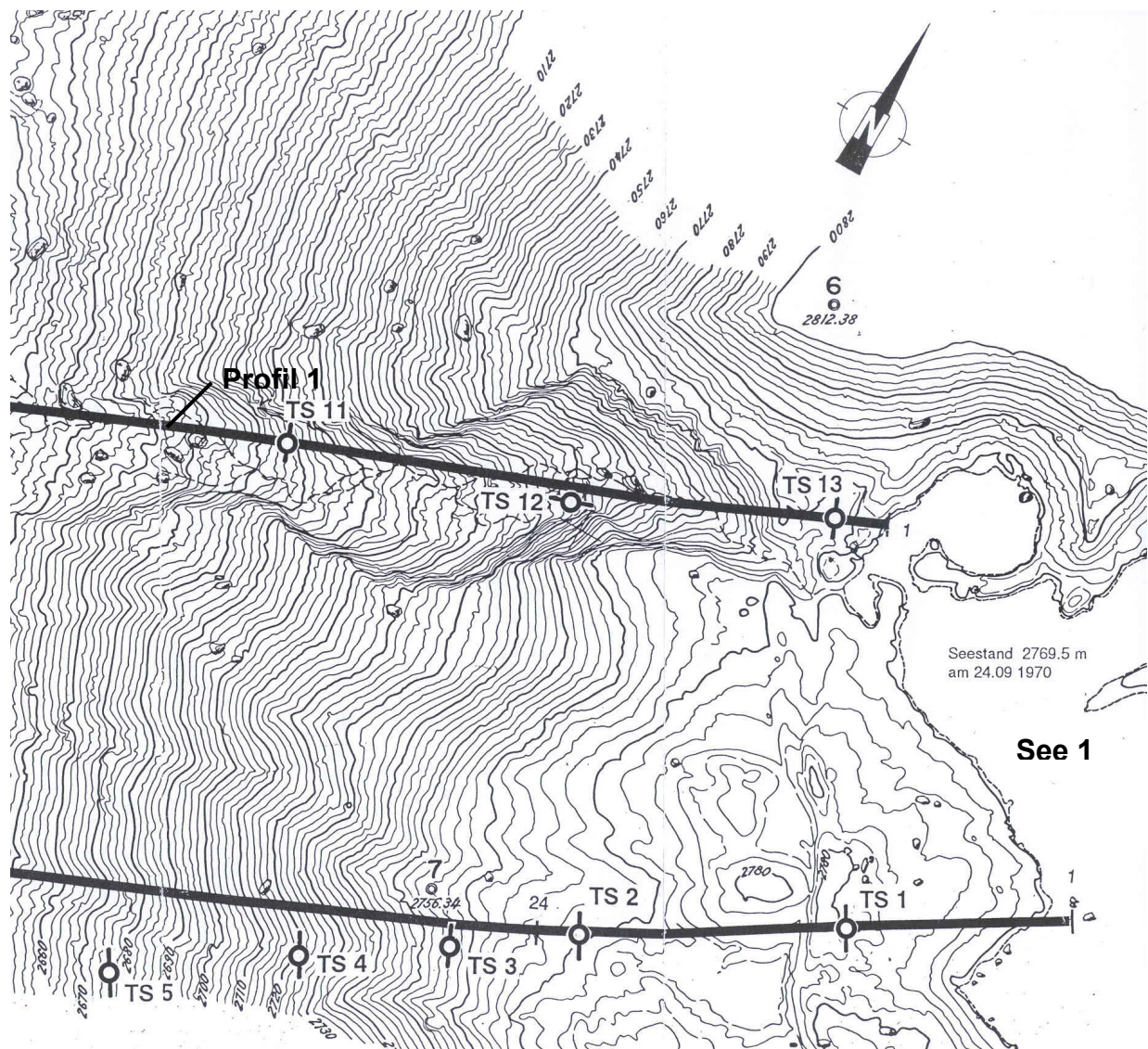


Fig. 2-3 Geophysikalische Untersuchungen (Situation Geotest, 1993).

Der Verlauf der Felsoberfläche ist darum relativ zuverlässig bestimmbar und liegt zwischen der Geländeoberfläche am Fuss der Moränenbastion und maximal 110 m unter Terrain, nahe der Dammkrone.

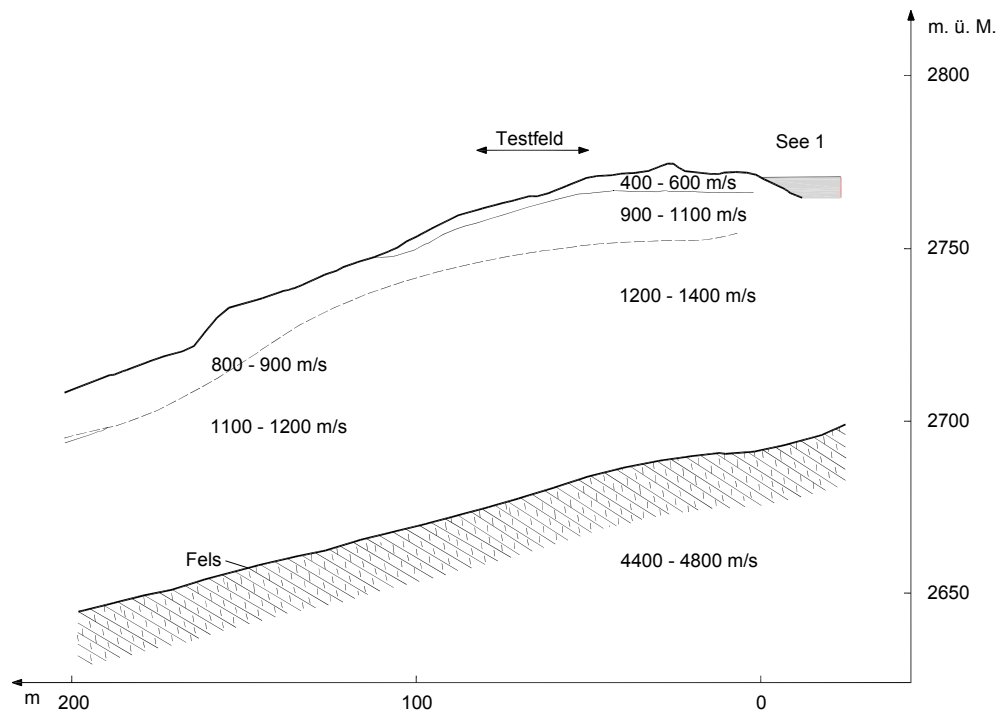


Fig. 2-4 Geophysikalische Untersuchungen (Profil 1 Geotest, 1993).

Ein Vergleich der geophysikalischen Messungen mit denen des Moränendamms am Sidelengletscher im Obergoms (Haeberli, 1992) zeigt, dass dort Bereiche mit extrem lockerer, sehr lockerer und lockerer Lagerung unterschieden wurden. Die korrespondierenden Geschwindigkeiten liegen zwischen 300 - 500, 600 - 800 bzw. 800 - 1'200 m/s.

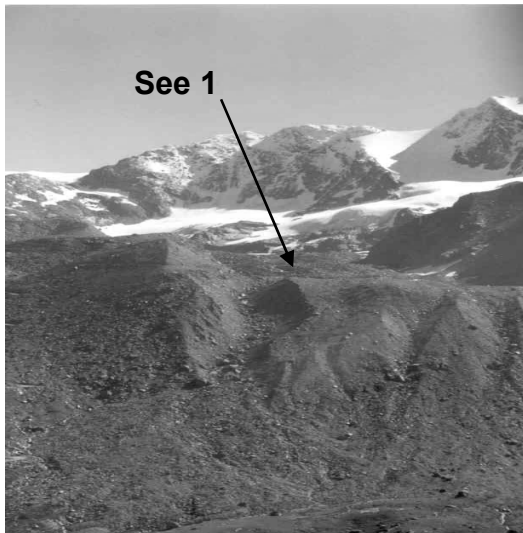
In Ergänzung mit Geoelektrik wurden einerseits Gebiete mit sehr lockerer Lagerung und andererseits wasserführende, gesättigte Bereiche ausgeschieden. Mittels Gravimetrie wurde die mittlere Dichte und Porösität bestimmt. Dabei geht ein Dichteunterschied zwischen Fels und Moräne von  $0.3 \text{ g/cm}^3$  hervor (Fels:  $2.76 \text{ g/cm}^3$ , Moräne:  $2.46 \text{ g/cm}^3$ ). Die mittlere Porösität liegt zwischen 10 - 15 %, was auf eine gute Konsolidierung schliessen lässt (Vonder Mühl, 1996). Aus einer Sensitivitätsbetrachtung (VAW, 1995; Vonder Mühl, 1996) der mittleren Dichte, Porösität und der Aufteilung in 3 verschiedene Mächtigkeiten, spielt bei diesen Resultaten aus der Gravimetrie vor allem das Verhältnis der Mächtigkeiten der obersten und der untersten Schicht eine wesentliche Rolle. Nähere Angaben für den oberflächennahen Bereich (sehr lockere Lagerung) konnten nicht definiert werden.

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass die abgeschätzte Dichte von  $2.46 \text{ g/cm}^3$  (Vonder Mühl, 1996) aus bodenmechanischer Sicht einer sehr dichten Lagerung entspricht ( $e \sim 0.2$ ).

Die glazigenen Geschiebe („Moräne“) zwischen der Felsoberfläche und den jüngeren Hang- und Bachschuttablagerungen zeigen vermutlich einen komplizierten, internen Aufbau. Dies ergibt sich aus der Geländemorphologie, sowie den vorhergehenden geophysikalischen Untersuchungsergebnissen (Löw, 2002).



Einen direkten Einblick in den stratigraphischen Aufbau der Moränenbastion (Fig. 2-5) erhält man nur an wenigen Stellen und auch dort nur über eine relativ geringe Tiefe wie beispielsweise entlang der Erosionsrinne. In diesen Aufschlüssen sind durchwegs schlecht sortierte Geschiebe mit Silt- bis Blockgrößen Komponenten in höherer Lagerungsdichte aufgeschlossen. Die Anteile grober Blöcke scheinen zu variieren. Die einzelnen Blockanlagen bilden zeitweilig eine horizontale bis hangparallele Schichtlagerung ab.



*Fig. 2-5 Ansicht Moränenbastion, Gruben (Westansicht).*

Die Versuchsfelder liegen einerseits in einer geringmächtigen Gehängeschutttaufgabe, was mit der geringen Hangneigung von  $31^\circ$  (typisch für Trockenschuttkegel) kompatibel ist. Versuchsfeld 2 liegt heute ausschliesslich in glazigenem Geschiebe mit einer entsprechend höheren Hangneigung von  $42^\circ$  auf (Löw, 2002).

Zusätzliche hydrologische Beobachtungen (Tracerversuche, Temperaturen der Quellaustritte, Versickerungsraten im Südteil von See 1) sind in VAW (1999) und in Haeberli et al. (2001) beschrieben und interpretiert worden.

### 2.3 Weingarten Täsch (Mattertal)

Die Moräne des Weingartensees liegt im Einzugsgebiet des Täschbaches, welches rund 37 km<sup>2</sup> beträgt. Davon bedecken die zahlreichen Gletscher eine Fläche von 13.5 km<sup>2</sup> (37 %). Aufgrund der grossen Höhenerstreckung des Einzugsgebietes ist die Verbreitung von glazialen und periglazialen Prozessen sehr dicht. Eine grosse Zahl von Blockgletschern (teilweise aktiv) liefern Hinweise auf das Vorkommen von Permafrost. Das Einzugsgebiet wird im Nordosten durch eine Gebirgskette, welche über 4'000 m.ü.M. reicht, umschlossen.

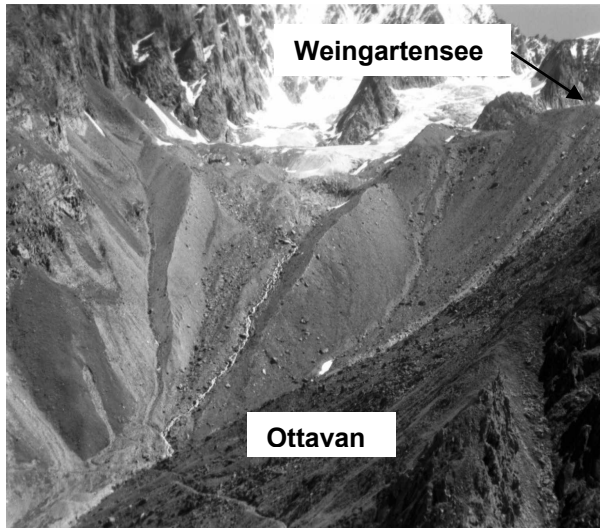


Fig. 2-6 Moränenbastion des Weingartensees (2001).

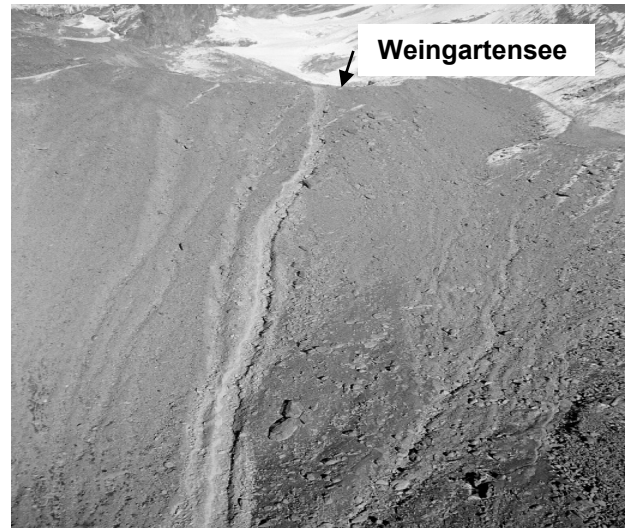


Fig. 2-7 Murgangsspuren (Ereignis 2001) unterhalb des Weingartensees.

Geologisch treten von Norden nach Süden die tektonischen Einheiten der Bündnerschiefer-Ophiolith-Decke, ein schmales Band mesozoischer Sedimente der Bernhard-Decke und dem kristallinen Anteil der Bernhard-Decke auf. Die mesozoischen Sedimente, welche die am wenigsten erosionsresistenten Gesteine darstellen, treten nur in einer schmalen NE-SW streichenden Zone im Bereich von Ottavan bis zur Mündung des Baches vom Alphubelgletscher auf. Auf der rechten Seite sind sie nur im Bereich des Hangfusses anzutreffen, auf der linken Seite bauen sie auch die Gipfelregionen auf.

Kennzeichnend im Bereich des Weingartengletschers ist eine mächtige Moränenbastion (Fig. 2-6 und Fig. 2-7). Sowohl 1957 wie auch 2001 kam es zu 2 Ereignissen, welche grössere Schäden in Täsch verursachten. Im Rahmen der Sofortmassnahmen nach dem Ereignis 2001, u.a. Dammbau beim Weingartensee, konnten einige bodenmechanische Untersuchungen an der Moräne durchgeführt werden. Das Ereignis selber ist in Huggel et al. (2002), sowie im Schutzkonzept Täsch (Kolenko et al., 2004) beschrieben.

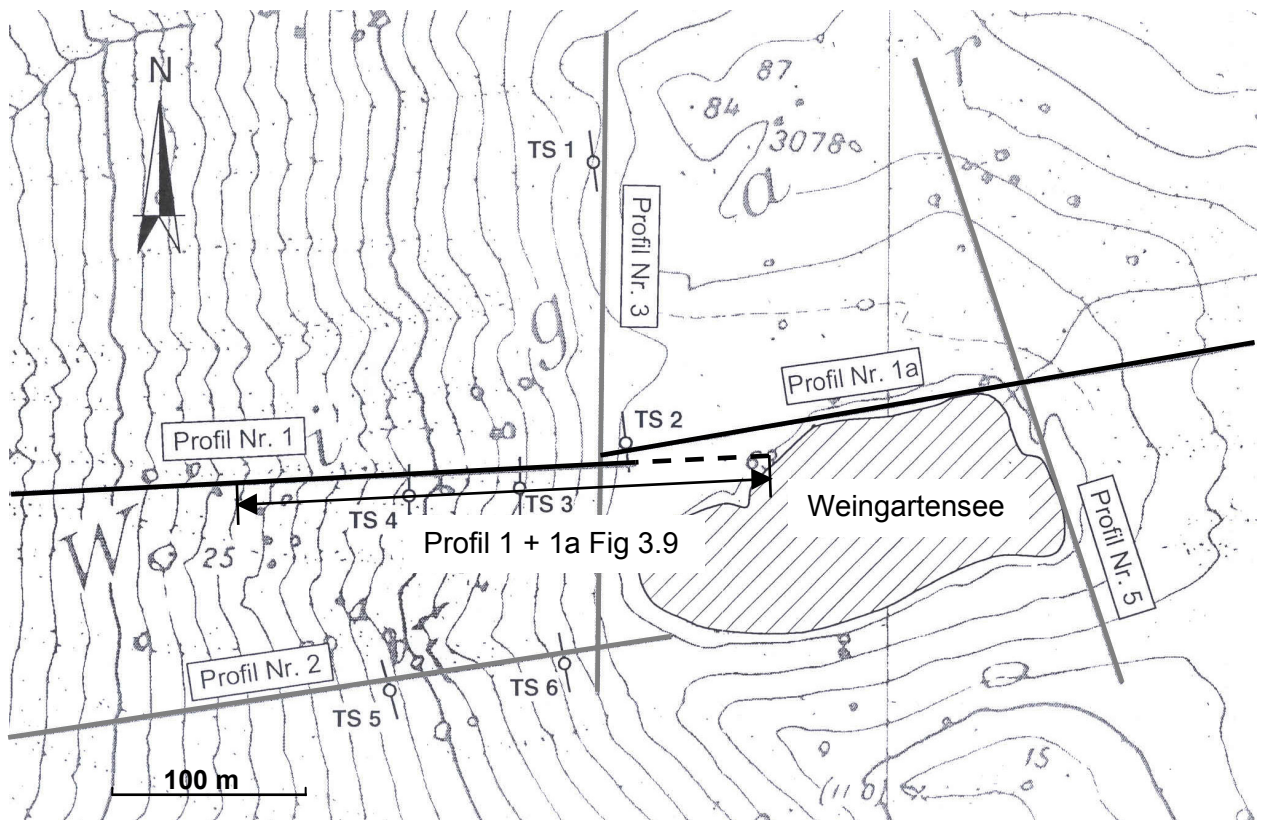


Fig. 2-8 Geophysikalische Messungen im Bereich des Weingartensees (Situation Geotest, 1999).

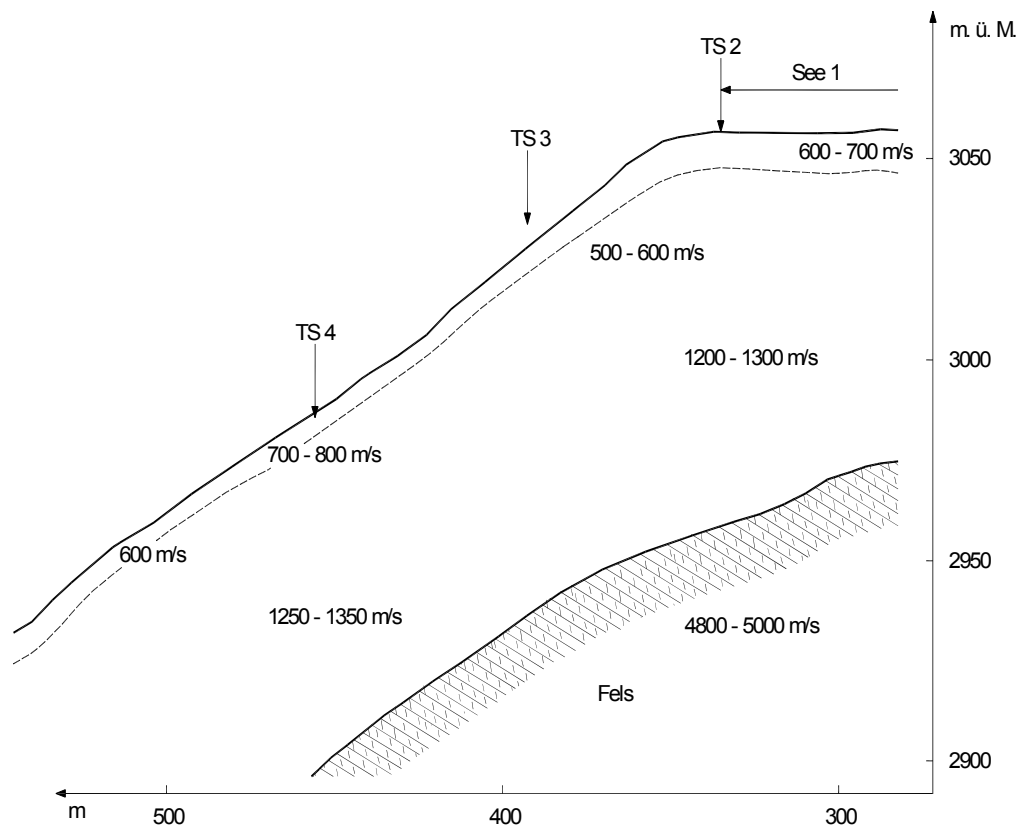


Fig. 2-9 Geophysikalische Messungen Weingartensee (Seismisches Profil 1 & 1a, Geotest 1999).

Im Gebiet des Weingartensees wurde eine geophysikalische Messkampagne (Refraktionsseismik, Geoelektrik) durchgeführt (Fig. 2-8 und Fig. 2-9). Analog zum Gruben wurden die folgenden Ziele verfolgt:

- Bestimmen der Lagerungseigenschaften des Lockergesteins
- Abschätzen der Mächtigkeit der vorhandenen Lockermaterialdepots (Lage des Felsuntergrunds)
- Untersuchen möglicher Permafrostvorkommen.

Die Resultate der Untersuchungen lassen folgende Zusammenfassung und Interpretation zu:

In den obersten 3 bis 7 m wurden seismische Geschwindigkeiten von 500 – 800 m/s gemessen. Zugleich sind die elektrischen Widerstände hoch. Dies deutet auf eine sehr lockere Lagerung des Materials hin.

Unterhalb der locker gelagerten Schicht befindet sich mässig locker bis mässig dicht gelagertes Material ohne klar erkennbare Schichtung. Die seismischen Geschwindigkeiten liegen beim Seeausfluss zwischen 1000 und 1200 m/s (Profil 3) bzw. zwischen 1'200 und 1'300 m/s (Profile 1 und 2). Weiter unten im Hang sind die Geschwindigkeiten leicht höher. Die elektrischen Widerstände deuten auf eine gewisse Schichtung des Materials an.

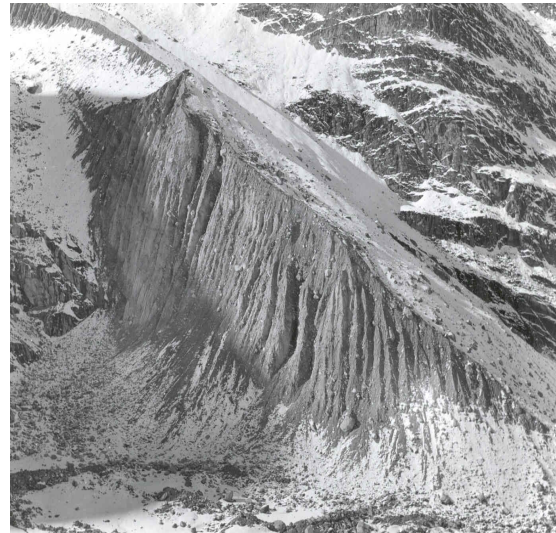
Der Felsuntergrund ist auf der rechten Seite des Sees (ca. 130 m nördlich vom Ausfluss) in einer Tiefe von 5 bis 10 m (Profil 3). Im Bereich des Sees und südlich davon sinkt die Felsbasis rasch ab und erreicht eine Tiefe von teilweise mehr als 100 m. Der Kontakt Fels / Lockermaterial ist deutlich. Permafrost konnte mit den seismischen Untersuchungen nicht nachgewiesen werden.

## 2.4 Moräne Nord Mattmark (Saastal)

Als Vergleich zu den Materialien und Bodenproben in Gruben und Weingarten, wurden die Erkundungen und Versuche, welche seinerzeit beim Bau des Staudammes Mattmark durchgeführt wurden, neu analysiert. Die untersuchte Moräne Nord befindet sich am südliche Ende des Saastals. Diese Moräne wurde beim Bau des Erddammes des Stausees Mattmark verwendet und ist daher sehr eingehend bodenmechanisch untersucht worden (Fig. 2-10 und Fig. 2-11).



*Fig. 2-10 Luftbild Moräne Nord vor Bau der Staudämme, Nordansicht, (VAWE, 1955).*



*Fig. 2-11 Moräne Nord von Süden her gesehen, vor Bau der Staudämme (VAWE, 1955).*

Neben den Probenentnahmen mittels Bohrungen und Baggerschlitzten wurde in der Moräne Nord zwecks Charakterisierung dieser Materialvorkommen ein 189 m langer Sondierstollen vorgetrieben. Dadurch konnten zusätzlich Materialeigenschaften wie Aufschlüsse über die prozentuale Verteilung der verschiedenen Komponenten im Inneren der Moräne gewonnen werden. Die Resultate wurden teilweise neu ausgewertet.

### 3. Laborversuche

#### 3.1 Einleitung

Nachfolgend wird eingehend auf die Laborversuche eingegangen. Das Probenmaterial wurde unmittelbar am Standort der Feldversuche entnommen (Kap.4).

Es sind dies:

- Klassifikation und Kornverteilung (Kap. 3.2)
- Verdichtungsversuche (Proctor, Kap. 3.3)
- Durchlässigkeitsversuche (Kap. 3.4)
- Ödometerversuche (Kap. 3.5)
- SWCC-Versuche (Kap. 3.6)
- Triaxialversuche (Kap. 3.7)
- Versuche mit Bänder Elemente (Kap. 3.8).

#### 3.2 Klassifikation und Kornverteilungen

##### 3.2.1 Gruben / Saas-Balen

- Herkunft: Gruben, Saas-Balen 2'800 m. ü. M.
- Menge: ca. 1'800 kg
- Wassergehalt bei der Anlieferung:  $w = 2.45 \%$
- Entnahmart: gestört

	[kg]	$d_{max}$ [mm]	Wassergehalt $w$ [%]						Durchschnitt $w$ [%]
Sack 1 - 4	107	110							
Fass 1	250	140	2.40	2.08	2.80	2.67	1.74	2.98	2.45
Fass 4	227	140							
Fässer 2, 3, 5 - 7	1208	165							

Tab. 3-1 Probematerial Gruben (1999).

Das Probematerial wurde zuerst getrocknet und danach ausgesiebt (SN 670 008a). Es wurden folgende Siebe verwendet:

	Nennweite [mm]								
Quadratlochsiebe	63	45	31.5	22.4	16	11.2	8	5.6	4
Maschensiebe	2	1	0.5						

Tab. 3-2 Siebung Gruben (1999).

An drei Proben der Fraktion < 0.5 mm wurden zusätzlich Schlämmanalysen durchgeführt. In Fig. 3-1 sind die Kornverteilungskurven dargestellt. Beigefügt ist ebenfalls eine frühere Probe aus Barsch et al. (1979) aus derselben Moräne (Gruben). Allen Kornverteilungen ist gemeinsam, dass grundsätzlich keine Plastizitäts-eigenschaften feststellbar sind, was sich auch am marginalen Anteil der Fraktion < 0.002 mm erkennen lässt.

Gemäss USCS Klassifikation handelt es sich beim untersuchten Material um einen GM-ML, was einem siltigen Kies mit kleiner Plastizität entspricht.

### Bestimmung der Standard Kornverteilung

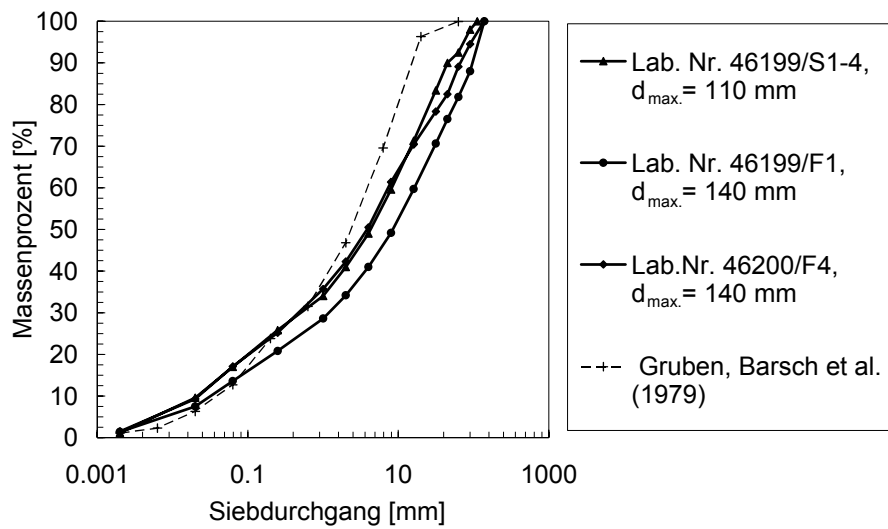


Fig. 3-1 Kornverteilung Gruben (Vergleich Barsch et al., 1979).

Die Standard Kornverteilung, welche für die weiteren Untersuchungen als Grundlage dient, ist ein Mittelwert aus dem Probematerial (Kornverteilungen Fass 1 / 4). Die Fraktionen (Grösstkorn < 45 mm) ist folgendermassen aufgeteilt:

[mm]	[%]
0.002	1.7
0.02	10.8
0.063	19.4
0.25	29.3
1	40.3
2	47.9
4	56.9
8	69.2
16	81.6
31.5	93.8
45	100.0

Tab. 3-3 Standard Kornverteilung Gruben Fraktion < 45 mm.

Insgesamt wurden an 10 Proben mittels Pyknometer (SN 670 335a) die spezifische Dichte  $\rho_s$  bestimmt. Der Mittelwert beträgt  $\rho_s = 2.84 \text{ g/cm}^3$ , die gemessenen Werte lie-



gen im Bereich von  $2.79 - 2.86 \text{ g/cm}^3$ . Die Bestimmung erfolgte jeweils am Feinmaterial  $< 0.5 \text{ mm}$ .

### 3.2.2 Moräne Nord – Mattmark

Zum Vergleich wurde Probematerial der Moräne Nord (Sondierschlitz 61 - 67, Untersuchungsprogramm Staudamm Mattmark, Archive VAWE bzw. IGT (1955; 1959) Nr. 954 beigezogen (Tab. 3-4). Die spezifische Dichte des Porenmaterials betrug durchschnittlich rund  $3.0 \text{ g/cm}^3$ , womit sie höher als jene vom Gruben ist. Dies liegt am höheren Eisengehalt der Mineralien.

	Gew. [kg]	$d_{\text{max.}}$ [mm]	w [%]	spez. Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]
Lab. Nr.6001	100	400	-	3.02
Lab. Nr.6002	100	400	-	3.01
Lab. Nr.6004	100	400	-	2.99
Lab. Nr.6007	50	400	-	2.99
Lab. Nr.6003	100	300	-	3.01
Lab. Nr.6006	100	300	-	3.01

Tab. 3-4 Probematerial Moräne Nord Mattmark Schlitz 61 – 67 (VAWE, 1959).

In dieser Auswertung wurde vorwiegend Material aus den Sondierschlitz 61 - 67 verwendet, da es sich hier um grössere Probemengen handelte. Die Kornverteilung ist in der Fig. 3-2 dargestellt.

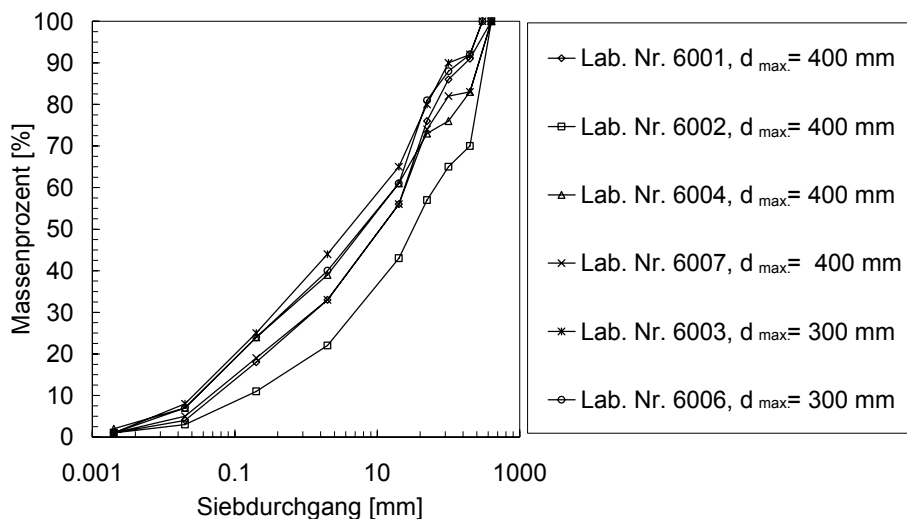


Fig. 3-2 Kornverteilung Moräne Nord, Mattmark (VAWE, 1959).



### 3.2.3 Weingarten Täsch

Die Untersuchungen an der Moräne am Weingartensee erfolgten im Rahmen der Sanierung vom See im Nachgang zum Murgang von 2001. Die Kornverteilungskurven wurden im Labor der Nationalstrassen A9 (RN VS) bestimmt. Die Probenmengen betragen 52 bzw. 60 kg.

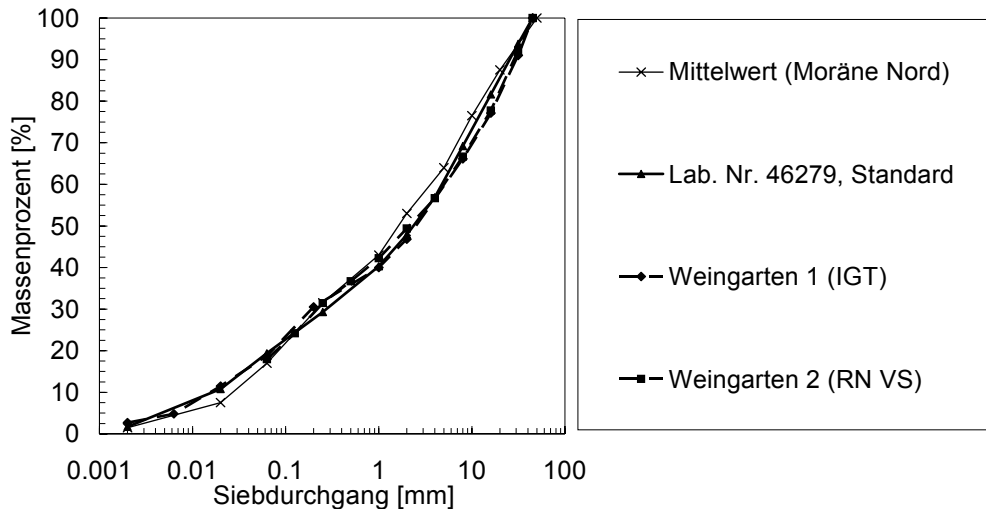


Fig. 3-3 Kornverteilung Weingarten Täsch,  $d_{max.} < 45 \text{ mm}$  im Vergleich Standard Kornverteilung Gruben.

Auch hier stellt sich ein ähnliches Bild wie in den beiden vorherigen Fällen ein. Das spezifische Gewicht wurde an 3 Proben bestimmt. Es betrug im Mittel  $2.74 \text{ g/cm}^3$ .

### 3.2.4 Zusammenstellung und Folgerungen

Nachfolgend (Fig. 3-4) ist eine Zusammenfassung der verschiedenen Kornverteilungskurven dargestellt.

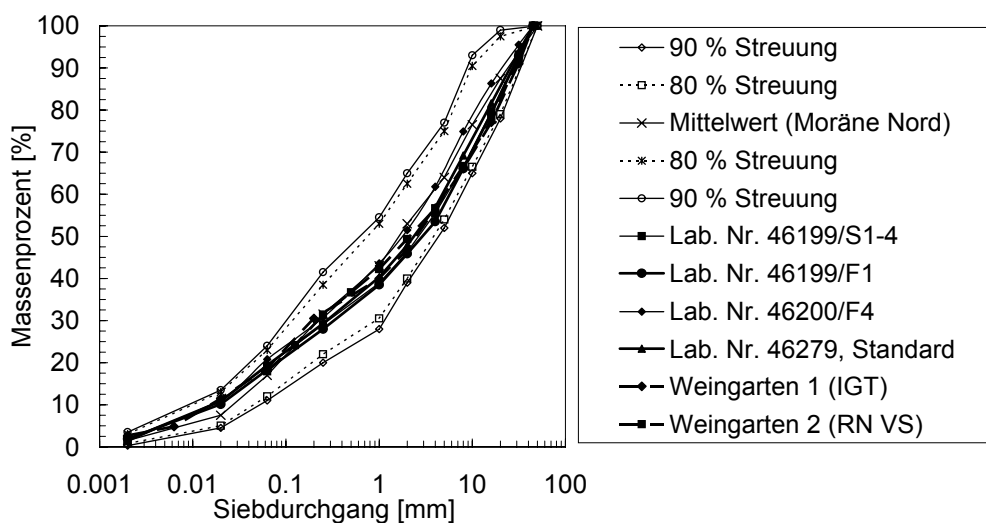


Fig. 3-4 Kornverteilung Weingarten Täsch im Vergleich mit Standard Material, Mattmark und Gruben.

Die Kornverteilung an den 3 Standorten ist sehr ähnlich. Die "Standardkornverteilung" aus der Moräne Nord und aus Gruben, mit welcher ein Grossteil der Versuche im Labor durchgeführt wurde, sind quasi identisch. Für alle ermittelten Kornverteilungen des Gruben wurde das Mass der Streuung (80 % bis 90 %) aufgezeigt. Die Kornverteilung der anderen beiden Standorte liegt innerhalb dieser Bereiche und ist mit der Standardkornverteilung nahezu deckungsgleich. Typisch ist das nicht plastische Verhalten. Die Tonfraktionen sind kleiner als 2 % und die Siltfraktionen bewegen sich zwischen 10 – 15 %.

### 3.3 Verdichtungsversuche

#### 3.3.1 Proctor

Die Verdichtungsversuche erfolgten nach AASHTO (American Assoc. of State Highway and Transportation Officials, SN 670 330b).

Ziel dieser Versuche ist es, den Einfluss einer Änderung des Wassergehaltes auf die Verdichtbarkeit des Materials und den Wassergehalt, bei welchem sich das Material am stärksten verdichten lässt, zu bestimmen bzw. dem optimalen Wassergehalt entsprechend die maximale Trockenraumdicke zu bestimmen.

Dabei wurde der AASHTO-Standard (Proctorversuch) mit kleiner Verdichtungsenergie angewendet.

Versuchsdurchführung:

- Durchmesser Topf: 250 mm
- Höhe Probe: 200 mm
- Volumen Probe: 9'817 cm<sup>3</sup>
- Stempelmasse: 15 kg
- Fallhöhe: 600 mm
- Anzahl Schichten: 3
- Schläge pro Schicht: 22
- Verdichtungsenergie: 0.6 MJm<sup>-3</sup>
- zul. Grösstkorn: 45 mm.

Insgesamt wurden jeweils zwei Proctorversuche (je 5 Punkte) durchgeführt.

	$w_{opt.}$ [%]	$\gamma_{d,opt.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{opt.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$S_r$ [%]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Versuch 1	6.5	23.0	24.5	79.8	28.3
Versuch 2	5.5	23.0	24.3	66.5	28.4

Tab. 3-5 Übersicht Resultate Proctorversuche.

Der optimale Wassergehalt  $w_{opt.}$  liegt somit zwischen 5.5 - 6.5 %. Dies entspricht einem Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  von 23.0 kN/m<sup>3</sup>. Der Sättigungsgrad liegt im Bereich von 66 – 80 % und ist in Fig. 3-5 dargestellt. Ebenfalls ist in dieser Abbildung die Abhängigkeit

des  $w_{opt.}$  bzw. des Trockenraumgewichtes für verschiedene Fraktionen ( $d_{max.} = 2, 16, 45$  mm). Der Sättigungsgrad mit rund 69 % liegt innerhalb der Bandbreite der Versuche mit  $d_{max.} < 45$  mm.

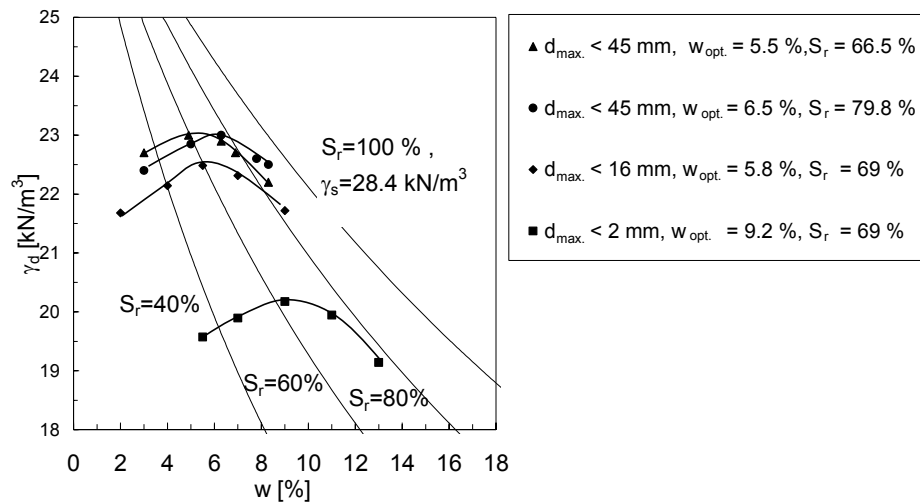


Fig. 3-5 Proctor Gruben ( $d_{max.} = 2 - 45$  mm).

In Fig. 3-6 sind die Proctorresultate von der Moräne Nord und vom Weingarten dargestellt. Bei den Resultaten aus Weingarten besteht eine gute Korrelation mit denjenigen aus dem Gruben. Bei der Moräne Nord beträgt das Trockenraumgewicht  $\gamma_d = 23.2 - 23.5$  kN/m<sup>3</sup> und ist damit analog zur spezifischen Dichte, höher als bei den beiden anderen Standorten.

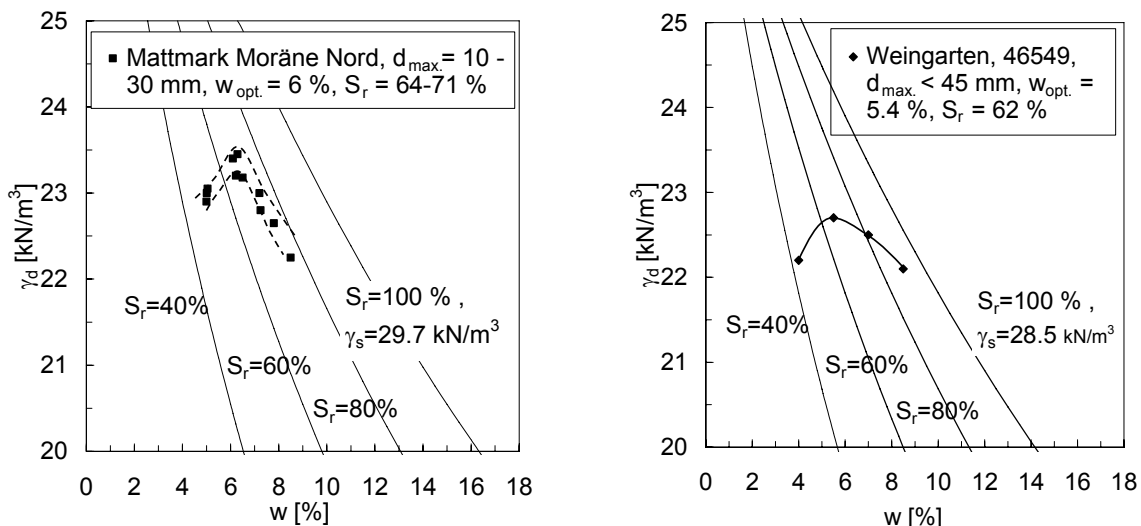


Fig. 3-6 Proctorversuche Mattmark (aus VAWE 1959) und Weingarten.

Zusammenfassend lassen sich die Proctorresultate ( $d_{\max.} < 45 \text{ mm}$ ) wie folgt beschreiben (Tab. 3-6):

	$w_{\text{opt.}}$ [%]	$\gamma_{\text{d, opt.}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$S_r$ [%]
Gruben	5.5 – 6.5	23	67 - 80
Mattmark	6	23.2 – 23.5	64 - 71
Weingarten	5.4	22.7	62

Tab. 3-6 Zusammenstellung Proctorversuche ( $d_{\max.} \leq 45\text{mm}$ ).

### Bestimmung des Überkornanteils

Das verwendete Material ( $d_{\max.} < 45 \text{ mm}$ ) beinhaltet einen Überkornanteil von 18 % bzw. 23 %. Für die Versuche mit dem Material aus Gruben wurden diese Auswirkungen analysiert. Die Umrechnung der Versuchsergebnisse auf das grobkörnige Material (Gesamtfunktion) kann gemäss nachstehenden Umrechnungen erfolgen (SN 670 330b):

$$\gamma_{\text{d, opt. T}} : \gamma_{\text{d, opt.}} \left(1 - \frac{p}{100}\right) + 0.9 \gamma_s \frac{p}{100}, \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad [3-1]$$

$$\gamma_{\text{d, opt. T}} : \text{opt. Trockenraumgewicht Gesamtfraction, [kN/m}^3\text{]}$$

$$p : \text{Überkornanteil, [\%]}$$

Analog gilt für den Wassergehalt:

$$w_{\text{opt. T}} : w_{\text{opt.}} \left(1 - \frac{p}{100}\right) + w_p \frac{p}{100}, \text{ [\%]} \quad [3-2]$$

$$w_{\text{opt. T}} : \text{opt. Wassergehalt Gesamtprobe, [\%]}$$

$$w_p : \text{Wassergehalt Überkornanteil, [ca. 1 \%]}$$

Im nachstehenden Diagramm (Fig. 3-7) wurde der Überkornanteil variiert. Die Versuche wurden bei einem Überkornanteil von 18 bzw. 23 % durchgeführt. Die entsprechenden Umrechnungen auf die Gesamtprobe ergeben ein umgerechnetes  $\gamma_{\text{d, gesamt}} = 23.5 \text{ kN/m}^3$  bei einem  $w_{\text{opt., gesamt}} = 4.8 \text{ \%}$ .

Auch unter Berücksichtigung des Überkornanteiles liegt das optimale Trockenraumgewicht  $\gamma_{\text{d}}$  mit  $23.56 \text{ kN/m}^3$  wesentlich tiefer als die mittels der Geophysik ermittelten Werte. Man muss daher annehmen, dass mit diesen Messungen die Raumgewichte eher überschätzt werden. Eine weitere Überlegung könnte dahingehend sein, dass bei der Ermittlung von Raumgewichten aus geophysikalischen Messungen der Anteil der Grobkomponenten wie Steine und Blöcke stärker mitberücksichtigt wird.

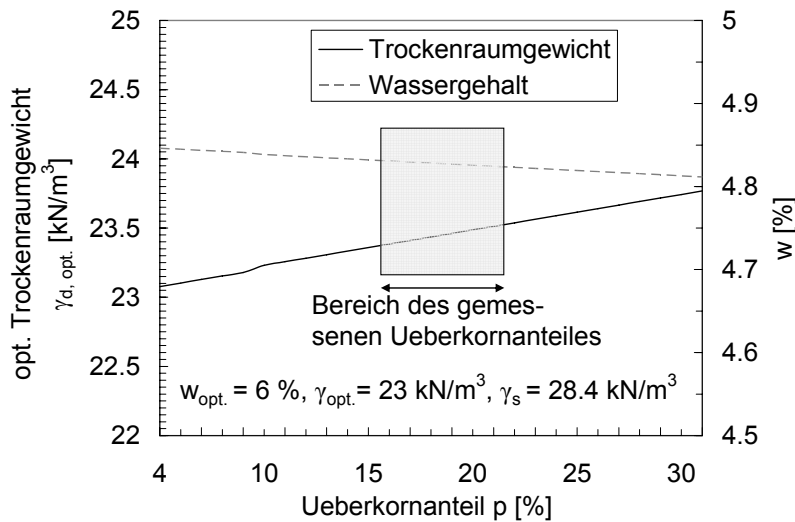


Fig. 3-7 Einfluss Ueberkornanteil auf das optimale Trockenraumgewicht  $\gamma_{d, opt.}$ .

### 3.3.2 Relative Dichte und Porenzahl

Die nachfolgend ermittelten Grössen erfolgten nach den Methoden ASTM (D 4254-83). Die verwendeten Darstellungen sind die folgenden:

$$D_r = \frac{e_{max.} - e}{e_{max.} - e_{min.}} \times 100, \quad [\%] \quad [3-3]$$

bzw.

$$D_r = \frac{\gamma_{dmax.} (\gamma_d - \gamma_{dmin.})}{\gamma_d (\gamma_{dmax.} - \gamma_{dmin.})} \times 100, \quad [\%] \quad [3-4]$$

- $D_r$  : relative Dichte, [%]  
 $e_{max.}$  : max. Porenziffer, (void ratio) [-]  
 $e_{min.}$  : min. Porenziffer, [-]  
 $\gamma_d$  : Trockenraumgewicht, [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_{dmax.}$  : max. Trockenraumgewicht, [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_{dmin.}$  : min. Trockenraumgewicht, [kN/m<sup>3</sup>]

sowie der Indexzahl  $I_D$  (Density Index, [%]):

$$I_D = \frac{\rho_d - \rho_{dmin.}}{\rho_{dmax.} - \rho_{dmin.}} \times 100, \quad [\%] \quad [3-5]$$

bzw. für die entsprechenden Trockenraumgewichte:

$$I_D = \frac{\gamma_d - \gamma_{dmin.}}{\gamma_{dmax.} - \gamma_{dmin.}} \times 100, \quad [\%] \quad [3-6]$$

Die Bestimmung der relativen Dichten erfolgte an der Standardmulde (ASTM D4254,  $14'200 \text{ cm}^3$ ,  $D = 279.4 \text{ mm}$ ,  $w = 0 \%$ ). Die lockersten Lagerungsdichten der Fraktion  $d_{\text{max.}} < 45 \text{ mm}$  betragen  $1.78\text{--}1.85 \text{ g/cm}^3$  bzw. was entsprechenden Trockenraumgewichten von  $17.8 - 18.5 \text{ kN/m}^3$  (Mittelwert der gemessenen Werte  $\gamma_{\text{dmin.}} = 18.1 \text{ kN/m}^3$ ) entspricht. Dies wiederum entspricht einer maximalen Porenziffer  $e_{\text{max.}}$  von  $0.53 - 0.60$  (Mittelwert der gemessenen Werte =  $0.57$ ).

Die Bestimmung der dichtesten Lagerung erfolgte mittels folgender Verfahren:

- Verdichtung auf dem Rütteltisch (ASTM D 4253,  $w = 0 \%$ )
- Verdichtung auf dem Rütteltisch (ASTM D 4253, nass)
- Verdichtungsversuch Proctor Standard (siehe 2.4).

Bei den Versuchen mit dem Rüttelverfahren wird entweder ein trockenes bzw. nasses Material mit  $14 \text{ kPa}$  (ca.  $86 \text{ kg}$ ) belastet und durch vertikale Vibrationen verdichtet. In der Regel werden beide Verfahren durchgeführt. Bei zunehmendem Feinanteil wird das "nasse" Verfahren zunehmend massgebend. Die Dauer der Verdichtung variierte zwischen  $0.5 - 8 \text{ min}$ . Vor allem mit der längeren Verdichtungszeit konnte keine wesentliche Verbesserung der Lagerungsdichte erreicht werden. Bei dem verwendeten Rüttelverfahren wurde eine Beschleunigung  $A_p$  von  $5 \text{ g}$  erreicht. Die Amplitude kann folgendermassen abgeschätzt werden:

$$A_p = 0.051 (2Y_p)F^2, \text{ [Hz]} \quad [3-7]$$

$A_p$  : Beschleunigung,  $[\text{m/s}^2]$   
 $2Y_p$  : doppelte Amplitude,  $[\text{mm}]$   
 $F$  : Frequenz,  $[\text{Hz}]$

Bei  $50 \text{ Hz}$  entspricht dies einer doppelten Amplitude von ca.  $1 \text{ mm}$ .

Für die nasse Verdichtung erfolgte die Wasserzugabe nach folgender Abschätzung Guldenfels (1996):

$$M_w = M_s[(\rho_w/\rho_d) - (1/G_s)], \text{ [g]} \quad [3-8]$$

$M_s$  : Masse Festsubstanz,  $[\text{g}]$   
 $M_w$  : Masse Wasser,  $[\text{g}]$   
 $\rho_d$  : geschätzte Dichte beim Einbau der Probe,  $[1.6 - 1.9 \text{ g/cm}^3]$   
 $\rho_w$  : Dichte Wasser,  $[1.0 \text{ g/cm}^3]$   
 $G_s$  : spez. Gravität  $\gamma_s / \gamma_w$ ,  $[-]$

Dies ergibt ca.  $1'000 \text{ ml}$  auf  $4.5 \text{ kg}$  trockenes Probematerial. Das nasse Material wird unter ständiger Vibration eingebaut und anschliessend belastet ( $14 \text{ kPa}$ ).

### 3.3.3 Resultate

Aus dem Vergleich der Resultate der drei Standorte wurde vor allem das Material am Gruben näher untersucht. Die "trockenen" ermittelten Raumgewichte  $\gamma_{dmax.}$  liegen zwischen 20.5 – 20.8 kN/m<sup>3</sup> (Mittelwert der gemessenen Werte  $\gamma = 20.7$  kN/m<sup>3</sup>). Dies entspricht einer Porenziffer im Bereich von 0.36 – 0.38 (Mittelwert der gemessenen Werte  $e = 0.37$ ). Die mittels dem "nassen" Verfahren gemessenen Resultate ergeben bedeutend höhere Raumgewichte und liegen bei 23.3 – 23.6 kN/m<sup>3</sup> (Mittelwert  $\gamma_{max.} = 23.4$  kN/m<sup>3</sup>). Die entsprechenden Porenziffer  $e_{min.}$  betragen 0.20 bzw. 0.22.

Diese Werte entsprechen im Wesentlichen dem  $\gamma_{dopt.} = 23.0$  kN/m<sup>3</sup> des Proctorversuches (siehe 3.3.1). Somit können folgende Grössen festgelegt werden:

$\gamma_{dmax.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{dmin.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e_{min.}$ [-]	$e_{max.}$ [-]
23.4	18.1	0.57	0.20

Tab. 3-7 Streuung Raumgewicht und Porenzahl, Gruben.

Der Vergleich mit den in situ bestimmten Ergebnissen im Zuge der Feldversuche und entsprechenden relativen Dichten erfolgt für Gruben unter 4.3.3. Nachstehend sind die minimalen und maximalen Raumgewichte (Trockenraumgewicht  $\gamma_d$ ) dargestellt (Fig. 3-8).

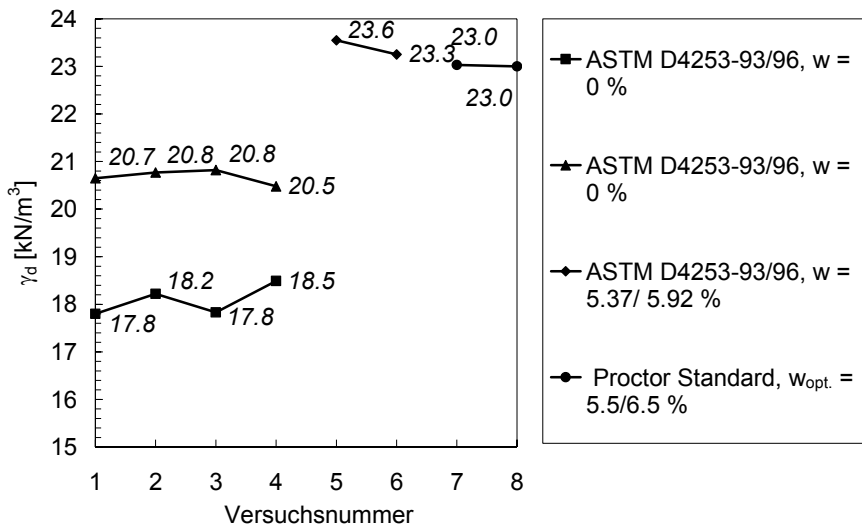


Fig. 3-8 minimale / maximale Raumgewichte, Gruben.

Umgerechnet auf die Porenzahl ergibt sich folgende Darstellung (Fig. 3-9). Die minimale Porenzahl beträgt 0.2, die Maximale im Durchschnitt 0.57.

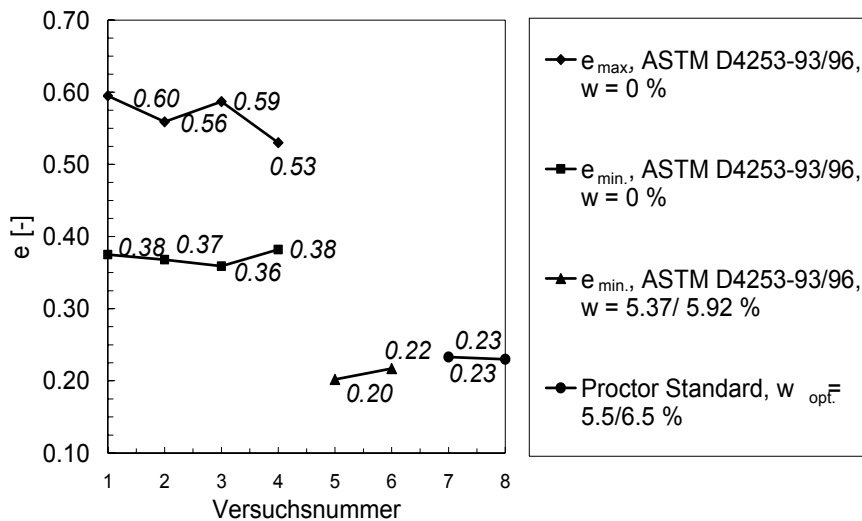


Fig. 3-9 Porenzahl ( $e_{min.}$ ,  $e_{max.}$ ), Gruben.

### 3.4 Durchlässigkeitsversuche

#### 3.4.1 Vorgehen

Bei den Ödometerserien 2 und 3 wurden bei allen Laststufen (vgl. 3.5) die Durchlässigkeiten systematisch ermittelt. Dabei wurden die Proben vertikal durchströmt. Die aufgebrauchten hydraulischen Gradienten variierten für diese Versuche zwischen 0.1 – 5. Damit konnte die Versuchsdauer reduziert werden.

Der gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert,  $k_s$  - Wert [m/s], wurde nach Darcy folgendermassen berechnet:

$$k = \frac{V_w \cdot h}{T \cdot A \cdot H} \quad [\text{cm/s}] \quad [3-9]$$

- $V_w$  : durchströmte Wassermenge, [cm<sup>3</sup>]
- $T$  : Dauer Durchströmung, [Sek.]
- $h$  : Sickerweg = effektive Probehöhe, [cm]
- $A$  : Querschnittsfläche, [cm<sup>2</sup>]
- $H$  : Potentialdifferenz, [cm]

Um Sickerwege entlang dem Proberand zu verhindern, wurde der Probering mit quellfähigem Bentonit ausgekleidet (25 - 30 g im Bereich Fließgrenze bzw. 5 - 6 g ofentrockenem Na-Bentonit).



### 3.4.2 Resultate

Folgende Anzahl gesättigte Durchlässigkeitsversuche wurden in 3 Serien durchgeführt (Tab. 3-8).

Serie	1					2			3		
Zellen	1	2	3	7	8	1	3	4	1	2	3
Versuche	5	3	4	4	5	20	21	20	36	34	40
Total Ver- suche	21					61			110		

Tab. 3-8 Zusammenstellung Durchlässigkeitsversuche.

In Fig. 3-10 sind die Resultate aus den Versuchsreihen in Abhängigkeit des Trockenraumgewichtes  $\gamma_d$  und der Porenzahl dargestellt.

Die gesättigte Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_s$  liegen für Raumgewichte  $\gamma$  im Bereich von 20.2 – 22.4 kN/m<sup>3</sup> (Trockenraumgewichte  $\gamma_d = 19.2 – 21.4$  kN/m<sup>3</sup>) in der Grössenordnung von  $2 \cdot 10^{-6}$  m/s und  $8 \cdot 10^{-8}$  m/s. Bei einem mittleren Trockenraumgewicht von  $\gamma_d = 20.2$  kN/m<sup>3</sup> (siehe Kap. 4.3.3) beträgt der  $k_s$ -Wert  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s. Dies entspricht einer Porenziffer  $e$  im Bereich von 0.28 – 0.46 bzw. relativen Dichten  $D_R$  von 30 - 78 %.

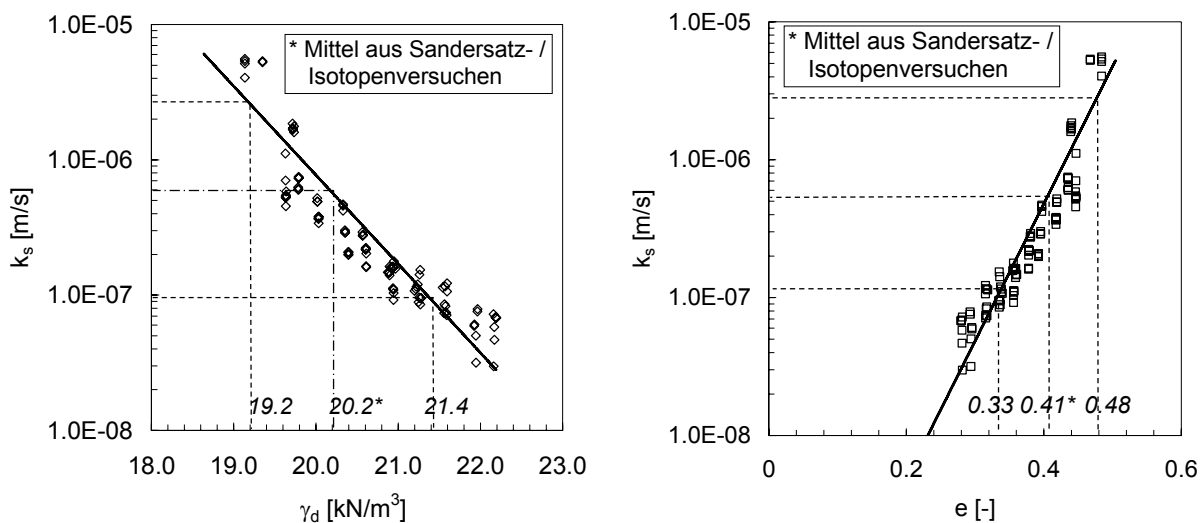


Fig. 3-10 Durchlässigkeitswerte  $k_s$  in Abhängigkeit von Raumgewicht und Porenzahl.

#### Vergleich mit der Moräne Nord

Die Durchlässigkeiten wurden jeweils im Ödometer mit einer Fläche von 50 cm<sup>2</sup> mit Material  $d_{\max.} < 10$  mm und im Ödometer mit einer Fläche von 500 cm<sup>2</sup> ( $d_{\max.} < 30$  mm) durchgeführt. Alle Proben wurden jeweils mit Proctor-Standard eingebaut (Einbauwassergehalt  $w = 5.5 – 8$  %). Die Durchlässigkeiten lagen durchwegs in der Bandbreite  $6 \cdot 10^{-6} - 6 \cdot 10^{-8}$  m/s. Der Vergleich der Versuche mit 30 und 10 mm Material zeigte keinen Unterschied in der Grösse der Durchlässigkeiten.

### 3.5 Ödometerversuche

#### 3.5.1 Vorgehen

Die Lastbereiche der Ödometer mit einem Durchmesser von 250 mm sind in Tab. 3-9 gegeben. Der Lastbereich lag im Allgemeinen zwischen 4 und 800 kPa und wurde ausnahmsweise in Versuch 8 bis 9600 kPa erhöht.

Serie	Versuchs-Nr. Lastbereich $\sigma_1$ [kPa]							
	1*	2*	3*	4*	5*	6*	7*	8*
1	4 - 800	4 - 800	4 - 800	-	4 - 800	4 - 800	-	4 - 9600
2	4 - 800	-	4 - 800	4 - 800	-	-	-	-

Tab. 3-9 Laststufen (\*Versuchsstand/Ödometer 1 - 8).

Der Einbaubedingungen für die Versuche sind in Tab. 3-10 dargestellt.

Serie	Versuchs-Nr.							
	1*	2*	3*	4*	5*	6*	7*	8*
1	$e_{\max.}$ $w = 0 \%$	$e_{\max.}$ $w = 0 \%$	$e = 0.4,$ $w = 0 \%$	-	Proctor, $e_{\min.}$	Proctor, $e_{\min.}$	-	$e_{\max.}$ $w = 0 \%$
2	$e_{\max.}$ $w = 0 \%$	-	$e_{\max.}$ $w = 0 \%$	$e_{\max.}$ $w = 0 \%$	-	-	-	-

Tab. 3-10 Einbaubedingungen Ödometer Serie 1 - 2 (\*Versuchsstand / Ödometer 1 - 8).

Ausser bei den Versuchen 5 und 6, bei welchen die Versuche an eingebautem Probenmaterial aus den Proctorversuchen ( $w_{\text{opt.}}$ ) durchgeführt wurden, ist das zu untersuchende Material locker und trocken ( $\sim e_{\max.}, w = 0 \%$ ) eingebaut worden. Die Sättigung erfolgte stufenweise (Gradient  $\Delta h = 2 \text{ cm}$ ).

Der versuchstechnisch optimale Lastbereich liegt bei 25 - 800 kPa. In der Versuchsserie 1, Versuch 8, wurde nach der 2. Entlastung der Versuch umgebaut und unter einer 500 kN-Pressen bis in den Spannungsbereich von 9'600 kPa belastet, bei welchem es zur Zertrümmerung einzelner Körner kam. Eine Übersicht aller Versuche ist in Fig. 3-11 dargestellt.

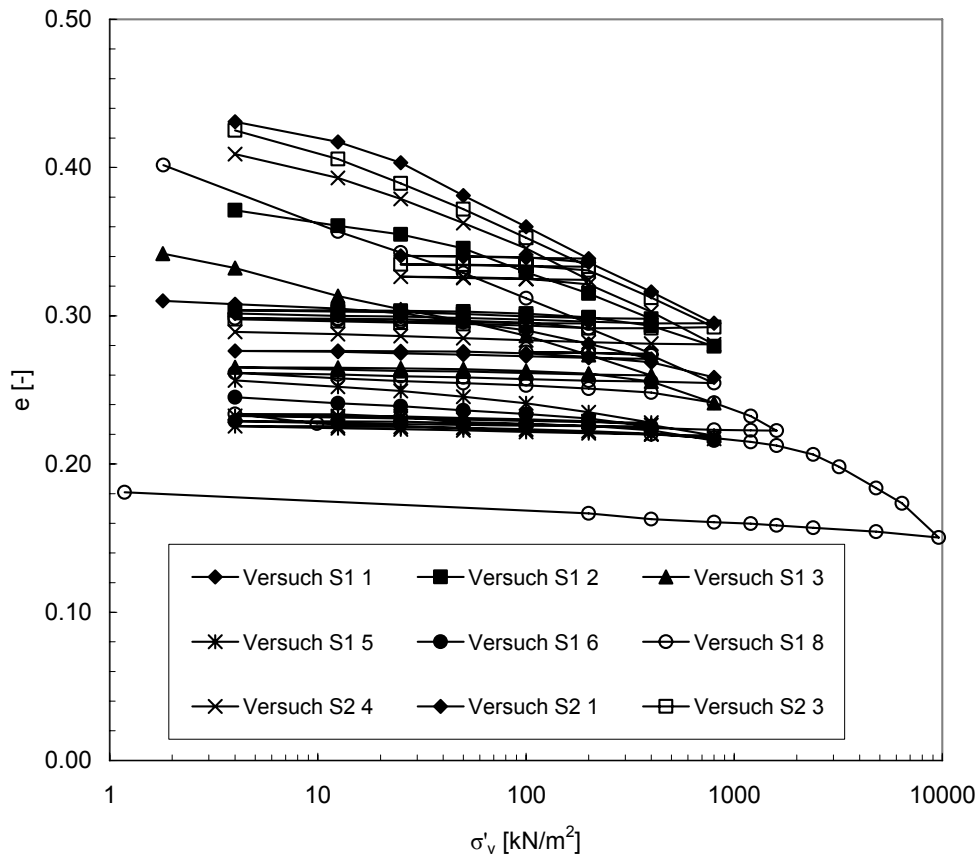


Fig. 3-11 Übersicht Ödometerversuche.

Diese Ödometerversuche bilden die Basis zur Bestimmung des Kompressionsbeiwertes  $C_c$  bei Erstbelastung und  $C_s$  aus der Wiederbelastung. Dieser ist definiert als die Steigung der "Belastungsgeraden" im halblogarithmischen Zusammendrückungsdiagramm mit:

$$C_{c,s} = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v} \quad ,[-] \quad [3-10]$$

In Fig. 3-12 sind diese zwei Größen anhand der Versuche S1 8 und S2 1 dargestellt.

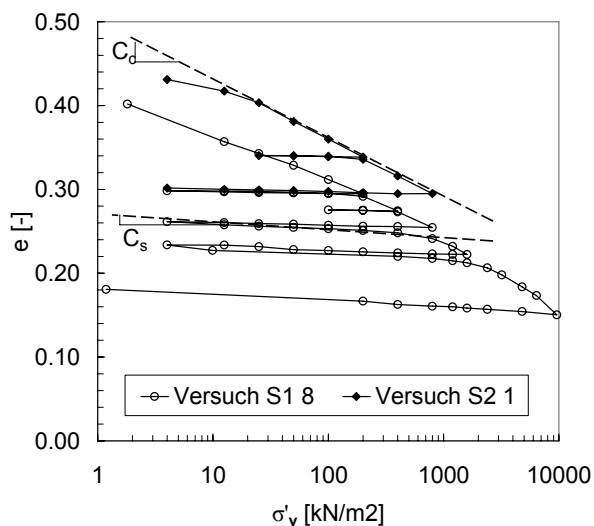


Fig. 3-12 Bestimmung  $C_c$  und  $C_s$  aus Versuchsreihen S1 und S2.

Die entsprechenden Werte liegen für  $C_c$  bei 0.05 und betragen für  $C_s$  0.004. Mit Ausnahme vom Versuch 8, welcher bis zum einem Spannungsbereich von 9'600 kPa geführt wurde und es zu entsprechender Körnerzertrümmerung kam, sind diese Werte für alle Versuche im untersuchten Spannungsbereich konsistent.

### 3.6 Soil Water Characteristic Curve (SWCC)

#### 3.6.1 Einleitung

Die physikalischen Infiltrationsprozesse infolge Regens in einen ungesättigten Boden und die Auswirkung des eindringenden Wassers auf die sogenannte soil suction\* (negative Porenwasserspannungen, Saugspannung) den wiederum deren Auswirkung auf beispielsweise eine Hangstabilität, sind in den letzten Jahren sowohl unter Laborbedingungen Fredlund & Rahardjo (1993), Fredlund et al. (1994; 1995; 1996; 2000), Leong & Rahardjo (1995), wie auch im Feld u.a Lim et al. (1996), Rahardjo et al. (1998), Affendi & Faisal (1994), Faisal (2000) und Ng et al. (2003) untersucht worden.

Dementsprechend wird zur Charakterisierung eines ungesättigten Bodens die sogenannte soil water characteristic curve (SWCC) beigezogen (Fig. 3-13). Diese definiert den Zusammenhang zwischen der soil suction (negativen Porenwasserspannung) und dem Wassergehalt  $w$  (oder  $\theta$ ) oder Sättigung  $S_r$  eines Bodens. Die Bodenwasser-Charakteristik ist ein konzeptionelles und interpretatives Hilfsmittel zur Darstellung der Eigenschaften eines ungesättigten Bodens. Ebenfalls ein wesentliches Merkmal der SWCC bildet die Desorptionskurve („drying path“) und die Adsorptionskurve („wetting path“). Diese stellen eine Hysterese dar. Die Adsorptionskurve widerspiegelt eine eigentliche Benetzung bzw. Sättigung des Bodens. Sie repräsentiert entsprechend ein Bodenelement während einer Beregnung.

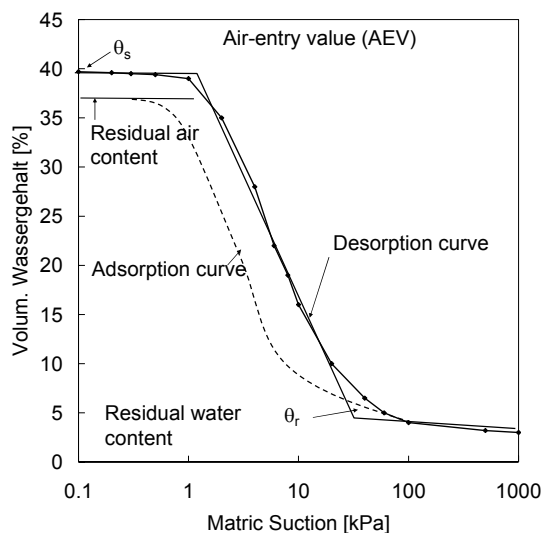


Fig. 3-13 SWCC eines siltigen Bodens (Fredlund & Rahardjo, 1993).

\* Im Folgenden wird für Saugspannung der Begriff suction verwendet.

Dabei bedeuten:

- $\theta$  : volumetrischer Wassergehalt bei entsprechender suction, [%]  
 $\theta_s$  : volumetrischer Wassergehalt bei vollständiger Sättigung ( $S_r = 1$ ), [%]  
 $\theta_r$  : residueller volumetrischer Wassergehalt, [%]

In Fig. 3-14 sind die SWCC diverser Bodenarten aufgezeigt. Je höher der Sand und Siltanteil sind, desto signifikanter und ausgeprägter ist der Abfall des Wassergehaltes bei einer bestimmten suction.

#### *Einfluss der Spannungszustandes auf die SWCC (Influence of stress state on SWCC)*

Grundsätzlich wird die SWCC mittels „Axis Translation Technik“ in einer Druckkammer, dem so genannten „Pressure Plate Extraktor“, in welchem kein künstlicher Spannungszustand, weder eine vertikale noch eine horizontale Beanspruchung, aufgebracht werden kann, bestimmt. Dies steht im Widerspruch zur Tatsache, dass in situ jedes Bodenelement einem speziellen Spannungszustand zugeordnet werden kann. Theoretische Überlegungen diesbezüglich wurden von Fredlund & Rahardjo (1993) angestellt. Vana-palli (1999) untersuchte den Einfluss des Spannungszustandes auf die SWCC von Proctor verdichteten Material. Dabei wurden die Proben eines tonigen Siltes (Sand: 28 %, Silt: 42 %, Ton: 30 %,  $w_L = 35.5$  %,  $w_P = 16.8$  %) in einem Oedometer auf einen bestimmten Belastungszustand vorbelastet, um dann an der entlasteten Probe ( $\sigma - u_a = 0$ ) auf konventionelle Art die SWCC zu bestimmen. Der Einfluss des Anfangswassergehaltes, der Bodenstruktur und der Belastungsgeschichte wurden eingehend untersucht. Als Anfangswassergehalt wurden für nach AASHTO (Proctor) verdichtete Proben mit Anfangswassergehalten auf der trockenen und nassen Seite von  $w_{opt.}$  und bei  $w_{opt.}$  verwendet. Die Resultate zeigen, dass der Anfangswassergehalt einen wesentlichen Einfluss auf die resultierende Struktur und entsprechenden Aggregaten, welche wiederum die SWCC bestimmen. Im tiefen suction Bereich bestimmt die Makrostruktur, für Material welches auf der trockenen Seite der Proctorkurve verdichtet worden ist, eine steil abfallende SWCC. Die Belastungsgeschichte (stress history) spielt eine wesentlich Rolle. Hingegen bestimmt die Mikrostruktur die SWCC für das auf der nassen Seite der Proctorkurve verdichtetes Material. Die SWCC ist dabei unabhängig von einem vorgängigen Spannungsverlauf.

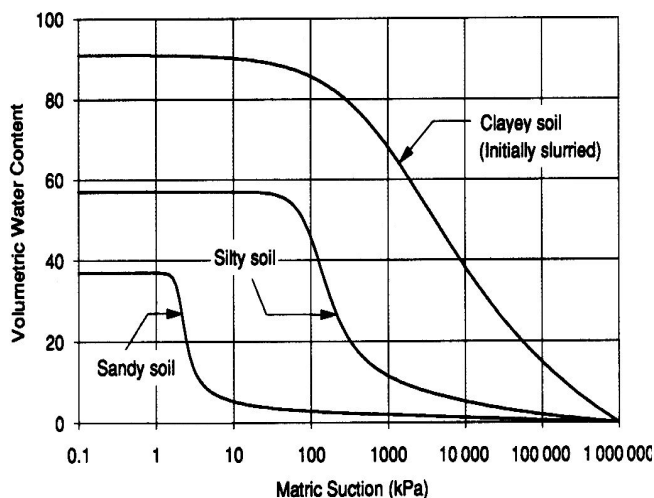


Fig. 3-14 SWCC für verschiedene Bodenarten (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Weitere Arbeiten in diesem Bereich sind diejenigen von Ng & Pang (2000a,b), Watabe et al. (2000) oder Ng & Chiu (2001) zu erwähnen.

Ng & Pang (2000a) verwendeten einen Pressure Plate bei dem ein Spannungszustand aufgebaut werden konnte. Es wurde gezeigt, dass die SWCC von künstlich aufbereiteten Proben wesentlich verschiedener ist, als diejenige von ungestörten Proben mit gleichem Raumgewicht und Anfangswassergehalt. Die Grösse der Hysterese ist bei den künstlich hergestellten Proben wesentlich grösser als bei den ungestörten. Auch wurde bei den verschiedensten Proben beobachtet, dass bei höherem Spannungszustand die Grösse der Hysterese und die Desorptionsrate abnehmen.

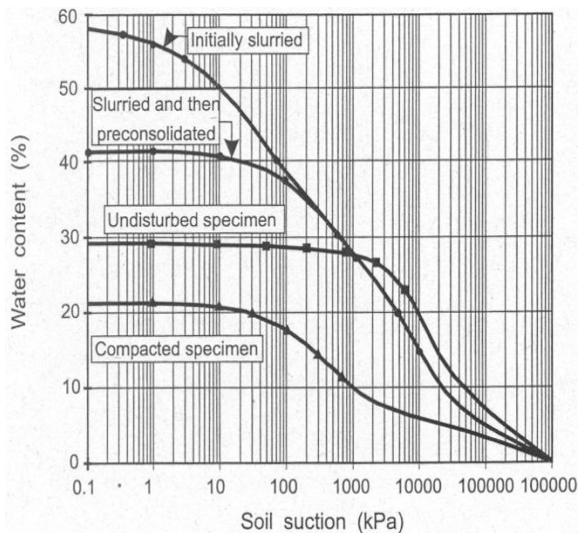


Fig. 3-15 Einfluss der Anfangsbedingung auf die SWCC (Fredlund, 2000).

Fig. 3-15 (Fredlund, 2000) zeigt den Einfluss der Anfangsbedingungen bei der Bestimmung der SWCC. Dementsprechend ist die Art der Probenaufbereitung massgebend für die Form der SWCC. Die in Fig. 3-15 dargestellte SWCC sind charakteristisch für einen Tag. Für siltige und tiefere Bereiche einer suction sind diese Phänomene bedeutend weniger ausgeprägt (Fredlund, 2000). Da in der vorliegenden Arbeit grundsätzlich die Feldbedingungen reproduziert werden sollen, werden bei vorgegebenem Raumgewicht sowohl künstlich aufbereitete wie auch ungestörte Proben getestet.

### Phasen der SWCC

Grundsätzlich lässt sich der Verlauf der SWCC in 3 Phasen einteilen (Fig. 3-16). In der ersten Phase bei der gebundenes Wasser vorherrscht, sind die Poren mit Wasser gefüllt (Boundary effect stage). Der Boden ist im Wesentlichen gesättigt. Unter diesen Bedingungen ist der Spannungszustand mit  $\sigma - u_w$  definiert.

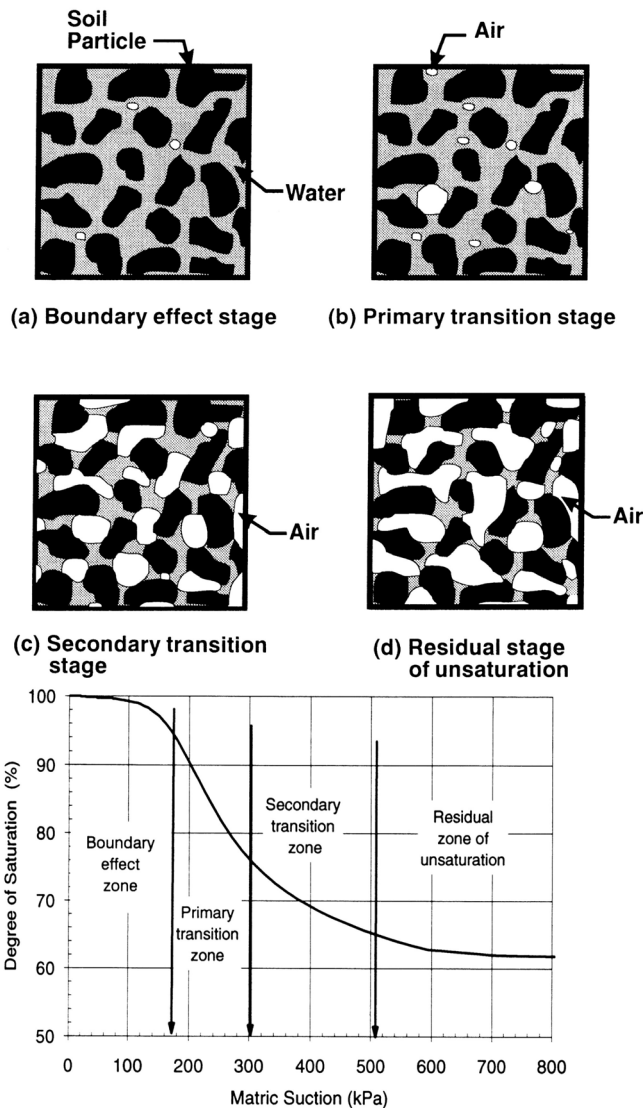


Fig. 3-16 4 Phasen der SWCC (Vanapalli et al., 1999).

Phase 2 (Transition stage) beginnt ab der AEV (air entry value). Konzeptionell bedeutet die AEV oder  $\psi_a = (u_a - u_w)_a$  derjenige Differenzdruck, den es braucht, um die grösste Pore in einem Boden „auszutrocknen“. Es ist der Beginn des Desorptionsprozesses. In diesem Transitionsbereich wird der Sättigungsgrad bei der Erhöhung der suction markant reduziert. Die Wassermenisken sind nicht mehr durchgehend. Mit zunehmender suction reduziert sich der Wassergehalt bzw. Sättigungsgrad wesentlich schwächer und wird als residuelle Phase (residual stage) bezeichnet. Der Beginn dieser Phase wird oft mit dem residuellen volumetrischen Wassergehalt ( $\theta_r$ ), bei dem der Porenraum nicht mehr durchgehend mit Wasser gefüllt ist, festgelegt.

#### *Totale und matric suction*

Die sogenannte totale suction  $\psi$  besteht einerseits aus der matric suction ( $u_a - u_w$ ) und der osmotische suction  $\pi$ .

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad [3-11]$$

Mit der matric suction werden die Saugspannungen, Kapillarspannungen, d.h mechanische bzw. gravitativer Art von Kräften repräsentiert.

Die osmotische suction repräsentiert hingegen den Salzgehalt des Porenwassers und in dem Sinn einen chemisch physikalischen Prozess.

Bei Hangstabilität im Gebirge (i.s. Moränen), im Gegensatz zu möglichen Problemen bei Deponien, kann man davon ausgehen, dass der Einfluss der osmotischen suction marginal ist. Bei allen durchgeführten Versuchen bewegt man sich vor allem in einem Bereich, bei dem die matric suction massgebend ist.

#### *Nährungsverfahren („curve fittings“)*

Die Bestimmung der SWCC im Labor ist zeitlich recht aufwendig. Dementsprechend sind diverse Näherungsverfahren entwickelt worden. Eine Übersicht über verschiedene Methoden ist in Fredlund et al. (1994) und Leong & Rahardjo (1997b) gegeben.

Nachfolgend wird daher nur über drei der am meist verwendeten Verfahren, welche später auch verwendet werden, eingegangen. Zusammen mit den im Labor ermittelten Werten und den Näherungsverfahren, werden die für die Berechnung und Modellierung (Kap. 7) notwendigen Parameter ermittelt. Primär werden die Desorptionskurven näherungsweise bestimmt und mit den in den Feldversuchen gewonnenen SWCC (Kap. 4) verglichen.

Die verwendeten Näherungsverfahren sind diejenigen von Brooks & Corey (1964), van Genuchten (1980) und Fredlund et al. (1994). Nachfolgend sind sie kurz aufgezeigt.

#### *Brooks & Corey (1964)*

$$\Theta = \left( \frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^{n_{bc}} \quad [3-12]$$

$\Theta$  : dimensionsloser Wassergehalt, [-]

$\Psi_b$  : AEV, [kPa]

$n_{bc}$  : Index für Porengrösse, [-]

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad , \quad [-] \quad [3-13]$$

$\theta_s, \theta_r$  : gesättigter bzw. residueller vol. Wassergehalt

damit ergibt sich:

$$\theta(\Psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[ \frac{\Psi_b}{\Psi} \right]^\lambda \quad , \quad [-] \quad [3-14]$$



Eine der meist verwendeten Methoden ist diejenige von van Genuchten (1980).

*van Genuchten (1980)*

$$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (a_{vg} \psi)^{n_{vg}}} \right]^{m_{vg}} \quad [3-15]$$

- $\Theta$  : dimensionsloser Wassergehalt, [-]  
 $a_{vg}, n_{vg}$  : Parameter abhängig von der Steilheit am Wendepunkt der SWCC, [-]  
 $m_{vg}$  : residueller Wassergehalt, bzw. AEV, [-]

damit ergibt sich:

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[ \frac{1}{1 + (a_{vg} \psi)^{n_{vg}}} \right]^{m_{vg}} \quad [3-16]$$

$$m_{vg} = 1 - \frac{1}{n_{vg}}$$

Die von Fredlund et al. (1994) aufgestellte empirische Gleichung beschreibt den ganzen Bereich der SWCC (0 - 1'000'000 kPa). Grundlage bildet eine Porengrößenverteilung des Bodens, welche aus einer Reihe zufälligerweise miteinander verbundenen Poren besteht.

*Fredlund et al. (1994)*

$$\theta(\psi) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a_{fx}} \right)^{n_{fx}} \right] \right\}^{m_{fx}}} \quad [3-17]$$

- $\theta$  : Vol. Wassergehalt, [%]  
 $\theta_s$  : Vol. Wassergehalt ( $S_r = 100$  %), [%]  
 $a_{fx}, n_{fx}$  : Parameter abhängig von der Steilheit am Wendepunkt der SWCC, [-]  
 $m_{fx}$  : residueller Wassergehalt, bzw. AEV, [-]  
 $e$  : 2.71828

Wobei  $C(\psi)$  eine Korrekturen funktionsdarstellung (SWCC bei 1'000'000 kPa mit  $w = 0\%$ ) darstellt.

$$C(\psi) = \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{1000000}{\psi_r} \right)} \right]$$

Damit ergibt sich:

$$\theta(\psi) = \theta_s \left[ 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1'000'000}{\psi_r}\right)} \right] \left\{ \frac{1}{\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a_{fx}}\right)^{n_{fx}}\right]} \right\}^{m_{fx}} \quad [3-18]$$

$\psi_r$  : suction bei  $\theta_r$ , [kPa]

### 3.6.2 Versuche

Es wurden insgesamt 3 Serien von SWCC Versuchen durchgeführt. Alle Versuche wurden mit einer Soilmoisture Apparatur (Pressure Plate Technik), bei welcher der Luftdruck elektronisch gesteuert wird, durchgeführt.

#### *Serie 1 (aufbereitetes Probenmaterial)*

Der Einbau erfolgte unter einem Wassergehalt von  $w = 5.5\%$  (~ Proctor Optimum) und wurde danach statisch auf ein Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  von ca.  $20.2 \text{ kN/m}^3$  (Trockenraumgewicht Feld) verdichtet. Versuche V3 und V4 erfolgten bis suction von 4.6 bar, V1 / V2 / V7 bis suction von 0.96 bar (high flow Keramikplatte). Der Probendurchmesser betrug bei allen Versuchen (Serie 1 – 3) 5.6 cm, die Probenhöhe ca. 2 cm. Die Sättigung erfolgte im Wasserbad des Ödometers.

#### *Serie 2 (ungestörte Versuche)*

Wesentlicher Unterschied zur Serie 1 war die Probenzubereitung. In dieser Versuchsserie wurde versucht, an ungestörtem Probenmaterial die SWCC zu bestimmen. Im Feld wurde in der Moräne ein Würfel von ca.  $25 \times 25 \text{ cm}$  ausgegraben. Der Würfel wurde mit einer dünnen Plastikfolie umwickelt, anschliessend mit einer Holzschalung umschlossen und mit schwindarmen Zement ausgegossen. Im Labor wurden diese Proben mitsamt der Kiste über einem Wasserbett gelagert, um eine Austrocknung zu verhindern. Anschliessend wurden die Proben in flüssigem Stickstoff gelegt und schockgefroren. Somit sollten Änderungen im Wassergehalt so klein wie möglich gehalten werden. Anschliessend wurden aus diesem gefrorenen Würfel die einzelnen Proben ausgebohrt. Im nächsten Schritt wurden diese Proben in einen konventionellen Ödometer eingebaut und während 10 Tagen kapillar gesättigt.

#### *Serie 3 (ungestörte Versuche)*

Die Probenherstellung erfolgte analog zum Versuch der Serie 2. Die Sättigungsdauer betrug 14 Tage, erfolgte jedoch nicht wie in der Serie 2 kapillar, sondern in einem Wasserbad mit einer Auflast von 35 g. Für die Bestimmung der Hysterese (Wetting) wurde die Apparatur gemäss Ng & Pang (2000a), jedoch ohne Aufbau eines Spannungszustandes, umgebaut.

Als Keramikplatten wurden für alle Serien folgende Typen verwendet:

- 1 bar (high flow), Porosität 45 %,  $k_s = 8.6 \cdot 10^{-8}$  m/s
- 5 bar (standard flow), Porosität 31 %,  $k_s = 1.2 \cdot 10^{-9}$  m/s.

### 3.6.3 Resultate

#### 3.6.3.1 Aufbereitete Versuche

##### 3.6.3.1.1 Resultate

Nachstehend Fig. 3-17 und Tab. 3-11 sind die Resultate der Versuche der Serie 1 dargestellt.

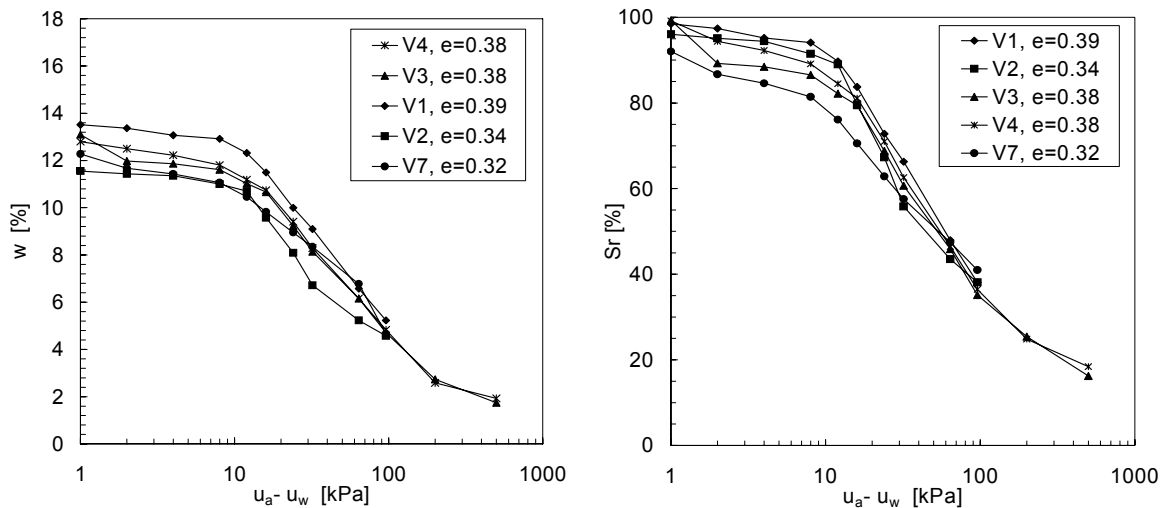


Fig. 3-17 Resultate V1 – V7 aufbereitete Serie 1.

Die Bandbreite des Trockenraumgewichtes  $\gamma_d$  lag zwischen 20.4 - 21.5 kN/m<sup>3</sup> ( $e$ : 0.39-0.32). Die Sättigung zu Versuchsbeginn  $S_{r,o}$  lag zwischen 92 % und 99 %. Ein Ausreisser bildete lediglich Versuch V6 mit 80.5 %, der hier nicht weiter dargestellt bzw. analysiert wird.

Versuch	$\gamma_d$	$e$	$n$	$w_a$	$w_e$	$w_o$	$\theta_a$	$\theta_e$	$S_{r,o}$	$S_{r,ult}$
Nr.	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
V1	20.43	0.39	0.28	13.5	5.2	5.5	27.62	10.69	98.5	38.1
V2	21.17	0.34	0.26	11.5	4.6	5.5	24.45	9.70	96.1	38.1
V3	20.66	0.38	0.28	13.1	1.7	5.5	24.51	4.51	99.3	16.2
V4	20.64	0.38	0.27	12.8	1.9	5.5	26.90	5.01	99.1	18.4
V6	20.45	0.39	0.28	11.0	5.5	5.5	22.51	10.00	80.5	35.7
V7	21.45	0.32	0.25	12.2	4.6	5.5	22.52	9.50	92.3	41.0
Mittel	20.87	0.35	0.27	12.6	3.6	5.5	25.28	6.88	97.06	30.36

Tab. 3-11 Versuchsauswertung gestörte Versuche V1 – V7 (Serie 1), Mittelwerte ohne V6.

$w_0$	:	Einbauwassergehalt, [%]
$w_a, \theta_a$	:	Wassergehalte bei Versuchsbeginn, [%]
$w_e, \theta_e$	:	Wassergehalte bei Versuchsende, [%]
$S_{r,o}$	:	Sättigungsgrad bei Versuchsbeginn, [%]
$S_{r,ult}$	:	Sättigungsgrad bei Versuchsende, [%]

### 3.6.3.1.2 Curve fitting

Die unter 3.6.1 erläuterten Näherungsverfahren, im Folgenden mit „curve fittings“ bezeichnet, wurden für alle Versuche angewendet. Die curve fittings wurde mit SOILVISION 3.0, wo diese Näherungsverfahren implementiert sind, bestimmt (Fredlund et al.; 1996; Fredlund 1997; Fredlund 2000). Diese „fittings“ wurden jeweils für die Näherungen von Brooks & Corey (1964), van Genuchten (1980) und Fredlund et al. (1994), durchgeführt und dabei die jeweiligen Parameter bestimmt. Der residuelle Wassergehalt wurde jeweils mit  $w = 0$  % angenommen ( $u_a - u_w \sim 1'000'00$  kPa). Damit war es möglich mit den gemessenen Werten eine SWCC über den ganzen Bereich der suction zu erhalten.

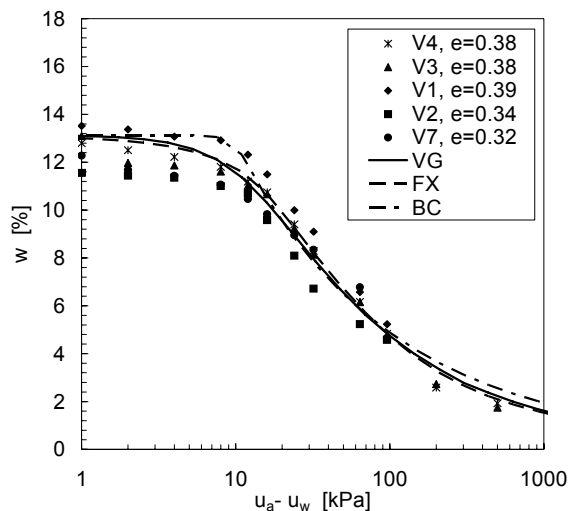


Fig. 3-18 Curve fitting V1 – V7, aufbereitete Versuche (Serie 1).

Zu Fig. 3-18 sind die „curve fittings“ von Fredlund & Xing (FX), van Genuchten (VG) und Brooks & Corey (BC), sowie die entsprechenden Parameter in Tab. 3-12 dargestellt. Der Wassergehalt im gesättigten Zustand, als Ausgangspunkt der „curve fittings“, betrug  $w = 13.1$  %.

Versuch	Fredlund & Xing					van Genuchten					Brooks & Corey		
	$a_{fx}$ [-]	$n_{fx}$ [-]	$m_{fx}$ [-]	AEV [kPa]	Steil- heit	$a_{vg}$ [1/kPa]	$n_{vg}$ [-]	$m_{vg}$ [-]	AEV [kPa]	Steil- heit	$n_{bc}$ [-]	AEV [kPa]	Steil- heit
V1	19.9	1.9	0.8	9.8	0.7	0.08	2.2	0.2	8.2	0.6	0.4	10.0	0.9
V2	15.1	4.3	0.5	11.1	1.1	0.09	2.8	0.2	8.1	0.7	0.6	10.6	1.1
V3	64.8	0.9	2.8	6.3	0.5	0.11	1.5	0.2	4.3	0.5	0.4	6.9	0.8
V4	34.0	1.1	1.7	7.8	0.6	0.09	1.8	0.3	5.8	0.5	0.4	9.4	0.9
V7	32.0	1.4	1.1	11.2	0.6	0.06	2.1	0.2	9.7	0.6	0.3	9.4	0.7
Mittel	33.1	1.9	1.4	9.2	0.7	0.1	2.1	0.2	7.2	0.6	0.4	9.3	0.9

Tab. 3-12 Parameter aus „curve fitting“ Fredlund & Xing, van Genuchten, Brooks & Corey, gestörte Versuche (Serie 1).

### 3.6.3.1.3 Folgerungen

Die Resultate dieser Versuchserie zeigen relativ homogene Resultate. Der Mittelwert der AEV, ermittelt mit dem Nährungsverfahren aus den Messergebnissen, liegt bei rund 7 - 9 kPa. In Fig. 3-19 ist die Abhängigkeit der AEV zur Porenziffer dargestellt. Die im Feld gemessenen Lagerungsdichten (siehe 4.3.3) und den daraus ermittelten Porenziffer liegen unter 0.4. Entsprechend würden die AEV's im Bereich von ca. 2.5 – 5.5 kPa liegen. Die Form der zweiten Phase „Transition stage“ (Fig. 3-16), welche durch die Steilheit der SWCC wiedergeben wird, liegt zwischen 0.6 - 0.9 (Mittelwerte).

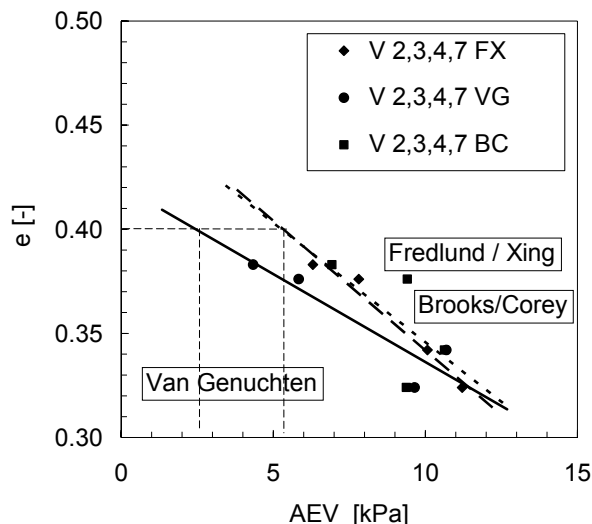


Fig. 3-19 Abhängig der AEV zur Porenzahl (V2 – V7).

Die Versuche V1 - V7 wurde alle anhand einer bei  $w_{opt}$  künstlich aufbereiteten Probe durchgeführt. Watabe et al. (2000) zeigten, dass die SWCC bei einer vorgegebenen Kornverteilung stark abhängig von der Verdichtungsbedingungen ist. Ein möglicher Weg um dieses Phänomen näher zu beurteilen ist, wie von Watabe et al. (2000) vorgeschlagen, die Analyse der Porenverteilung.

Grundsätzlich ist es nach Marshall (1958) und Garcia-Bengochea et al. (1979) möglich aus der SWCC die Porengrössenverteilung zu bestimmen. Der minimale Durchmesser  $D$  für eine ungesättigte Pore beträgt:

*Marshall (1958)*

$$D = \frac{4T}{u_a - u_w}, \quad [\mu\text{m}] \quad [3-19]$$

- $D$  : minimaler Durchmesser einer ungesättigten Pore, [ $\mu\text{m}$ ]  
 $T$  : Oberflächenspannung des Wassers (75 kPa  $\mu\text{m}$ , 20° C)

Somit ist möglich einer bestimmten suction einen Porendurchmesser zuzuordnen. Der effektive Sättigungsgrad  $S_{re}$  ist der prozentuale volumetrische Anteil der wassergefüllten Poren und kann folgendermassen definiert werden:

*Garcia-Bengochea et al., (1979)*

$$S_{re} = \frac{S_r - S_{r,r}}{100 - S_{r,r}}, \quad [-] \quad [3-20]$$

- $S_{r,r}$  : residueller Sättigungsgrad, [-]

Somit ist nun möglich eine SWCC in eine grössere „Porenverteilungskurve“ umzuwandeln. In Fig. 3-20 ist die SWCC zusammen mit der Kornverteilungskurve des Ausgangsmaterials dargestellt.

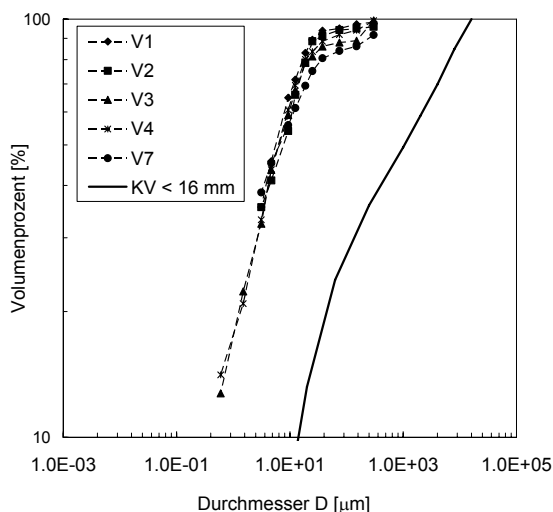


Fig. 3-20 Korngrössenverteilung (dicke Linie) und Porengrössenverteilung.

Die Verteilung der Poren ist recht homogen. Es zeigt sich, dass die Probe aus V7 die grössten Poren, diejenige von V1 die kleinsten Poren aufweist. Da die Porengrössenverteilung aber bis ca. 60 - 70 Volumenprozent nahezu identisch ist, lassen sich keine direkten Korrelationen zu charakteristischen Grössen der SWCC, wie beispielsweise der AEV, bestimmen. Demnach ist davon auszugehen, dass bei einer derartig hohen

Übereinstimmung im Porenbereich kleiner 60 – 70 % (Volumenprozent) keine relevanten Unterschiede gemessen werden können.

### 3.6.3.1.4 Material

#### Versuchsreihe VU 1 – VU 10

Die verwendeten ungestörten Proben, welche aus dem Würfel gebohrt und anschließend im Ödometer kapillar gesättigt wurden (Serie 2) hatten einen Durchmesser von 56 mm und eine Höhe von ca. 20 mm. In Fig. 3-21 sind die Proben der Versuche VU 1 und VU 2 nach dem Versuchsausbau und Wassergehaltsbestimmung dargestellt.

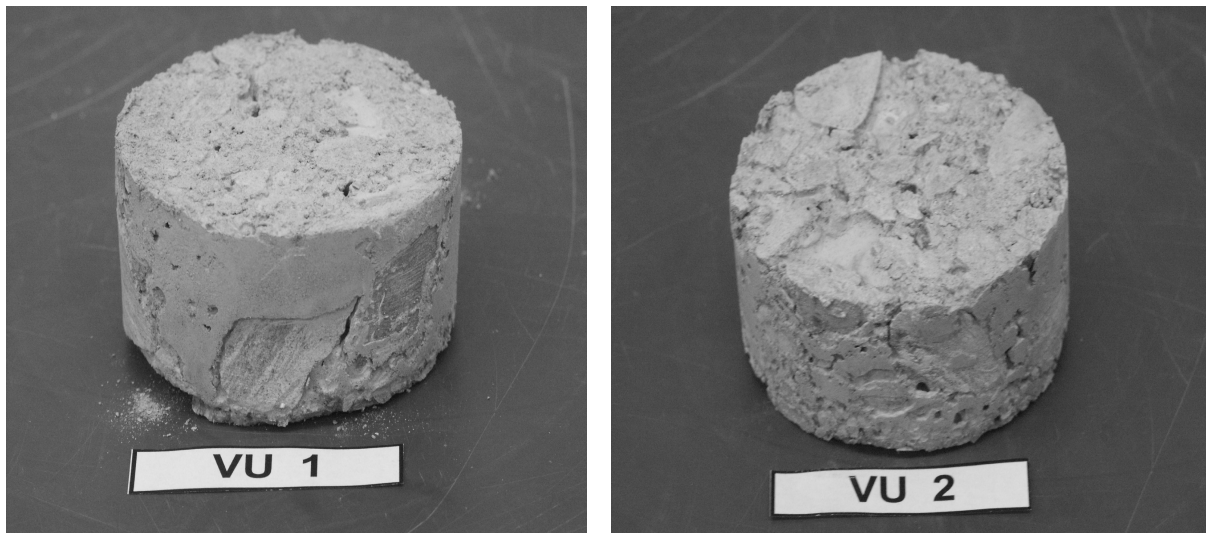


Fig. 3-21 Proben nach Ausbau und Wassergehaltsbestimmung.

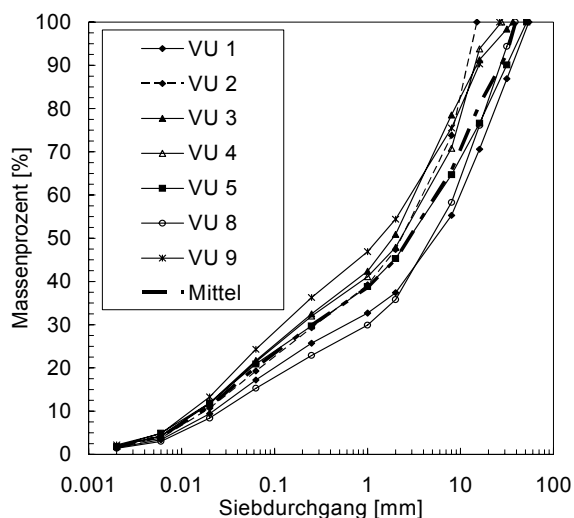


Fig. 3-22 Kornverteilungskurven VU 1 – VU 9.

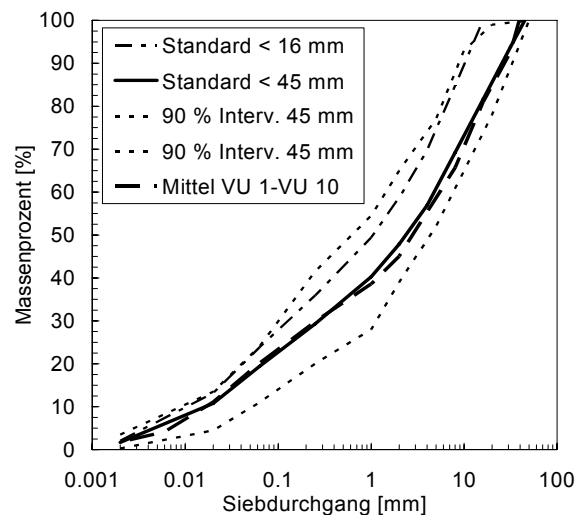


Fig. 3-23 Vergleich Kornverteilungskurven VU 1 – VU 10 mit dem Standardmaterial.

Bei allen Versuchen und Proben wurde jeweils eine Siebanalyse durchgeführt und die Kornverteilungskurve bestimmt (Fig. 3-22 und Fig. 3-23). Interessant ist die Feststellung, dass das Mittel der Kornverteilungskurven aus diesen ungestörten Proben nahezu der Standardkornverteilung mit einem Maximalkorn von 45 mm entspricht. Im Vergleich zum Material, welches in der Serie 1 verwendet wurde ( $d_{\max.} < 16 \text{ mm}$ ), sind diese Proben leicht grobkörniger (Siebdurchgang 1 mm bei 40 % im Vergleich zu 50 % bei  $d_{\max.} < 16 \text{ mm}$ ). In Fig. 3-23 ist zusätzlich das 90 % Vertrauensintervall der Kornverteilung mit  $d_{\max.} < 45 \text{ mm}$  dargestellt. Sämtliche Kornverteilungen fallen in diesen Bereich. In Fig. 3-24 und Fig. 3-25 sind diverse Fraktionen aus der Siebung der Proben VU 1 und VU 2 dargestellt. Deutlich zu erkennen ist der Grobanteil der Fraktion  $> 16 \text{ mm}$  in VU 1, sowie die kantige Form dieser Grobanteile.

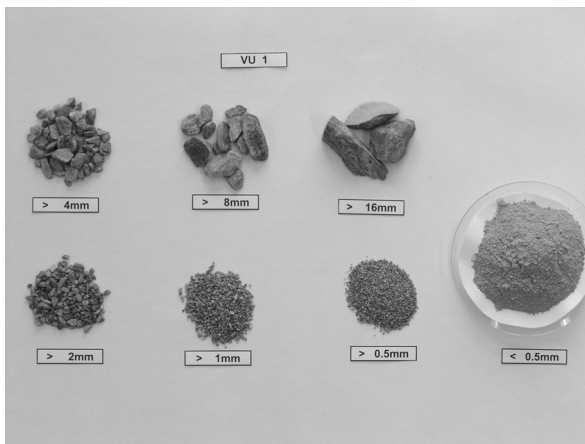


Fig. 3-24 ausgesiebte Proben VU 1.

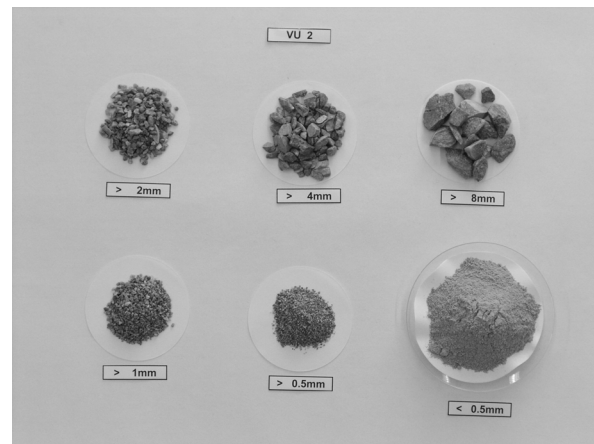


Fig. 3-25 ausgesiebte Proben VU 2.

### Versuchsreihe VU 11 – VU 19

Analog zur Serie 2 wurde das Probenmaterial der Serie 3 analysiert (Fig. 3-26 und Fig. 3-27).

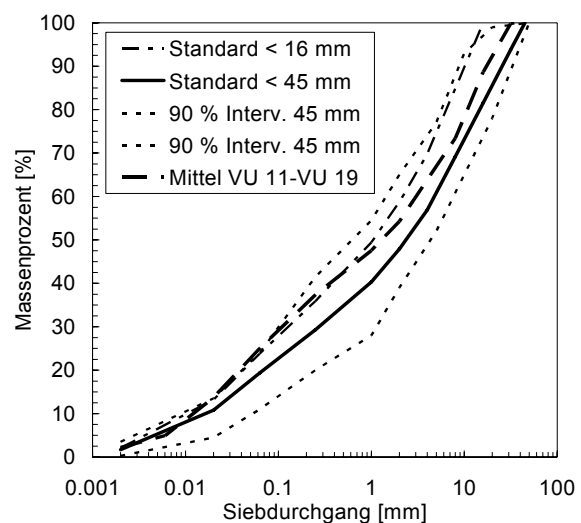
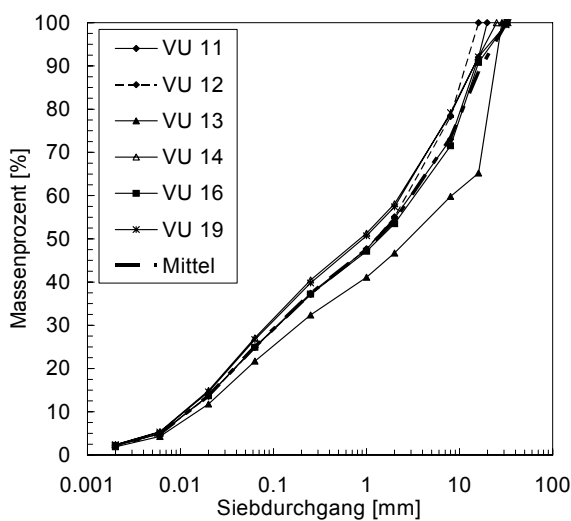


Fig. 3-26 Kornverteilungskurven VU11 – VU19. Fig. 3-27 Vergleich Kornverteilungskurven VU11 – VU19 mit Standardmaterial.



Das Mittel der Kornverteilungskurven der Proben VU 11 – VU 19 liegt zwischen den Standardkornverteilung mit  $d_{\max.} < 16$  mm und  $d_{\max.} < 45$  mm. Im Bereich kleiner 1 mm (ca. 50 Massenprozent) ist es quasi identisch mit der Standardkornverteilung  $d_{\max.} < 16$  mm (Fig. 3-27).

### 3.6.3.1.5 Resultate

In Tab. 3-13 sind sämtliche Ein- und Ausbaugrößen der Versuchsreihen 2 und 3 (Versuche VU 1 - VU 19) zusammengefasst.

Versuch	$\gamma_d$	e	n	$w_a$	$w_e$	$w_o$	$\theta_a$	$\theta_e$	$S_{r,o}$	$S_{r,ult}$
Nr.	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
VU 1	21.44	0.32	0.25	6.9	3.8	3.6	14.81	8.13	60.5	33.2
VU 2	20.05	0.42	0.29	8.6	4.3	3.6	17.17	8.70	58.4	29.6
VU 3	19.80	0.44	0.30	10.4	5.4	3.6	20.66	10.75	68.2	35.5
VU 4	19.45	0.46	0.32	9.2	4.6	3.6	17.93	8.91	56.9	28.3
VU 5	21.09	0.35	0.26	8.8	5.2	3.6	18.60	11.00	72.4	42.8
VU 6	21.04	0.35	0.26	9.1	5.8	3.6	19.06	12.24	73.5	47.2
VU 7	22.39	0.27	0.21	4.7	3.4	3.6	10.52	7.54	49.7	35.7
VU 8	20.55	0.39	0.28	8.0	3.2	3.6	16.43	6.55	59.4	23.7
VU 9	21.52	0.32	0.24	10.3	5.7	3.6	22.12	12.31	91.2	50.8
VU 11	19.73	0.44	0.31	11.2	3.2	3.6	22.14	6.23	72.5	20.4
VU 12	18.63	0.52	0.34	14.4	4.7	3.6	26.91	8.79	78.2	25.6
VU 13	21.11	0.35	0.26	10.5	2.2	3.6	22.13	4.64	86.2	18.1
VU 14	20.67	0.37	0.27	12.8	3.9	3.6	26.44	8.06	97.2	29.6
VU 16	21.28	0.33	0.25	11.5	3.0	3.6	24.35	6.34	97.1	25.3
VU 19	19.27	0.47	0.32	15.1	4.7	3.6	29.01	9.06	90.3	28.2
Mittel	20.53	0.39	0.28	10.1	4.2	3.6	20.55	8.62	74.1	31.6

Tab. 3-13 Versuchsauswertung ungestörte Versuche VU1 – VU19.

Der Mittelwert des Trockenraumgewichtes ist bei  $\gamma_d = 20.5$  kN/m<sup>3</sup> und liegt unwesentlich höher als die in situ Werte mit  $\gamma_d = 20.2$  kN/m<sup>3</sup> (siehe 4.3.3). Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Anteil der Grobkomponenten (Festgestein mit  $\gamma_s = 28.4$  kN/m<sup>3</sup>) variiert (vgl. Fig. 3-24 und Fig. 3-25). Der Anfangswassergehalt vor der Sättigung wurde an einer Probe mit  $w_o = 3.6$  % bestimmt. Die Sättigung erfolgte für die Versuche VU 1 – VU 9, wie bereits beschrieben, kapillar. Der somit erreichte Sättigungsgrad  $S_{r,o}$  zu Versuchsbeginn lag zwischen 57 und 91 % ( $w_a = 4.7 - 10.4$  %). Die SWCC der Serie 2 sind in den Fig. 3-28 dargestellt. Diese wurde nur bis zu einer suction von 0.96 bar bzw. 96 kPa durchführt. Deutlich zu erkennen ist, dass infolge des niedrigen Sättigungsgrades nur die 2 letzten Messwerte SWCC in die Transitionsphase zu stehen kommen. Dabei diesen Versuchen beim Versuchsstart nur eine ungenügende Sättigung vorlag, wurde in der nächsten Serie die Sättigungsbedingungen der Proben optimiert.

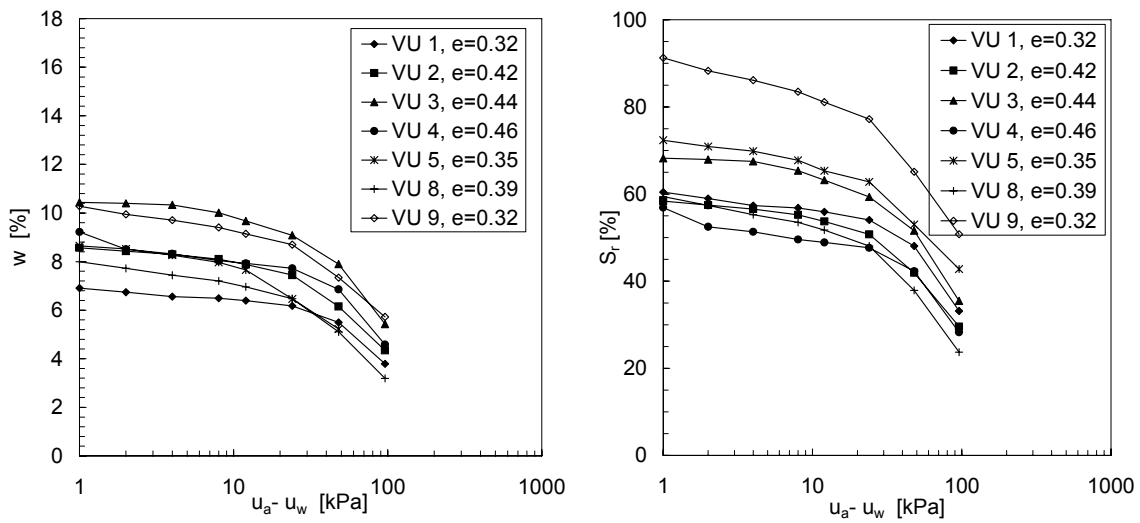


Fig. 3-28 Resultate VU 1 – VU 9 (ungestört).

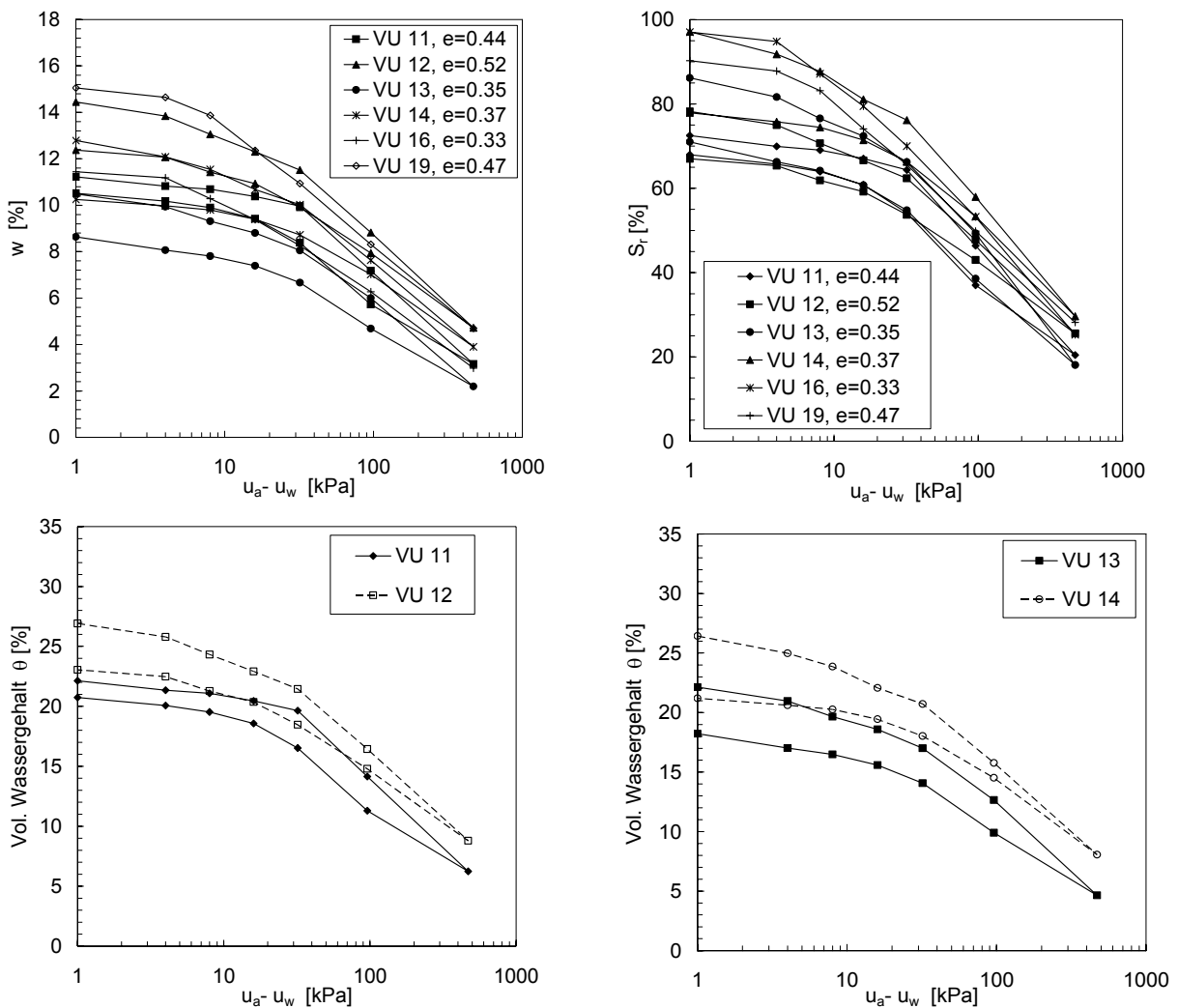


Fig. 3-29 Resultierende VU 11 – VU 19, VU 11 – VU 14 mit Hysterese (Versuche VU 11 und VU 12 und VU 13 und VU 14).

Für die Serie 3 erfolgte die Sättigung wiederum im Ödometer. Zudem wurden die Versuche bis auf eine suction von 4.8 bar durchgeführt (Fig. 3-29).

Deutlich ist die im Vergleich zu den Versuchen der Serie 2 verbesserte Sättigung der Proben, was schlussendlich auch die Bestimmung der Hysterese ermöglicht. Die unteren zwei Grafiken aus Fig. 3-29 zeigen für die Versuche VU 11 / 12 / 13 / 14 den Verlauf der Hysterese. Damit wurde versucht den eigentlichen „wetting path“, welcher schlussendlich massgebend für eine Benetzung des Bodens ist, zu bestimmen. Gut erkennbar ist die allgemeine Tendenz der Hysterese, dass beim Sättigen nicht der ursprüngliche Sättigungsgrad erreicht wird (Tab. 3-14). Bei der Steilheit konnte kein signifikanter Unterschied zwischen dem „drying“ und „wetting path“ gemessen werden.

Versuch	$S_{r,o}$	$S_{r,w}$
Nr.	[%]	[%]
VU 11	72.5	67.0
VU 12	78.2	66.5
VU 13	86.2	71.2
VU 14	97.8	77.8

Tab. 3-14 Sättigungsgrad der Hysterese Versuche V11 – V14.

$S_{r,w}$  : Sättigungsgrad nach Benetzung am Schluss der Hysterese

### 3.6.3.1.6 Curve fittings

Analog zu den künstlich aufbereiteten Proben von Serie 1 (3.6.3.1.2), wurden dieselben Näherungsverfahren für die Versuche an ungestörten Proben durchgeführt (3.6.3.2.2). Dadurch, dass bei den „curve fittings“ der Wassergehalt mit  $S_r = 1$  der den Ausgangspunkt darstellt und bei hoher suction der residuelle Wassergehalt vernachlässigbar ist ( $w_s$  bzw.  $\theta_s = 0$  %), berücksichtigt das Näherungsverfahren quasi nur die Werte in der „Transitionsphase“. Die Resultate aus den Näherungsverfahren sind in der Tab. 3-15, sowie in den Fig. 3-30 bis Fig. 3-32 dargestellt.

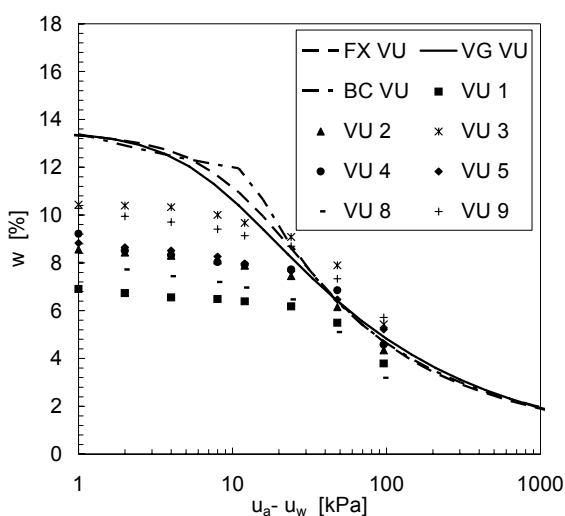


Fig. 3-30 Curve fitting VU 1 – VU 9.

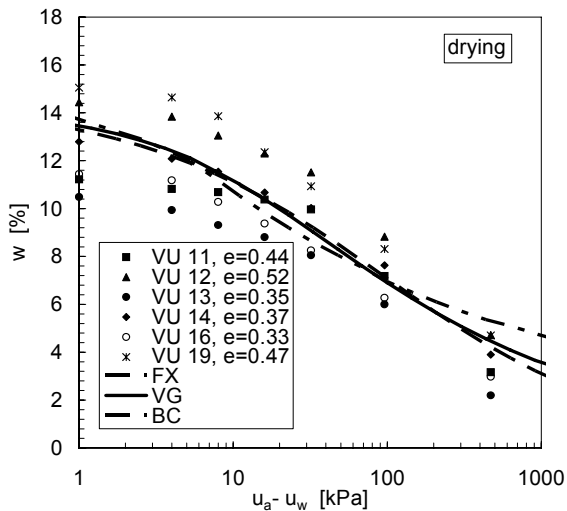


Fig. 3-31 Curve fitting ungestörte Versuche VU 11- VU 19 (drying).

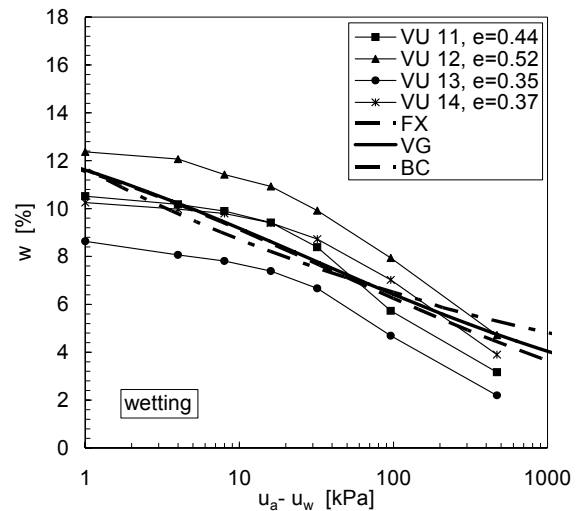


Fig. 3-32 Curve fitting ungestörte Versuche VU 11- VU 14 (wetting).

Obschon in der Serie 2 nur ungenügende Sättigungen erreicht werden konnten, erlauben diese Methoden dennoch Abschätzungen aus den Messwerten. Fig. 3-31 zeigt, dass einerseits jeweils als Zwangspunkt der Wasserhalt mit 100 % Sättigung übernommen wird, womit andererseits die Werte im horizontalen Bereich der SWCC nur einen marginalen Einfluss ausüben. Bei der Serie 3 (VU 11 – VU 19) stimmen die „curve fittings“ besser mit den Messwerten überein.

Fig. 3-32 zeigt, dass die Steilheit der gemeinsamen SWCC für den „wetting path“ in einer 1. Größenordnung halb so gross ist wie beim „drying path“ (Fig. 3-31).

Ver- such	Zu- stand	Fredlund und Xing					van Genuchten					Brooks und Corey		
Nr.		$a_{fx}$ [-]	$n_{fx}$ [-]	$m_{fx}$ [-]	AEV [kPa]	Steil- heit	$a_{vg}$ [1/kPa]	$n_{vg}$ [-]	$m_{vg}$ [-]	AEV [kPa]	Steil- heit	$n_{bc}$ [-]	AEV [kPa]	Steil- heit
VU 1		29.6	0.9	1.9	4.4	0.5	0.15	1.3	0.3	2.7	0.4	0.5	11.8	1.0
VU 2		10.1	1.3	1.0	3.7	0.5	0.16	1.6	0.3	3.0	0.5	0.2	0.9	0.5
VU 3		19.9	1.7	0.9	8.8	0.7	0.11	1.6	0.3	4.7	0.5	0.6	14.3	1.1
VU 4		13.8	1.6	1.0	5.6	0.6	0.14	1.7	0.3	3.6	0.5	0.6	11.0	1.2
VU 5		9.1	1.1	0.8	3.0	0.4	0.11	1.2	0.3	3.3	0.4	0.2	0.9	0.4
VU 8		13.9	1.7	1.1	6.0	0.7	0.15	2.0	0.2	3.8	0.6	0.7	12.3	1.3
VU 9		19.0	1.6	0.6	9.3	0.0	0.06	1.5	0.3	7.7	0.5	0.3	12.4	0.7
VU 11	dry	39.1	0.4	2.3	0.4	0.2	0.01	0.4	1.1	0.4	0.2	0.1	0.2	0.3
VU 12	dry	31.3	0.4	2.0	0.7	0.2	0.08	0.5	0.6	0.5	0.2	0.1	0.4	0.3
VU 13	dry	138.2	0.4	3.5	1.1	0.3	0.10	0.6	0.6	0.6	0.3	0.2	0.5	0.3
VU 14	dry	166.7	0.7	2.6	9.0	0.4	0.04	1.0	0.4	6.0	0.4	0.2	5.7	0.5
VU 16	dry	60.0	0.8	1.8	6.9	0.4	0.10	1.1	0.3	5.2	0.4	0.3	5.6	0.5
VU 19	dry	50.2	0.6	1.9	3.2	0.3	0.10	0.8	0.4	2.3	0.3	0.2	2.8	0.4
Mittel		46.2	1.0	1.7	4.8	0.4	0.10	1.2	0.4	3.4	0.4	0.3	6.0	0.6

Tab. 3-15 Charakteristische Parameter aus curve fitting für Fredlund & Xing, van Genuchten, Brooks & Corey.

### 3.6.3.1.7 Folgerungen

Analog zu den Überlegungen in 3.6.3.1.3 lassen die Abhängigkeiten der einzelnen AEV's zur Porenzahl ermitteln. Fig. 3-33 zeigt deren Verlauf. Bei der im Feld ermittelten mittleren Porenzahl (Tab. 3-8) würde dies einem Bereich von 3.5 – 7 kPa entsprechen. Diese Werte liegen leicht höher als diejenigen der künstlich aufbereiteten Proben mit 2.5 – 5.5 kPa (Fig. 3-19). Die Werte sind jedoch charakteristisch für einen siltigen Sand.

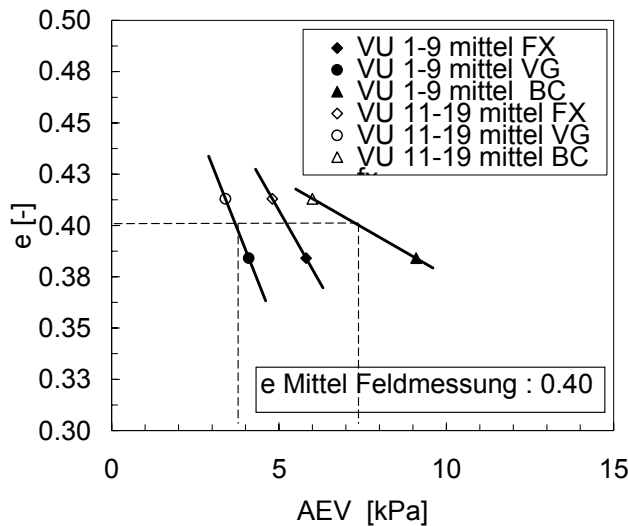


Fig. 3-33 AEV in Abhängigkeit zur Porenzahl (VU 1 – VU 19).

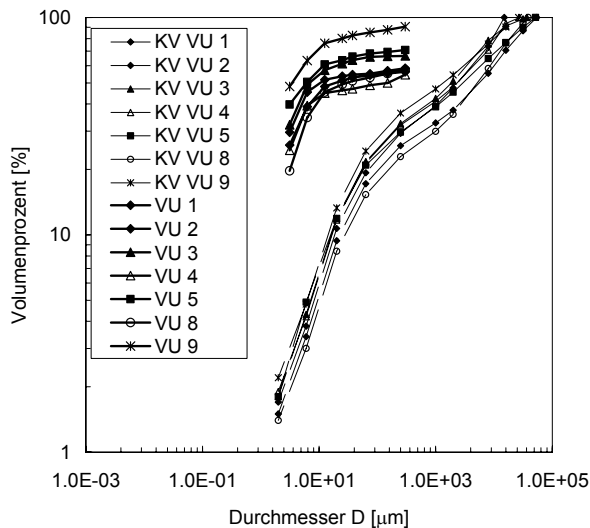


Fig. 3-34 Poren- und Korngrößenverteilung VU 1 - 9.

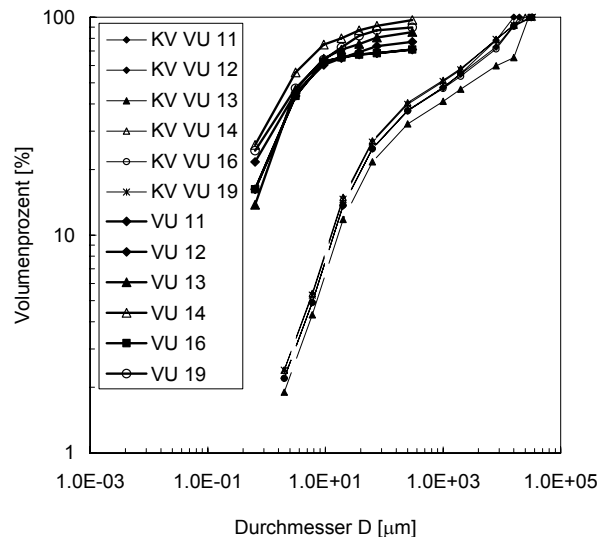


Fig. 3-35 Poren- und Korngrößenverteilung VU 11 - 19.

In Fig. 3-34 und Fig. 3-35 sind die Poren- und Korngrößenverteilungen der ungestörten Versuche dargestellt. Obwohl die Streuung, bedingt durch die Grobanteile, im Vergleich zu den künstlich aufbereiteten Proben etwas grösser ist, entsprechen 60 - 70% des Volumens einem Porendurchmesser kleiner als 10  $\mu\text{m}$ . Dieses Verhältnis ist nahezu deckungsgleich mit den Resultaten aus den künstlich aufbereiteten Proben (Fig. 3-19). Die Ursache, dass die Werte der ungestörten Proben höher sind, kann in der verschiedenartigen Mikrostruktur der Proben liegen. Andererseits ergibt eine lineare Extrapolation aus den Versuchen in Fig. 3-19 für hohe Porenziffern womöglich zu tiefe Werte der AEV.

### 3.6.4 Ungesättigte Durchlässigkeiten

#### 3.6.4.1 Allgemeines

Die Durchlässigkeit in einem ungesättigten Boden unterliegt analog wie in einem gesättigten Boden dem Gesetz von Darcy. Zwei wesentliche Merkmale unterscheiden jedoch die beiden Zustände. Erstens vermag ein ungesättigter Boden Wasser zu speichern (Retentionsvermögen), welches mit der Grösse der suction variiert, und zweitens ist der Durchlässigkeitsbeiwert nicht konstant und hängt wiederum von der Grössenordnung der suction ab.

Die nachfolgenden Abschätzungen wurden jeweils mit der in 3.7.3 bestimmten Näherungen und den gesättigten  $k_s$ -Werten (3.4) durchgeführt. In den Verfahren von Fredlund et al. (1994), van Genuchten (1980), Brooks & Corey (1964) wurde zusätzlich dasjenige von Leong & Rahardjo (1997a) verwendet. Die einzelnen Näherungsverfahren sind nachstehend beschrieben. Es wurde bei diesen Abschätzungen jeweils nur die Desorptionskurve betrachtet.

#### *Brooks & Corey (1964)*

$$k = k_s \begin{cases} \left( \frac{\Psi_{bc}}{\Psi} \right)^{2+\left(\frac{5n_{bc}}{2}\right)} & (\Psi > \Psi_{bc}) \\ 1 & \Psi \leq \Psi_{bc} \end{cases} \quad [3-24]$$

$k_s$  : gesättigte Durchlässigkeit, [m/s]

$\Psi_{bc}, n_{bc}$  : aus Brooks & Corey SWCC Fit, [-] [3-25]

#### *van Genuchten (1980)*

$$k(\Psi) = k_s \left[ \frac{\left\{ 1 - (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}-1} \left[ 1 + (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}} \right]^{-m_{vg}} \right\}^2}{\left[ 1 + (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}} \right]^{\frac{m_{vg}}{2}}} \right] \quad [3-23]$$

$k_s$  : Durchlässigkeit gesättigt, [m/s]

$a_{vg}, n_{vg}$  : aus van Genuchten Fit, [-]

$m_{vg}$

*Fredlund et al. (1994)*

$$k(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} [\theta'(e^y) dy]}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad [3-21]$$

$\theta$  : aus Fredlund & Xing SWCC-Fit [4-18], [%] [3-22]

$b$  :  $\ln(1'000'000)$ , [-]

*Leong & Rahardjo (1997)*

$$k(\psi) = k_s \left[ \frac{1}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a_{fx}} \right)^{n_{fx}} \right] \right\}^{m_{fx}}} \right]^p \quad [3-26]$$

$k_s$  : gesättigte Durchlässigkeit, [m/s]

$a_{fx}, n_{fx}$  : aus Fredlund & Xing Fit ( $p = 3$ ), [-]

$m_{fx}$

Die Abschätzungen wurden jeweils für die Grenzwerte,  $k_s = 4.0 \times 10^{-7}$  m/s und  $k_s = 4.0 \times 10^{-6}$  m/s (siehe 3.4.2) und nur an der Versuchsserie 1 (gestörte Versuche), durchgeführt.

### 3.6.4.2 Resultate

In den nachstehenden Fig. 3-36 sind die vier Näherungsverfahren am Beispiel der Resultate aus der Serie 1 und einem  $k_s = 4.0 \times 10^{-7}$  m/s dargestellt. Allen Resultaten gemeinsam ist der gleiche konstante  $k_s$  - Wert bis zu einer suction von etwa 10 kPa, was gleich bedeutend mit der AEV ist. Ab diesen Bereich nimmt die ungesättigte Durchlässigkeit ab. Für höhere Bereiche der suction kann mit einer linearen Abnahme gerechnet werden. Diese lineare Abnahme nach der AEV ist am ausgeprägtesten erkennbar beim Verfahren von Brooks & Corey. Bei den anderen Verfahren nimmt die ungesättigte Durchlässigkeit bereits vor der AEV ab.

In Fig. 3-37 und Fig. 3-38 ist eine Zusammenfassung bzw. die Umhüllende der Resultate aller Verfahren für den Streubereich der gesättigten Durchlässigkeiten  $k_s$  dargestellt. Hier wurde eine Bandbreite von gemessenen  $k_s$  - Werten mitberücksichtigt ( $k_s = 2.0 \times 10^{-6}$  m/s -  $4.0 \times 10^{-7}$  m/s). Als Näherung kann daraus ermittelt werden, dass eine Erhöhung der suction von 10 auf 100 kPa einer Reduktion der Durchlässigkeit um mindestens den Faktor 1000 entspricht.



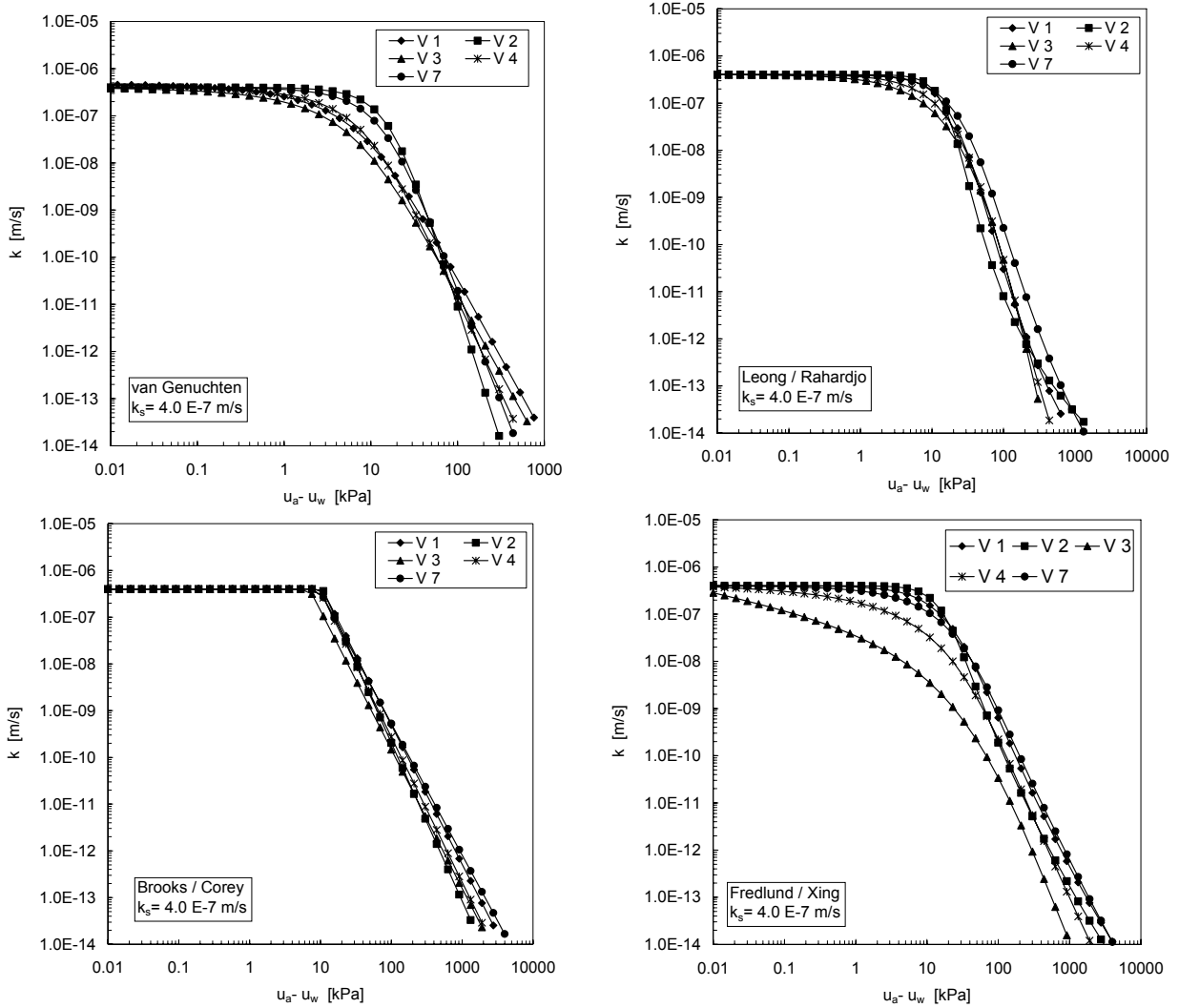


Fig. 3-36 Resultate der Fittings mit  $k_s = 4.0 \times 10^{-7}$  m/s.

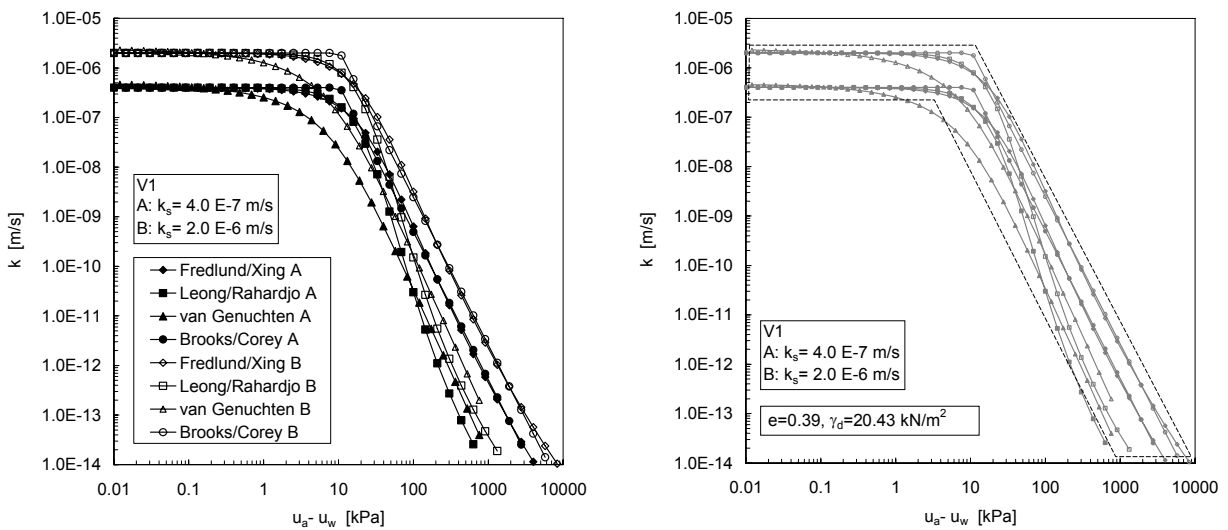


Fig. 3-37 Zusammenfassung Resultate Versuch V1.

Fig. 3-38 Umhüllende aus allen „curve fittings“.

### 3.7 Triaxialversuche

#### 3.7.1 Einleitung

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurden verschiedene Versuchsreihen von Grosstriaxialversuchen mit einem Probendurchmesser von ca. 250 mm durchgeführt. In einer ersten Phase wurden Versuche aus der Moräne Nord Mattmark (VAWE, 1959) zusammengestellt und teilweise neu ausgewertet. In einem weiteren Schritt wurden anschliessend mit Moränenmaterial aus Gruben verschiedene Versuchsreihen, insbesondere bei relativ niedrigen Seitendrücken, welche für oberflächennahe Instabilitäten massgebend sind, durchgeführt.

#### 3.7.2 Versuche mit Proben aus Mattmark

##### 3.7.2.1 Durchgeführte Versuche

Nachstehend ist eine Auswahl von Triaxialversuchen aus der Moräne Nord Mattmark (VAWE, 1959) neu ausgewertet worden. Ziel dieser Versuche war es, die Abhängigkeit der Scherfestigkeit der Moräne Nord, welche als Kernmaterial zum Dammbau verwendet werden sollte, zur Verdichtung bzw. Lagerungsdichte und zum eingebauten Maximumkorn zu untersuchen. Im Vordergrund standen vor allem Grosstriaxialversuche mit einer Fläche bis zu 2'000 cm<sup>2</sup> (Fig. 3-39). Folgende Versuche wurden ausgewertet (Tab. 3-16).



Fig. 3-39 Triaxialversuch  
Vakuum  $A = 2'000 \text{ cm}^2$   
(VAWE, 1959).

	D [cm]	A [cm <sup>2</sup> ]	$d_{\text{max.}}$ [mm]	$\sigma_3$ [kPa]
Vakuumtriaxial	50	2000	150	90
	50	2000	80	90
	35.7	1000	80	90
	35.7	1000	50	90
Grosstriaxial	25	500	30	var.

Tab. 3-16 Vakuum- und Grosstriaxialversuche Moräne Nord  
(VAWE, 1959).

Die Triaxialversuche  $A = 2'000 \text{ cm}^2$ ,  $1'000 \text{ cm}^2$  und  $500 \text{ cm}^2$  sind alle mit trockenem Material durchgeführt worden ( $w = 0 \%$ ). Die von einer Gummihaut umschlossene Probe war vorerst nicht standfest und musste von einer Schalung gestützt werden. Darauf wurde die Luft aus der eingeschlossenen Probe bis auf ein Vakuum von 90 kPa evakuiert und dementsprechend ein äquivalenter Seitendruck von 90 kPa erzeugt (Versuche mit  $1'000$  bzw.  $2'000 \text{ cm}^2$ ). Der Schervorgang erfolgte unter konstantem Seitendruck bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 2.5 mm/min.

### 3.7.2.2 Resultate

Die Resultate sind in den Fig. 3-40 – Fig. 3-42 dargestellt. Die Auswertung der Versuche mit einer Probenfläche von  $2000 \text{ cm}^2$ , einem Maximalkorn von  $150 \text{ mm}$  und Porenzahl von  $0.18 - 0.30$  ergab einen Reibungswinkel  $\varphi'_{cv} = 47.6^\circ$  (Fig. 3-40). Es handelt sich dabei um Versuche mit sehr kleiner Porenzahl und dichter Lagerung. Der „critical state“ Parameter  $M$  beträgt  $1.96$ . Die Resultate mit den „lockersten Lagerungen“ ( $e = 0.36 - 0.41$ ) sind dagegen in Fig. 3.41 dargestellt. Der Reibungswinkel beträgt dabei  $\varphi'_{cv} = 43.8^\circ$ ,  $M$  entspricht  $1.80$ .

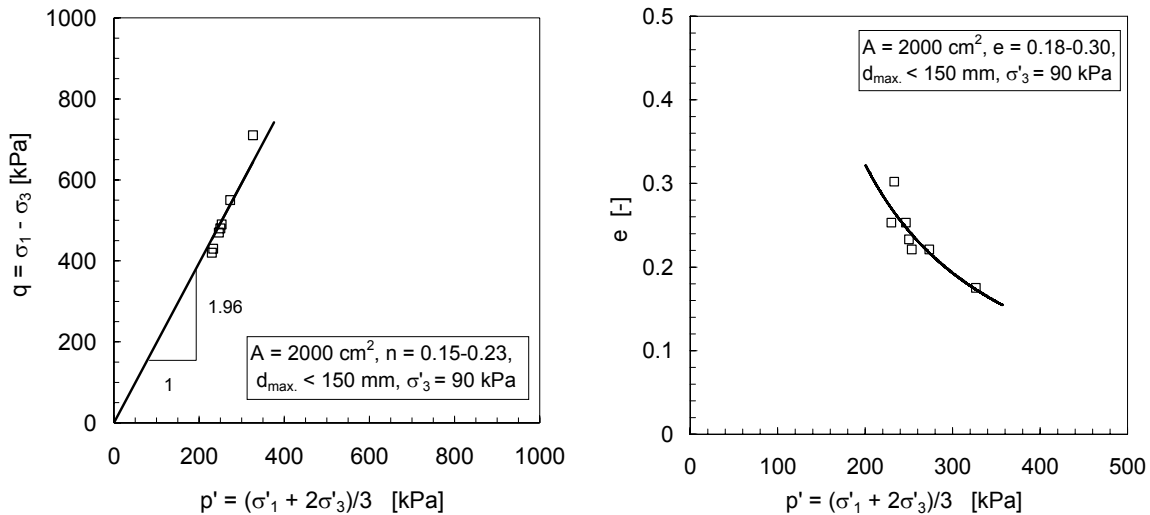


Fig. 3-40 Auswertung Vakuumtriaxialversuche,  $A = 2000 \text{ cm}^2$ ,  $e = 0.18 - 0.30$ .

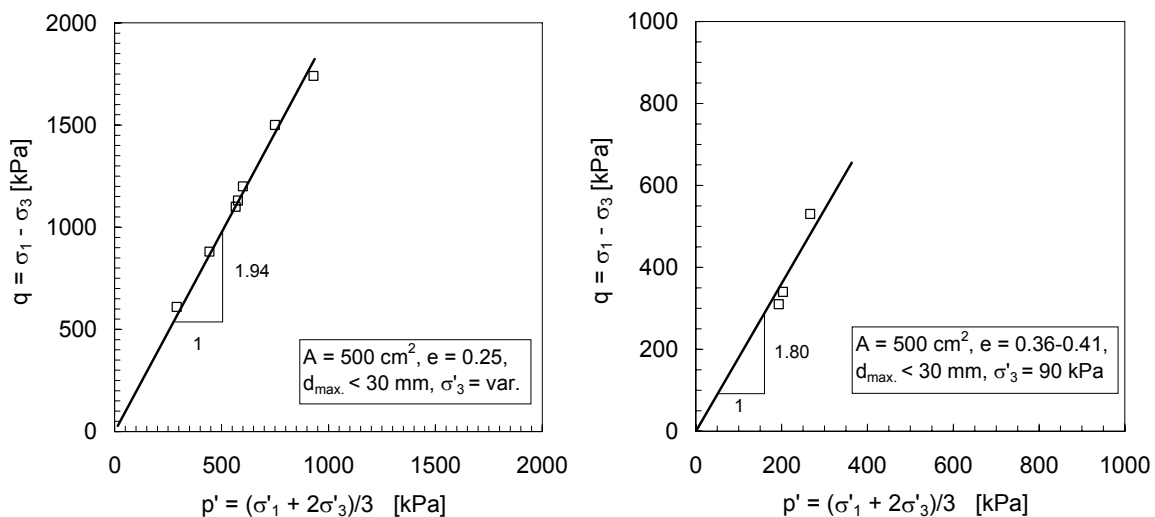


Fig. 3-41 Auswertung Triaxialversuch,  $A = 500 \text{ cm}^2$ ,  $\sigma'_3 = 90 \text{ kPa}$  und  $\sigma'_3 = \text{var.}$

Die Resultate der Versuche mit  $A = 500 \text{ cm}^2$ , welche mit verschiedenen Seitendrücken durchgeführt wurden ( $\sigma'_3 = 87.5 - 350 \text{ kPa}$ ), sind in Fig. 3-41 ebenfalls dargestellt. Die Verdichtung lag bei allen Versuchen ungefähr gleich ( $e = 0.25$  bzw.  $\gamma_d = 23.5 \text{ kN/m}^3$ ). Der resultierende Reibungswinkel betrug rund  $\varphi'_{cv} = 47^\circ$  und entspricht  $M = 1.94$ .

In Fig. 3-42 sind die Umhüllenden aus rund 30 Versuchen, entsprechend der jeweiligen Versuchsart, in Abhängigkeit der Porosität zum Tangens des Reibungswinkels dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, dass die Scherfestigkeit bzw. der Reibungswinkel nur bei sehr kleinen Porositäten und hohen Raumgewichten vom Maximalkorn abhängt. Ab einer Porosität höher als  $n = 0.25$  sind bei den einzelnen Versuchsreihen keine wesentlichen Unterschiede feststellbar.

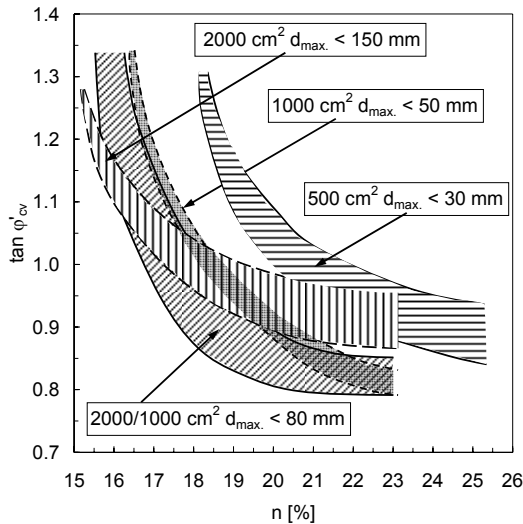


Fig. 3-42 Abhängigkeit des Reibungswinkel  $\phi'_{cv}$  zur Porosität  $n$  (VAWE, 1959).

Die Auswirkungen der Dilatanz werden unter Kap. 5 (Direktscherversuche) eingehend besprochen. In Fig. 3-43 ist auf Grundlage der Ereignisse von Fig. 3-41 mit konstanter Porenzahl  $e = 0.25$  nach Bolton (1986) erstellt worden. Die relative Raumdichte  $I_D$  wurde mit 0.35 abgeschätzt. Der maximale Wert der Dilatanz beträgt in diesem Spannungsbereich  $1.5^\circ$ .

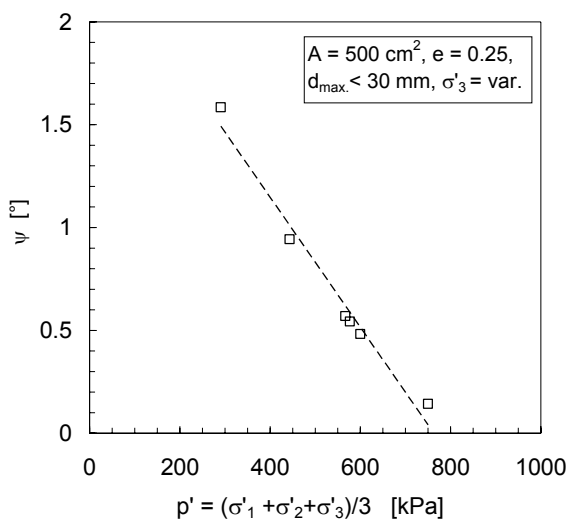


Fig. 3-43 Ansatz Dilatanz für Triaxialversuch,  $A = 500 \text{ cm}^2$ ,  $\sigma'_3 = \text{var.}$

### 3.7.3 Grosstriaxialversuche mit Proben aus Gruben

#### 3.7.3.1 Allgemeines

Entscheidend für die Versuche sind die Anfangsbedingungen wie der Spannungszustand im Initialzustand. Im Speziellen spielt das Verhältnis der Hauptspannungen  $K_c = \sigma_1 / \sigma_3$  („principal stress ratio“) eine wesentliche Rolle. In einem drainierten und planaren Hang ist der Spannungszustand nur abhängig vom Neigungswinkel  $\alpha$  des Hanges (Steilheit), Raumgewicht des Bodens und der Tiefe. Vaughan & Kwan (1984) verwendeten für die Bestimmung der Hauptspannungen unter Vernachlässigung etwelcher Dehnungen an Flächen parallel zur Oberfläche folgenden Ansatz:

$$\sigma'_1 = \gamma z \cos^2 \alpha (1 - \tan \alpha \cot 2\omega - \tan \beta \operatorname{cosec} 2\omega) \quad [3-27]$$

$$\sigma'_3 = \gamma z \cos^2 \alpha (1 - \tan \alpha \cot 2\omega - \tan \beta \operatorname{cosec} 2\omega) \quad [3-28]$$

Darin bedeuten:

$\gamma$	:	Raumgewicht, [kN/m <sup>3</sup> ]
$z$	:	Tiefe des Bodenelementes, [m]
$\alpha$	:	Hangneigung, [°]
$\omega$	:	Neigung der Hauptspannung zur Horizontalen, [°]

Diese grobe Näherung gilt etwa für einen Residualboden auf einem unverwitterten Festgestein. Dieses Vorgehen führt jedoch zu einem relativ hohen Hauptspannungsquotienten  $K_c$ . Lowe (1966) nahm als Vereinfachung an, dass die Richtung der Hauptspannungen bei steilen Hängen, welche im Bereich des Bruchzustandes liegen, sich nicht wesentlich von denjenigen im Bruchzustand unterscheiden.

Basierend darauf schlugen Anderson & Sitar (1995) für die Hauptspannungskoeffizienten  $K_c$  einen Wert von 1/10 der Hangneigung (Grad). Für Laborversuche verwendete Zhu (1995) und Zhu & Anderson (1998) jedoch einen Wert von  $K_c = 2.5$ . Diese Annäherung wurde ebenfalls für die nachstehenden Versuche verwendet.

#### 3.7.3.2 Versuchsdurchführung

Der Bruchmechanismus einer durch Niederschläge induzierten oberflächennahen Instabilität unterscheidet sich von demjenigen eines konventionellen Triaxialversuches (Brand, 1981; 1982; Sitar et al., 1992; Anderson & Sitar, 1994, 1995, Anderson & Thalapally, 1996). Grundsätzlich werden durch Infiltration von Wasser die negativen Porenwasserdrücke (suction) verändert und reduziert (vgl. Kap. 4). Entsprechend ergibt sich eine Abnahme des effektiven Spannungszustandes in der Scherfläche, was wiederum zu einer Verminderung der Scherfestigkeit führt. Um diese Zustandsänderung im Labor nachzustellen gibt es zwei Möglichkeiten. Entweder wird der Porenwasserdruck unter Beibehaltung von konstantem  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$ , stetig bis zum Bruchzustand erhöht (A-CU: „anisotropically consolidated undrained compression test“), oder der Seitendruck  $\sigma_3$  wird stetig reduziert, während dem der Deviator konstant gehalten wird (CSD: „constant shear stress drained“). Dieses gewählte Vorgehen ist in Fig. 3-44 dargestellt.

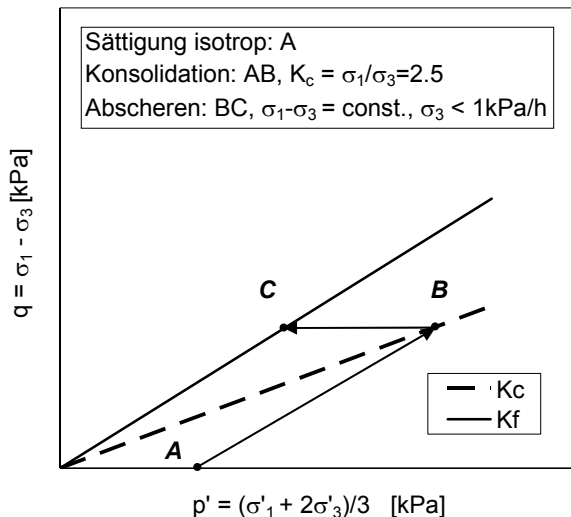


Fig. 3-44 Konsolidations- und Spannungspfad der CSD Versuche.

Die Sättigung erfolgte jeweils im isotropen Zustand  $p'_A$ . Der anisotrope Spannungszustand  $\sigma'_{1,B}$  und  $\sigma'_{3,B}$  wurde kontinuierlich mit 1 kPa/h aufgebracht (AB). 72 h nach Erreichen des Initialspannungszustandes B wurde die Probe mit  $\Delta\sigma_3 = -0.5$  kPa/h abgescherert (BC).

Die entsprechenden Spannungszustände sind somit:

$p'_A$  : effektiver Spannungszustand für die isotrope Konsolidation, [kPa]

$\sigma'_{1,B}$   $\sigma'_{3,B}$  : Hauptspannung am Ende der anisotropen Konsolidation, [kPa]

### 3.7.3.3 Versuchseinbau

Es wurden zwei verschiedene Einbauarten verwendet. Der Einbau der ersten Versuchsserie (TX 2, 4, 5) erfolgte auf dem Rütteltisch (Verdichtungsmethode 1; Tab. 3-17). Dabei wurde die Probe getrennt in fünf Portionen trocken gemischt. Pro Schicht wurde eine mit Blei beschwerte Platte mit einem Gesamtgewicht von 64 kg aufgelegt, was einer Belastung von 12 kPa entsprach. Gerüttelt wurde die eingebrachte Schicht je 30 Sekunden mit einer maximalen Beschleunigung von rund 5 g. Mit diesem Vorgehen wurden rund Schichtenstärken von 10 cm eingebracht. Vor Einbringen der nächstfolgenden Schicht wurde die Oberfläche der vorgängigen jeweils aufgeraut. Der Einbauwassergehalt variierte zwischen 1.8 – 2.1 %.

Das Einbringen und Verdichten der zweiten Versuchsreihe (TX 7, 9, 11, 13, 14) erfolgte unter Proctor Optimum Bedingungen (vgl. Kapitel 3.3.1; Verdichtungsmethode 2; Tab. 3-17). In Analogie zum AASHTO Test wurden die Proben in fünf Schichten bei einem Wassergehalt von  $w_{opt.} = 5.5 - 6.5$  % lagenweise eingebaut und verdichtet. Nachstehend ist in Tab. 3-17 eine Auswahl der Versuche (Einbaudaten) dargestellt.

Ver-such	Verdi-chtung	H <sub>0</sub> [cm]	A <sub>0</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [cm <sup>3</sup> ]	G <sub>0</sub> [g]	w <sub>0</sub> [%]	γ <sub>0</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>d,0</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	e <sub>0</sub> [-]	n <sub>0</sub> [-]	D <sub>r,0</sub> [-]	S <sub>r,0</sub> [-]
TX 2	1	48.30	530.5	25625.7	51270	2.1	20.0	19.6	0.45	0.31	0.33	0.13
TX 4	1	50.49	532.8	26899.5	53578	1.8	19.9	19.6	0.45	0.31	0.32	0.11
TX 5	1	50.32	520.0	26169.0	52287	2.1	20.0	19.6	0.45	0.31	0.32	0.13

TX 7	2	48.28	502.4	24253.4	58326	6.2	24.1	22.7	0.25	0.20	0.85	0.69
TX 9	2	49.34	492.5	24297.8	58780	6.2	24.2	22.8	0.25	0.20	0.87	0.71
TX 11	2	49.62	492.7	24448.4	59199	6.0	24.2	22.8	0.24	0.20	0.88	0.70
TX 13	2	50.45	489.7	24708.6	55646	5.5	22.5	21.4	0.33	0.25	0.65	0.47
TX 14	2	50.44	489.3	24681.5	58676	5.6	23.8	22.5	0.26	0.21	0.83	0.61

Tab. 3-17 Einbaudaten Triaxialversuche (Serien 1 und 2).

H <sub>0</sub>	:	Probenhöhe bei Versuchsbeginn, [cm]
A <sub>0</sub>	:	Probenquerschnittsfläche bei Versuchsbeginn, [cm <sup>2</sup> ]
V <sub>0</sub>	:	Probenvolumen bei Versuchsbeginn, [cm <sup>3</sup> ]
G <sub>0</sub>	:	Gewicht der Proben bei Versuchsbeginn, [g]
w <sub>0</sub>	:	Wassergehalt bei Versuchsbeginn, [%]
γ <sub>0</sub>	:	Probenraumgewicht bei Versuchsbeginn, [kN/m <sup>3</sup> ]
e <sub>0</sub>	:	Porenzahl bei Versuchsbeginn, [-]
n <sub>0</sub>	:	Porosität bei Versuchsbeginn, [-]
D <sub>r,0</sub>	:	relative Dichte bei Versuchsbeginn, [-]
S <sub>r,0</sub>	:	Sättigungsgrad bei Versuchsbeginn, [%]

### 3.7.3.4 Resultate

#### 3.7.3.4.1 Allgemeines

In Guldenfels (1996) sind Grundlagen des verwendeten Triaxialgerätes eingehend behandelt. Deshalb wird hier nur auf die wesentlichen Aspekte eingegangen. In Fig. 3-45 sind die Verhältnisse und Beziehungen anhand einer Triaxialprobe vor Versuchsbeginn und im belasteten Zustand schematisch dargestellt. Angegeben sind die ursprüngliche Höhe H<sub>0</sub> der Probe, die durch eine Belastung P<sub>1</sub> erfolgte Zusammendrückung um h, weiter die mittleren Werte des Durchmesser D, der Querschnittsfläche A sowie das Volumen V der Probe vor Versuchsbeginn (Index 0) und nach Belastung (ohne Index). Die Differenz zwischen dem auf die Kopfplatte σ'<sub>3,0</sub> und jenem in Probemitte σ<sub>3,W</sub> wirkenden Zellwasserdruck, die dem hydrostatischen Druckunterschied entspricht und bei einer Probenhöhe von ca. 50 cm ca. 2.5 kPa ausmacht, wurde in Anbetracht des relativ klein gewählten Seitendruckes mitberücksichtigt.

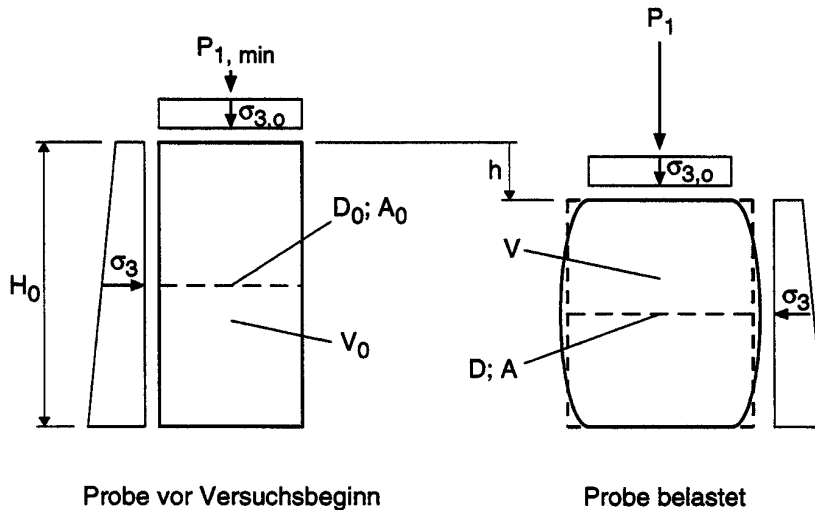


Fig. 3-45 Probe vor und während eines Versuches (Guldenfels, 1996).

Durch Einbezug der wichtigsten Einflüsse ergibt sich die Axialspannung  $\sigma_1$  in halber Probenhöhe zu.

$$\sigma_1 = \frac{P_1 + G_S \pm R_S + G_K + \frac{G}{2}}{A} + \sigma_{3,0} \quad , \text{ [kPa]} \quad [3-29]$$

Mit:

- $P_1$  : Axiale Stempelkraft, [kN]
- $G_S$  : Eigengewicht des Stempels (= 0.073 kN)
- $R_S$  : Reibungskraft des Stempels im Lager der Zelle (= 0.015 kN)
- $G_K$  : Eigengewicht der Kopfplatte (= 0.108 kN)
- $G$  : Gewicht der Probe, [kN]
- $A$  : Aktuelle Querschnittsfläche der Probe, [cm<sup>2</sup>]

Der Seitendruck  $\sigma_3$  in halber Probenhöhe ( $\sigma_3 = \sigma_2$ ) ergibt sich zu

$$\sigma_3 = \sigma_{3,0} + \sigma_{3,W} + \Delta\sigma_{3,G} \quad , \text{ [kPa]} \quad [3-30]$$

worin  $\sigma_{3,W}$  den Seitendruck infolge des Zellwasserdruckes und  $\Delta\sigma_{3,G}$  den zusätzlichen Seitendruck infolge der Dehnung der Gummihäute bedeutet. Im unbelasteten Zustand zu Beginn eines Versuches wird vereinfacht angenommen, dass die Gummihäute keinen Anteil zum Seitendruck beitragen ( $\Delta\sigma_{3,G} = 0$ , d.h.  $\sigma_3 = \sigma_{3,W}$ ), während dem sich der Seitendruck im belasteten Zustand der Probe aus obiger Beziehung ergibt ( $\Delta\sigma_{3,G} > 0$ ). Bei kleinen Seitendrücken darf der Einfluss der Gummihaut, welche durch die Ausbuchtung der Probe während dem Versuch zu einer Erhöhung des Seitendruckes führt, nicht vernachlässigt werden. Es wurde dieselbe Korrektur wie in Guldenfels (1996) verwendet. Diese Seitendruckkorrektur basiert auf der Kesselformel und lautet:



$$\Delta\sigma_{3,G} = \frac{2 \cdot E_G \cdot t_{0,G}}{D_{0,G}} \cdot \left( \frac{1 - \sqrt{\frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_1}}}{\frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_1}} \right), \text{ [kPa]} \quad [3-31]$$

Mit:

- $\Delta\sigma_{3,G}$  : Seitendruckkorrektur infolge der Gummihaut, [kPa]  
 $E_G$  : Young'scher Modul der Gummihaut, [kPa]  
 $t_{0,G}$  : Dicke der Gummihaut im ungedehnten Zustand, [mm]  
 $D_{0,G}$  : Durchmesser der Gummihaut im ungedehnten Zustand, [mm]  
 $\varepsilon_v$  : Volumetrische Dehnung, [-]  
 $\varepsilon_1$  : axiale Dehnung, [-]

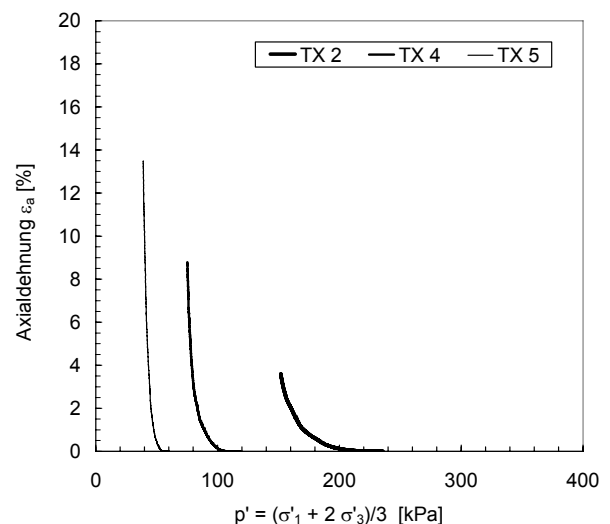
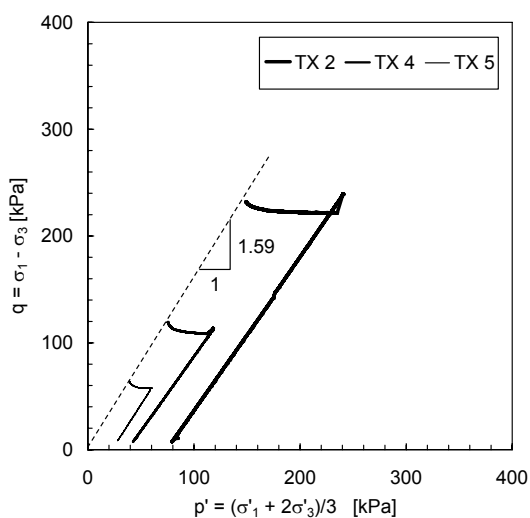
Die jeweils verwendeten zwei Gummihäute ( $E_G \sim 1'500$  kPa,  $t_{0,G} = 1$  mm, Bruchdehnung 600 %) wurden für alle Versuche nur einmal verwendet. Entsprechend den Modellannahmen erfolgte keine Korrektur der Axialspannung infolge der Gummihaut, also

$$\Delta\sigma_{1,G} = 0, \text{ [kPa]} \quad [3-32]$$

### 3.7.3.4.2 Ergebnisse

#### Versuchsreihen TX 2 / 4 / 5

Die Ergebnisse der Versuche TX 2 / 4 / 5 sind in Fig. 3-46 und Tab. 3-18 dargestellt. Das durchschnittliche Einbauräumgewicht beim Einbau betrug  $\gamma_d = 20.2$  kN/m<sup>3</sup>. Die mittlere Sättigung vor dem Versuchsstart lag bei rund 82 %.



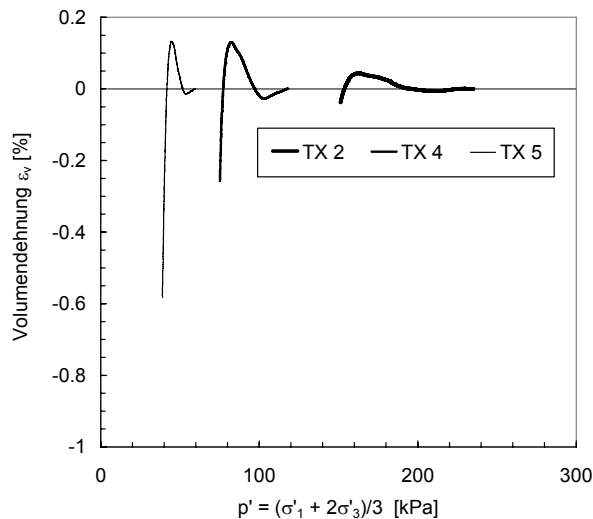


Fig. 3-46 Critical State Parameter  $M$  und Verformungseigenschaften  $q - p'$ ,  $\varepsilon_1 - p'$ ,  $\varepsilon_v - p'$ , für die Versuche TX 2 / 4 / 5.

Ver- such Nr.	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e$ [-]	$w$ [%]	$S_r$ [-]	$p'_A$ [kPa]	$\sigma'_{1,B}$ [kPa]	$\sigma'_{3,B}$ [kPa]	$q_B$ und $p'_B$ [kPa]	$q_F$ [kPa]	$p'_F$ [kPa]
TX 2	20.9	0.33	9.9	0.84	75	400	160	240	231.9	148.7
TX 4	21.4	0.31	9.4	0.88	40	200	80	120	119.5	75.2
TX 5	20.5	0.36	9.6	0.76	25	100	40	60	64.1	39.1

Tab. 3-18 Bedingungen beim Versuchsstart und Bruchzustände Triaxialversuche TX2 / 4 / 5.

Der Gradient  $M$  der „critical-state“ Linie  $M$  im  $q - p'$  Diagramm beträgt 1.59. Daraus lässt sich unter Annahme von  $\Delta\varepsilon_v = 0$  bzw. konstantem Volumen ein kritischer Reibungswinkel von  $\varphi'_{cv} = 39^\circ$  ermitteln. Diese Voraussetzung ist am Ende des Scherweges nicht vollständig erfüllt. Mit der Abnahme von  $p'$  erhöht sich die Axialdehnung  $\varepsilon_1$ . Aus der Volumendehnung  $\varepsilon_v$  erkennt man eine Kompressionsphase, welche von einer signifikanten Dilatanzphase gefolgt wird. Diese ist bei den Versuchen mit kleineren Spannungen wie beispielsweise TX 5 ausgeprägter (Springman et al., 2003). Die Grösse der Dilatanz wird bei den Driektscherversuchen (Kap. 5.4) detailliert untersucht. Eine Abschätzung nach Bolton (1986) ergibt Werte der Dilatanz von  $3^\circ$ ,  $2.8^\circ$  und  $7.6^\circ$  für die entsprechenden Versuche TX 2, 4, 5 (Fig. 3-47).

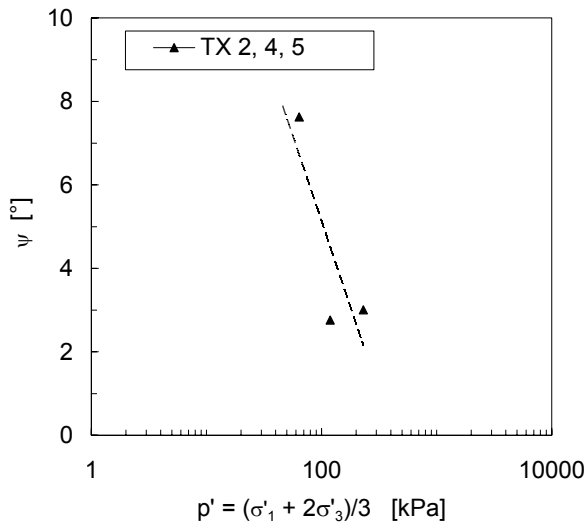


Fig. 3-47 Dilatanz Versuche  $A = 500 \text{ cm}^2$ ,  $\sigma'_3$  var.

#### Versuchsreihen TX 7 / 9 / 11 / 13 / 14

Die Resultate der zweiten Versuchsreihe, welche nach Proctor eingebaut wurden, sind nachstehend in Tab. 3-19 zusammengefasst.

Ver- such Nr.	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e$ [-]	$w$ [%]	$S_r$ [-]	$p'_A$ [kPa]	$\sigma'_{1,B}$ [kPa]	$\sigma'_{3,B}$ [kPa]	$q_B$ und $p'_B$ [kPa]	$q_F$ [kPa]	$p'_F$ [kPa]
TX 7	22.3	0.27	9.0	0.89	40	200	80	120	117.1	59.2
TX 9	22.5	0.26	7.1	0.75	75	400	160	240	248.4	124.4
TX 11	22.8	0.24	7.9	0.84	40	150	60	90	94.6	49.2
TX 13	22.4	0.27	9.5	0.71	40	200	80	120	125.4	69.2
TX 14	22.5	0.26	10.2	0.92	40	200	80	120	124.4	63.7

Tab. 3-19 Bedingungen beim Versuchsstart und Bruchzustände TX 7 / 9 / 11 / 13 / 14.

Das mittlere Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  betrug bei dieser Versuchsreihe  $22.5 \text{ kN/m}^3$  ( $e = 0.26$ ). Dieser Wert liegt nahe bei Proctor Optimum mit  $23.0 \text{ kN/m}^3$  (Fig. 3-47). Die Lagerungsdichte entspricht knapp der dichtesten Lagerung. Bei den Versuchen TX 7, 9, 11, 14 betrug der Sättigungsgehalt  $S_r$  vor Versuchsbeginn 75 – 89 %. Der Sättigungsvorgang in der Zelle erfolgte mittels Durchströmung (7 Tage,  $i = 1.5$ ). Damit sollte eine Analogie zur Infiltration aus den Feldversuchen erstellt werden. Beim Versuch TX 14 erfolgte die Sättigung mittels „Backpressure“. Dies ermöglichte den höchsten Sättigungsgrad von 0.92. Anschliessend wurde die Probe wiederum „drainiert“ im teilgesättigten Zustand abgeschert.

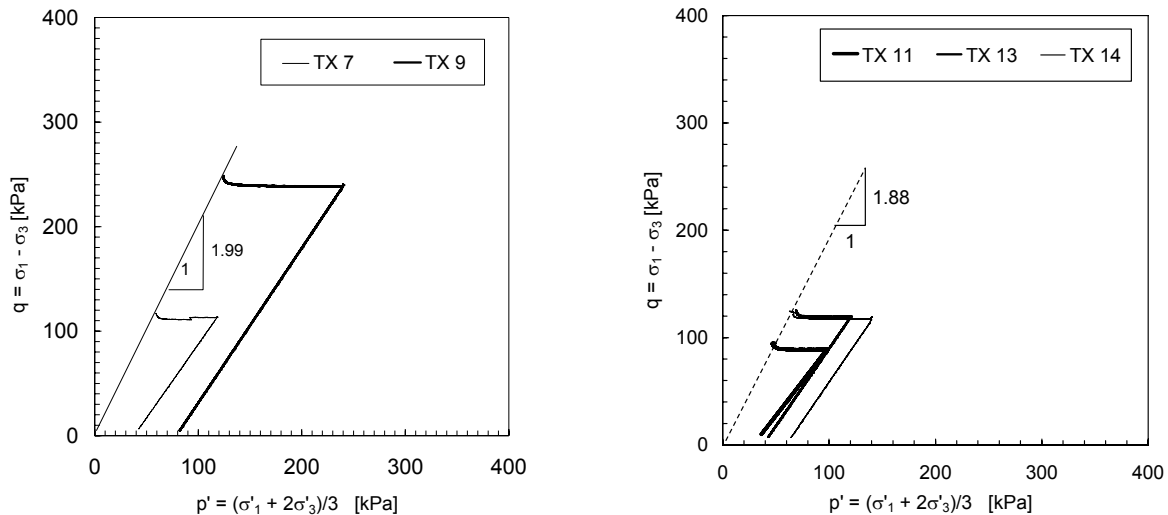
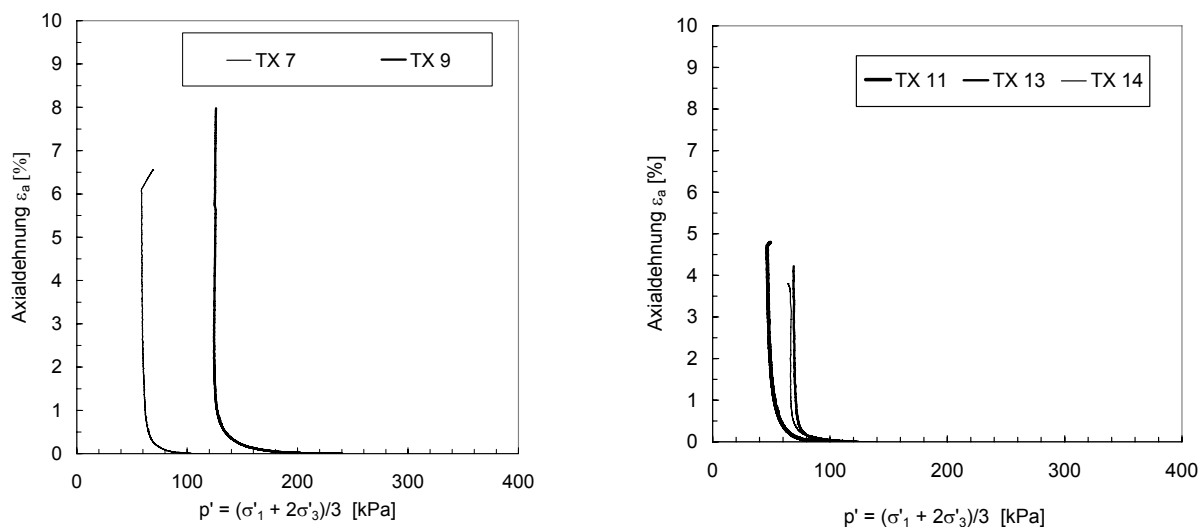


Fig. 3-48 Critical State Parameter  $M$ , TX 7 / 9 und TX 11 / 13 / 14.

Der mittlere „critical-state“ Parameter beträgt für TX 7 und TX 9  $M = 1.99$  und für die Versuche TX 11, 13, 14  $M = 1.88$  (Fig. 3-48). Dies entspricht einem Reibungswinkel  $\varphi'$  von  $48.3^\circ$  bzw.  $45.7^\circ$ . Die entsprechenden maximalen Dehnungen lagen bei 8 und 4 %.

In Fig. 3-49 sind die Verformungseigenschaften dargestellt. Durchaus deckungsgleich ist die Zunahme der Axialdehnung  $\varepsilon_a$  bei Abnahme von  $p'$ . Bei den Versuchen TX 13 und TX 14 wurde zu Beginn der Abscherung eine Volumenreduktion (Kompression)  $\varepsilon_v$  analog zur vorgängigen Serie gemessen. Dies ist ein wesentlicher Unterschied zu den Volumenänderung der Versuche TX 2, 4, 5. Ansonsten wurde bei diesen kleinen Potenzahlen bzw. hohen Trockenraumgewichten nur eine entsprechende Volumenabnahme  $\varepsilon_v$  bei der Abnahme von  $p'$  gemessen.

Mit rund 1 % Axialdehnung  $\varepsilon_a$  ist die maximale Scherfestigkeit erreicht. Diese bleibt für die Versuche TX 9, 13, 14 mehr oder weniger konstant. Beim Versuch TX 7 ist sogar eine minimale Abnahme feststellbar. Einzig Versuch TX 11 zeigt eine Zunahme und somit kein dilatantes Verhalten.



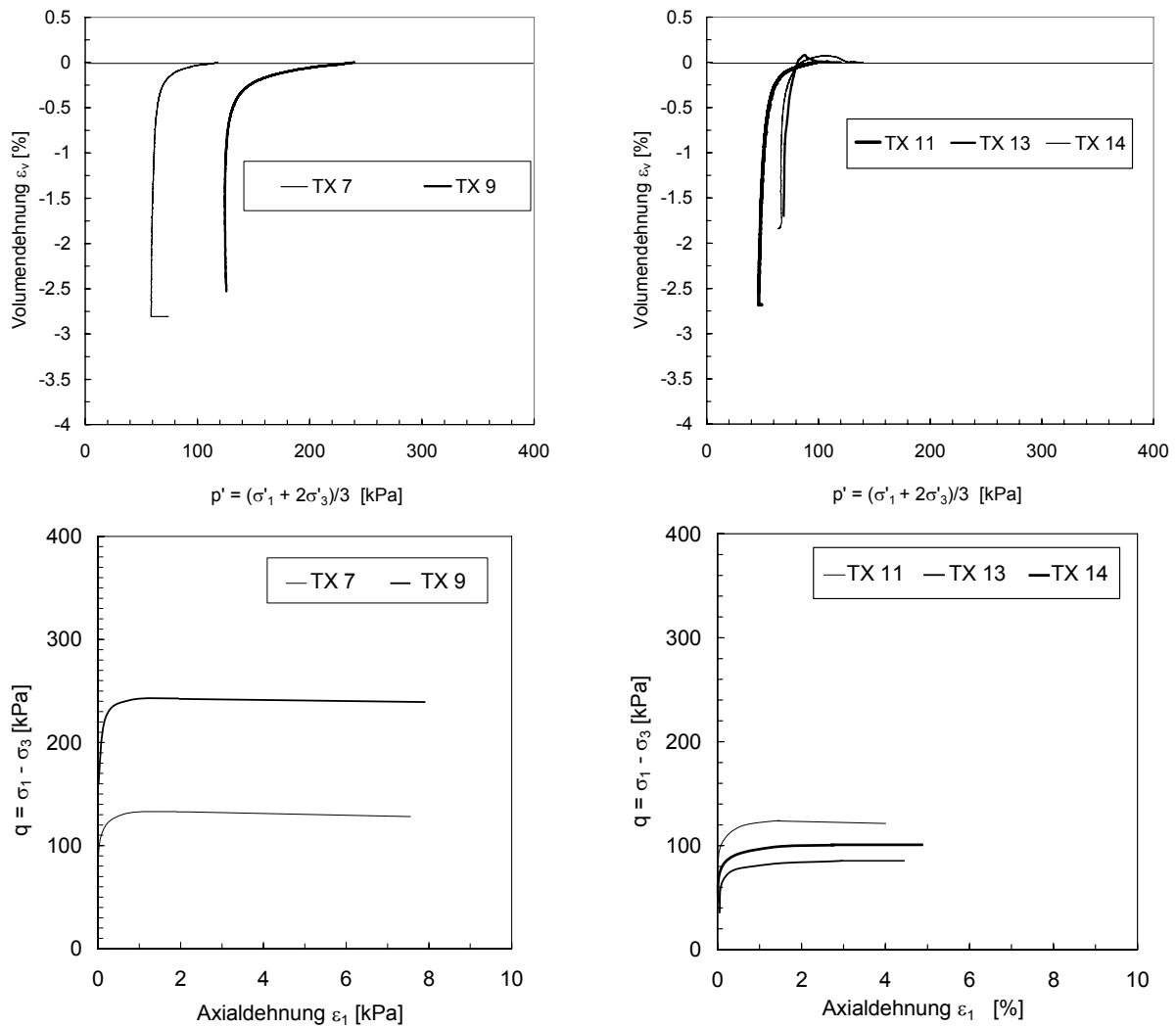


Fig. 3-49 Axial- und Volumendehnung  $\varepsilon_1 - p'$ ,  $\varepsilon_v - p'$ , und  $q - \varepsilon_1$  für, TX 7 / 9 und TX 11 / 13 / 14.

In Fig. 3-50 und Fig. 3-51 ist die Abhängigkeit von  $\tan \varphi'_{cv}$  zum Trockenraumgewicht bzw. Porenzahl  $e$  dargestellt. Darin sind alle obigen Versuche ausgewertet.

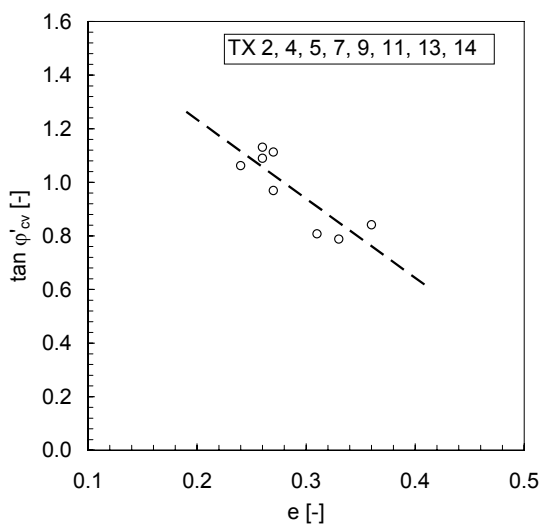


Fig. 3-50 Abhängigkeit des kritischen Reibungswinkels  $\varphi'_{cv}$  zur Porenzahl  $e$ .

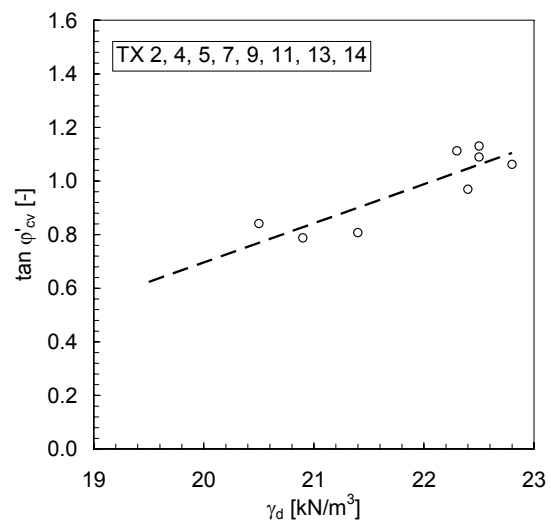


Fig. 3-51 Abhängigkeit des kritischen Reibungswinkels  $\varphi'_{cv}$  zum Trockenraumgewicht  $\gamma_d$ .

Die Versuche wurden für Porenzahlen im Bereich von  $e = 0.24 - 0.36$  durchgeführt. Dies entspricht Porositäten von  $n = 0.19 - 0.26$ .

Fig. 3-52 zeigt die Resultate der Moränen in Gruben im Vergleich von  $\tan\varphi'_{cv}$  zu denjenigen aus Mattmark (vgl. Fig. 3-43) in Abhängigkeit zur Porosität  $n$  (VAWE, 1959).

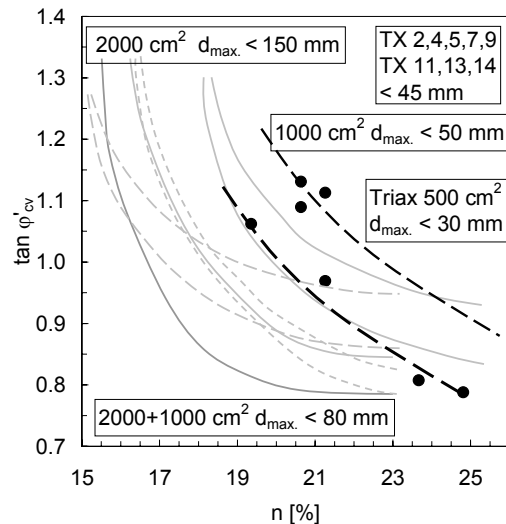


Fig. 3-52 Vergleich Resultate Gruben und Mattmark in Abhängigkeit der Porosität  $n$  (VAWE, 1959).

Es zeigt sich, dass die Werte  $\tan\varphi'_{cv}$  tendenziell höher zu stehen kommen als diejenige in Mattmark.

Der kritische Reibungswinkel  $\varphi'_{cv}$ , definiert als Reibungswinkel bei konstantem Volumen und entsprechender Axialdeformation, ist massgebend für die Restscherfestigkeit. Für die erste Versuchsreihe wurde ein  $\varphi'_{cv}$  von  $39^\circ$  ermittelt. Die Grössenordnung der bestimmten Dilatanz beträgt  $\psi = 8.0 - 7.6^\circ$ . Für den Versuch mit dem niedrigsten Spannungszustand (TX 2) beträgt  $\varphi'_{max}$  somit  $46.6^\circ$ . Die Versuche der zweiten Versuchsreihe unter Proctor Optimum eingebaut und daher quasi bei  $e_{min}$  liegen, zeigen ein anderes Verhalten. Die ermittelten Werte betragen  $\varphi'_{max} = 45.7 - 48.3^\circ$  mit Axialverformungen  $\varepsilon_1$  von  $4.0 - 8.0\%$ .

Sämtliche Versuche wurden als ungesättigte bzw. teilgesättigte Versuche durchgeführt. Der Wert der suction wurde nicht erfasst. Grundsätzlich gelten die gemachten Auswertungen aber nur für gesättigte ( $S_r = 1$ ) oder trockene ( $S_r = 0$ ) Versuche. Die Versuche wurden jedoch bei Sättigungen von  $0.76 - 0.92$  durchgeführt. Vergleicht man diese Werte mit der in Fig. 3-30 gemessenen SWCC, liegen diese Versuche alle in einem Bereich mit einem suction Anteil bis  $20\text{ kPa}$ . Beim Versuch mit dem kleinsten Spannungszustand (TX 5,  $q_B$  und  $p'_B : 60\text{ kPa}$ ) und einem Sättigungsgrad von  $0.76$ , beträgt der Anteil der suction ca.  $15\text{ kPa}$ . Die Einwirkung der suction ist dementsprechend im oberflächennahen Bereich stärker und massgebend für die Scherfestigkeit. Sowohl die Auswirkungen der spannungsabhängigen Dilatanz wie auch der suction im oberflächennahen Bereich, werden im Kapitel 5 (Feldversuche) detailliert untersucht.

### 3.8 Bender Elemente

#### 3.8.1 Einleitung

Geophysikalische Methoden spielen eine wesentliche Rolle bei der Beurteilung des Aufbaues des Baugrundes sowie der Art der Lagerung. Neben der reinen Ermittlung der Geschwindigkeitsausbreitung eines Impulses und der daraus abgeleiteten Lagerungsdichte, stellen die dynamischen Kenngrößen eine wesentliche Komponente bei der geotechnischen Bemessung dar. Diese Verfahren finden rege Anwendung auch im hochalpinen Gebiet (Kap. 2). Es wurden beispielsweise deren sowohl am Grubengletscher wie auch am Weingartensee durchgeführt (Kap. 2). Es besteht daher grundlegendes Interesse diese Informationen für geotechnische Prognosen zu nutzen.

Die Zielsetzungen der nachfolgenden Untersuchungen können folgendermassen festgelegt werden:

- Vergleich der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Scherwellen unter Laborbedingungen an Moränenmaterial mit den im Feld gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Kompressionswellen aus Refraktionsseismik.
- Ermittlung des Schermoduls („shear modulus“,  $G_{\max.}$ ) bei kleinen Dehnungen.

Neuere Testmethoden u.a. Dyvik & Madshus (1985; 1989) wurden entwickelt, um dynamisch die Bodenparameter in Abhängigkeit des Deformations- und Dehnungsverhalten zu ermitteln. Das von Dyvik & Madshus (1985; 1989) entwickelte Verfahren zur zerstörungsfreien Bestimmung der Bodensteifigkeit, verwendet piezokeramische Elemente (Bender Elemente). Dabei wird eine Scherwelle generiert, und deren Ausbreitungsgeschwindigkeit gemessen. Daraus lässt sich der Schermodul („shear modulus“) bis hin zum kleinen Dehnungsbereich bestimmen ( $G_{\max.}$ ).

Dieses Verfahren hat die anhin üblichen und aufwendigen Resonant Column Versuche, bei welchen die Versuchsprobe durch Torsion bis hin zur Resonanz angeregt wird, weitgehend verdrängt.

#### 3.8.1.1 Schermodul bei kleinen Dehnungen (small strain shear modulus $G_{\max.}$ )

Fig. 3-53 zeigt einen idealisierten Verlauf des Schermoduls über einen grösseren Scherdehnungsbereich, wobei einzelne Unterbereiche unterschieden werden können.

Laborversuche u.a. Viggiani & Atkinson (1995 a, b) haben gezeigt, dass unterhalb eines kritischen Bereiches, bei sehr kleinen Dehnungen („very small strains“) der Schermodul („shear modulus“) quasi einen konstanten spannungsabhängigen Wert besitzt. Oberhalb dieses Grenz-bereiches, im sogenannten „small strain“-Bereich („near field“) ist eine wesentliche Reduktion, welche eine massgebende Auswirkung auf die Modellierung in diesem Dehnungsbereich darstellt, feststellbar. Über einem Dehnungsbereich von  $10^{-2}$  bei dem der Schermodul rund eine Zehnerpotenz kleiner ist, ist eine weitere Abminderung bis hin in den Bruchzustand feststellbar.

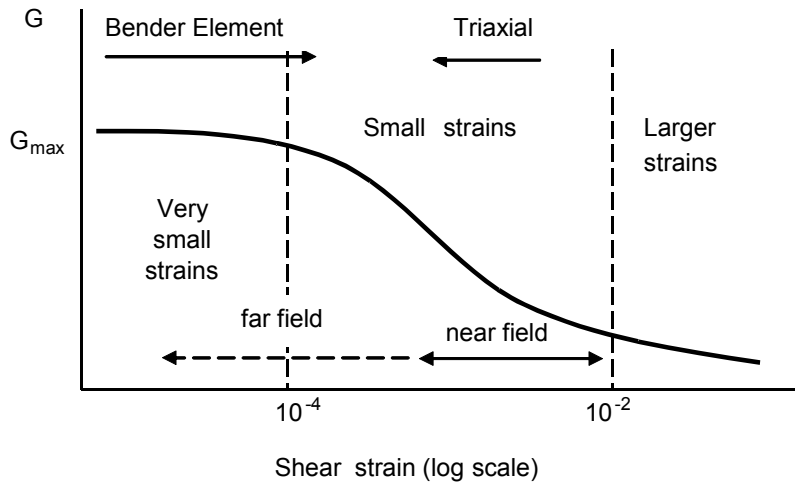


Fig. 3-53 Idealisierter Verlauf des Schermoduls in Abhängigkeit der Scherdehnung (Viggiani & Atkinson, 1995b).

Grundsätzlich ist das Spannungs- und Dehnungsverhalten eines Bodens über den gesamten Bereich nicht linear. Betrachtet man hingegen nur den "small strain"-Bereich kann dieser als linear und elastisch betrachtet werden (Fig. 3-54). Zudem kann der Schermodul in diesem Bereich dynamisch, durch Erfassung der Deformationen und elastischen Scherwellengeschwindigkeiten, bestimmt werden.

Shear Strain [-]	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic	▬					
Elasto-plastic		▬				
Failure					▬	
Effect of load-repetition				▬		
Effect of loading rate				▬		
Model	Linear elastic model		Visco - elastic model		Load history tracing type model	

Fig. 3-54 Modellbildung bei verschiedenen Dehnungsbereichen (Sagaseta et al., 1991).

Versuche mit Triaxialversuchen erlauben einen Dehnungsbereich bis  $10^{-3}$  zu erfassen, Versuche mit Bender Elementen hingegen einen Bereich bis in den "very small strain" Bereich ( $< 10^{-4}$ ). Somit ist es möglich über den gesamten Dehnungsbereich den Schermodul zu bestimmen und dementsprechend präzisere Modellierungen durchzuführen.



### 3.8.1.2 Schermodul (Shear modulus)

Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten einer Kompressions- und Scherwelle wird bestimmt durch:

$$E = \rho \cdot v_p^2 \quad (\text{Kompressionswelle}) \quad [3-33]$$

$$G = \rho \cdot v_s^2 \quad (\text{Scherwelle}) \quad [3-34]$$

mit:

- $\rho$  : Bodendichte, [kg/cm<sup>3</sup>]
- $v_p, v_s$  : Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle bzw. Scherwelle, [m/s]
- $E$  : Young's modulus, [N/m<sup>2</sup>]
- $G$  : „shear modulus“ Schermodul, [N/m<sup>2</sup>],

mit

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad [3-35]$$

- $\nu$  : Poissonzahl:  $0.25 < \nu' < 0.35$  (Die Poissonzahl ist abhängig von der Bodenart und Volumenänderung: konstantes Volumen bzw. undrainiert ergibt für  $\nu = \nu_u = 0.5$ , bzw. drainiert:  $\nu = \nu'$  mit  $0 < \nu' < 0.5$ )

Somit ist das Verhältnis zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Kompressions- und Scherwelle folgendermassen festgelegt:

$$v_s = v_p \cdot \frac{1}{\sqrt{2(1 + \nu)}} \quad , \quad [\text{m/s}] \quad [3-36]$$

## 3.8.2 Bender Element Verfahren

### 3.8.2.1 Funktionsprinzip und Aufbau

Die Methode der Bender Elemente wie sie von Dyvik & Madshus (1985) entwickelt wurde, ist eine relativ einfache Methode zur Bestimmung des Schermoduls  $G_{\max}$  bei sehr kleinen Dehnungen ("small strains"). Dabei wird ein Piezokeramik Element elektrisch angeregt und die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der daraus entstehenden Scherwelle durch die Probe gemessen. Die Verwendung einer Scherwelle und nicht einer Kompressionswelle hängt damit ab, dass die erstgenannte nicht durch das Porenwasser beeinflusst wird, d.h. die Scherwelle sollte sich im Trockenen wie auch im gesättigten Boden gleich ausbreiten.

Der Einbau eines Bender Elementes ist in Fig. 3-55 dargestellt. Ein Element, das aus zwei Piezokeramikplättchen besteht (Fig. 3-56), wird in die Kopf- und Fussplatte eines Triaxial-, Direktscher- oder Oedometergerätes eingebaut. Dabei dringt das Plättchen rund 3 mm in die Probe hinein. Das Element (Quelle) wird durch einen Generator elektrisch angeregt, wodurch es sich verbiegt und eine entsprechende Scherwelle aussen-

det. Das Analoge geschieht beim Empfänger am Fuss bzw. Probenende, wo durch die sich ausbreitende Scherwelle beim Bänder Element ein elektrisches Signal entsteht.

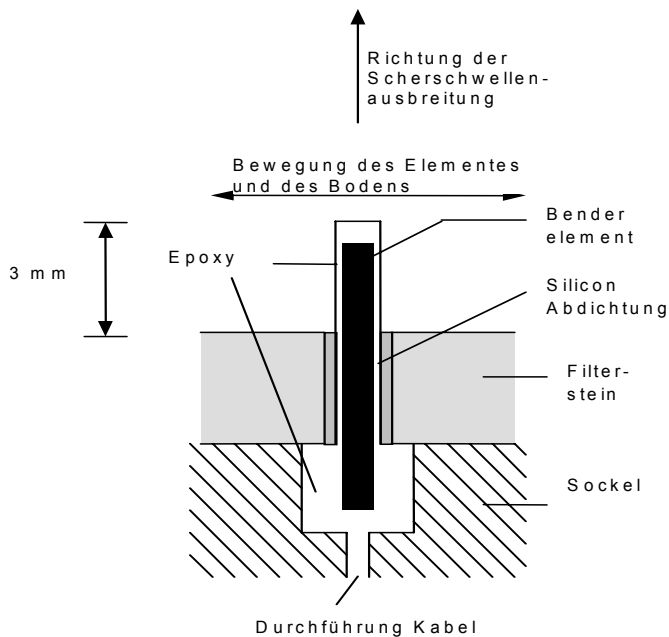


Fig. 3-55 Bänder Element (Typ NGI) in der Kopfplatte des Oedometers IGT.

Das Bänder Element ist ein elektromechanischer Geber, welche aus zwei aufeinanderliegenden piezokeramischen Plättchen besteht. Wird ein elektrischer Strom aufgebracht, so verbiegt sich das obere Plättchen, währenddem sich das unterer verkürzt (Fig. 4-56). Dieser mechanische Impuls wird auf die Bodenprobe übertragen und die Welle breitet sich entsprechend durch die Probe aus.

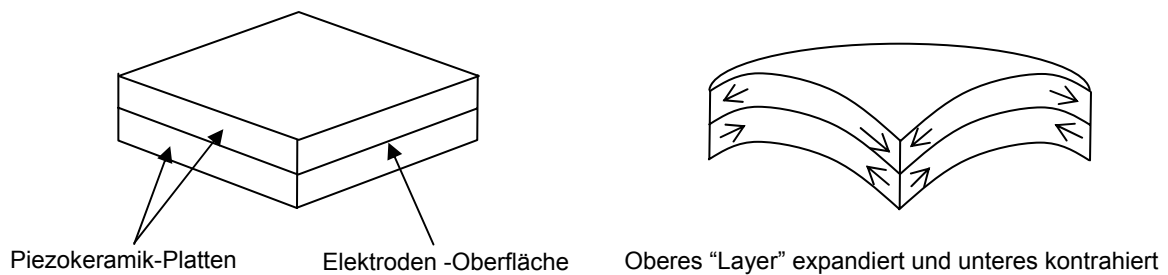


Fig. 3-56 Aufbau und Funktionsweise des Piezoelementes (Cortona, 1999).

### 3.8.2.2 Auswertung

Ein wesentliches Hauptmerkmal ist die Bestimmung der Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit  $v_s$ . In Fig. 3-57 ist am Beispiel einer quadratischen Welle die Auswertungsmöglichkeiten aufgezeigt.

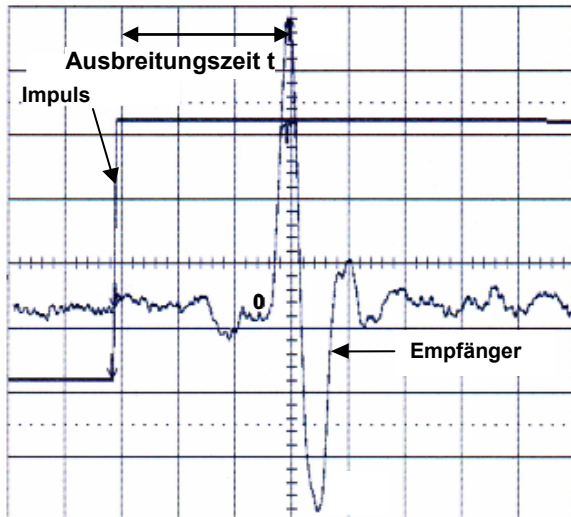


Fig. 3-57 Impuls einer quadratischen Welle (Cortona, 1999).

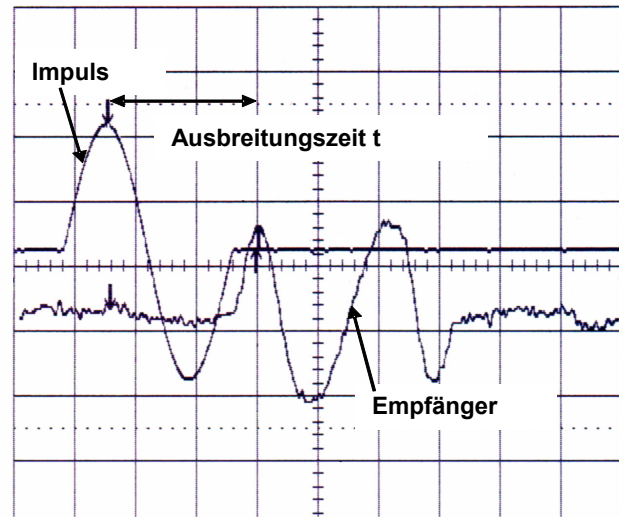


Fig. 3-58 Impuls einer sinusförmige Anregung (Cortona, 1999).

Eine quadratische Welle ist eine Zusammensetzung verschiedener Frequenzen. Währenddem der Startpunkt der Scherwelle bei einer quadratischen Anregung klar definiert ist, gibt es für die Bestimmung des Ankunftszeitpunktes am Probenende verschiedene Interpretationsmöglichkeiten. Die erste Deflektion des Signals (first deflection) ist in Fig. 3-57 mit Punkt 0 bezeichnet. Anschliessend schwächt sich das Signal ab.

Grundsätzlich wird der Ankunftszeitpunkt der Scherwelle mit der „first deflection“ (Punkt 0) gleichgesetzt. Arbeiten von Salinero et al. (1986) hingegen zeigten, dass es sich bei dieser „first deflection“ nicht um den Zeitpunkt des Eintreffens der Scherwelle handelt, sondern um eine sogenannte „near-field“ Komponente, welche sich mit einer Geschwindigkeit einer Kompressionswelle fortpflanzt. Dementsprechend schlugen Viggiani & Atkinson (1995a) vor, den Punkt der ersten Inversion als Ankunftszeit der Welle durch die Probe zu nehmen und die quadratische Welle bzw. die Anregung im Hinblick auf die Interpretation der Ankunftszeit durch eine sinusförmige Welle zu ersetzen (Fig. 3-58).

Deshalb wurde bei den Versuchen mit dem Moränenmaterial sowohl Versuche mit quadratischer wie auch mit sinusförmiger Anregung durchgeführt. Bei den Versuchen Cortona (1999) im effektiven vertikalen Spannungsbereich von 5 - 25 kPa und im Bereich über  $\sigma'_v = 100$  kPa, konnten keine Auswertungen mit sinusförmigen Anregungen durchgeführt werden (Fig. 3-59), da kein eigentlicher Ankunftszeitpunkt definiert werden konnte.

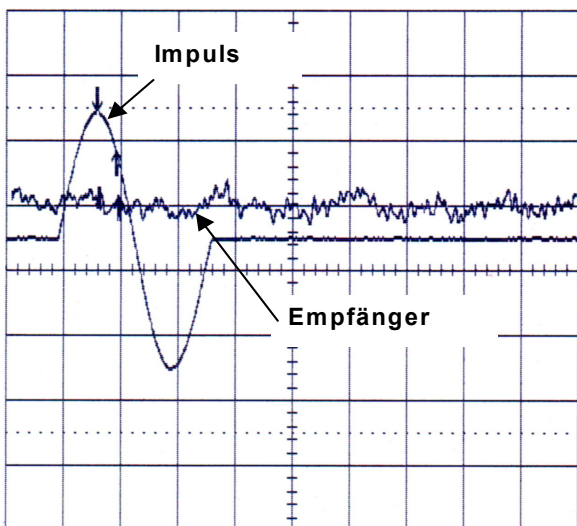


Fig. 3-59 Fehlerquelle bei der Bestimmung der Ankunftszeit beim Versuch F05 (Cortona, 1999).

Es wird vermutet, dass bei derart kleinen Spannungsbereichen und grobkörnigem Material, der Kontakt in unmittelbarem Bereich der Bänder Elemente ungenügend ist.

### 3.8.2.3 Fehlerquellen bei Bänder Element

Bei der Interpretation von Versuchen ist immer zweckmässig, die Grössenordnungen der Fehlerquellen und deren Auswirkungen auf die Messergebnisse zu kennen. Im Folgenden wurden diese Parameter evaluiert und deren Grössenordnung abgeschätzt.

Wie bereits dargestellt ist  $G_{\max.}$  eine Funktion der Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$  mit:

$$G_{\max.} = \rho \cdot v_s^2 = \rho \cdot \left( \frac{L^2}{t^2} \right) \quad [\text{N/m}^2] \quad [3-37]$$

mit:

- $\rho$  : Dichte,  $[\text{kg/cm}^3]$
- $L$  : Probenhöhe,  $[\text{m}]$
- $t$  : Ausbreitungszeit,  $[\text{Sek.}]$

Der relative Fehler des Schermoduls  $\Delta G_{\max.}$  ist gegeben durch Viggiani & Atkinson (1995a):

$$\frac{\Delta G_{\max.}}{G_{\max.}} = \frac{2 \Delta t}{t} + \frac{2 \Delta L}{L} + \frac{\Delta \rho}{\rho} \quad [3-38]$$

mit:

$\Delta t$ ,  $\Delta L$ ,  $\Delta \rho$  als Fehlergrössen von  $t$ ,  $L$  und  $\rho$

Die Dichte der Probe, bei den nachfolgenden Versuchen eine zylindrische Probe mit einem Durchmesser von 158 mm, kann grundsätzlich mit einer sehr hohen Genauigkeit bestimmt werden. Bei einem Maximalkorn von 16 mm wird die Genauigkeit der Probenhöhen vorerst mit 0.01 mm abgeschätzt. Die massgebende Distanz (Länge) wird von Spitze Sender / Empfänger wie von Viggiani & Atkinson (1995a) vorgeschlagen, festgelegt. Die massgebende Fehlerquelle reduziert sich dann vor allem auf die Bestimmung der massgebenden Dauer, welche die Scherwelle zur Durchdringung der Probe benötigt. Im Folgenden werden mögliche potentielle Fehlerquellen aufgelistet. Es sind dies:

*Dichte der Festsubstanz ( $\rho_s = 2.84 \text{ g/cm}^3$ ) :*

Die Anzahl der Proben betrug 10 Stk. (ASTM D 854 - 92). Die Ungenauigkeit der Messung des Volumens und der Wägung des Gewichtes wird mit 0.5 – 1 % abgeschätzt und kann dementsprechend vernachlässigt werden.

#### *Probenhöhe*

Die Auflösung des Messgerätes zur Bestimmung der Probenhöhe beträgt 0.01 mm. Mit einem Maximalkorn von 16 mm wird der Fehler auf  $\Delta L = \pm 0.05 \text{ mm}$  angenommen. Als Länge der Probe wird die effektive Distanz zwischen den beiden Bänder Elementen gewählt. Die Auswirkungen auf den Gesamtfehler bei Probenhöhen von rund 60 – 100 mm kann demnach als vernachlässigbar betrachtet werden.

#### *Ankunftszeit*

Entsprechend den obigen Darlegungen kommt der Bestimmung der exakten Ankunftszeit der Scherwelle die grösste Bedeutung zu bzw. liegt in deren Interpretation die grösste Unsicherheit. Zur Bestimmung der Ankunftszeit der Scherwelle wurde dementsprechend ein hochauflösendes Oszilloskop (Auflösung:  $100 \times 10^6$  Aufzeichnungen pro Sekunde) gewählt. Die Ungenauigkeit bei der Ablesung liegt bei ca.  $\Delta t = \pm 10 \text{ } \mu\text{s}$ , was bei einer Ausbreitungsdauer von ca.  $80 \text{ } \mu\text{s}$  (Lastbereiche ab 400 kPa) einen Fehler von rund 12 % ausmacht. Wesentlicher ist aber die Art bzw. die genaue Bestimmung der Ankunftszeit der Welle (Pkt. 0 bzw. 1 und Anhang Resultate FD 1 / FD 2). So beträgt der relative Unterschied in der Auswertung der Ausbreitungsgeschwindigkeit für die Laststufe 400 kPa 18.5 % ( $\Delta t = 12.1 \text{ } \mu\text{s}$ ,  $t = 65.3 \text{ } \mu\text{s}$ ). Daraus resultiert ein Unterschied im Schermodul von rund 28 %. Wesentlich grösser sind die Schwankungen im niedrigeren Spannungsbereich, wo die Unterschiede im Schermodul bis zu einem Faktor 3 variieren.

Mit dieser kurzen Auflistung und einfachen Analyse können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Massgebend bei der Verwendung von Bänder Elementen ist nicht nur die genaue Bestimmung der Probenlänge, sondern vielmehr die Art der Auswertung bzw. der Durchlaufzeitermittlung.
- Demzufolge werden im Folgenden jeweils verschiedene Auswertungen durchgeführt. Was die Bestimmung der Probenlänge hingegen betrifft, wurden keine weiter-

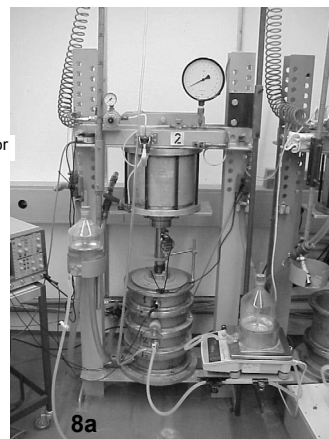
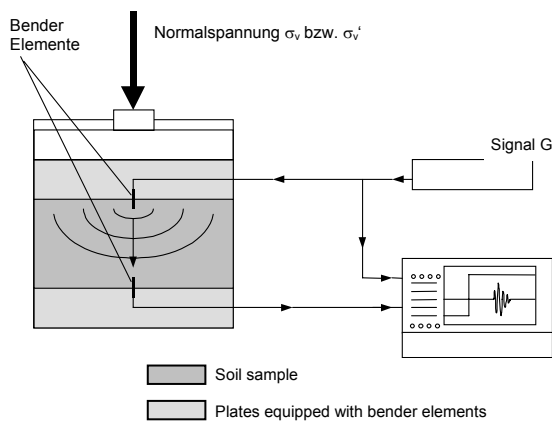
gehenden Messungen gemacht (vgl. interne Verformungsmessungen bei Triaxialversuchen).

### 3.8.3 Versuchsdurchführung

#### 3.8.3.1 Laborversuche

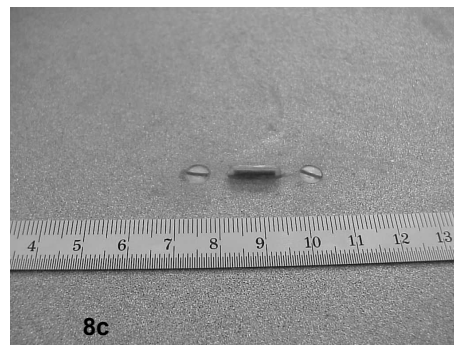
Die Laborausrüstung besteht aus (Fig. 3-60):

- Oedometer ( $\varnothing = 250$  mm,  $h_s = 60$  mm mit  $d_{\max.} = 2$  mm bzw. 100 mm mit  $d_{\max.} = 16$  mm)
- Piezokeramik Bender Elemente (GEONOR AS, Norwegen), 16 x 12 x 3 mm
- Generator (5 MHz XCG/Sweep generator model 183, WAVETEK), Amplitude  $\pm 10$  Volt, quadratische und Sinuswelle
- Digitales Oszilloskop (LeCroy 9314A, LECROY, USA),  $100 \times 10^6$  Aufnahmen pro Sekunde.



a.

b.



d.

Fig. 3-60 a-d, (a) Versuchsaufbau, Schema, (b) Ansicht Ödometer, (c) Kopf- bzw. Fussplatte, (d) Detail Bender Element, (Cortona, 1999).

### 3.8.3.2 Versuchsdurchführung

Die Ermittlung des  $G_{max}$  erfolgte unter verschiedenen Laststufen bzw. effektiven Spannungen  $\sigma'_v$ , dies sowohl unter trockenen ( $w = 0\%$ ) wie unter gesättigten ( $S_r = 1$ ) Bedingungen. Entsprechend dem verwendeten Material bzw. Grösstkorn, wurden zwei Versuchsserien durchgeführt. Im Nachfolgenden sind diese mit FD (fine / dry) und FW (fine / wet) für ein Grösstkorn von  $d_{max.} = 2\text{ mm}$  im trockenen bzw. gesättigten Zustand, entsprechend mit CD („coarse / dry“) und CW („coarse / wet“) für ein Grösstkorn mit  $d_{max.} = 16\text{ mm}$ , bezeichnet. In Tab. 3-20 sind die entsprechenden Parameter dargestellt.

$d_{max.}$ [mm]	$e_{max.}$ [-]	$e_{min.}$ [%]	$\gamma_{d,min.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d,max.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]
16	0.71	0.24	16.4	22.5	2.84
2	1.19	0.38	12.6	20.2	2.84

Tab. 3-20 Porenzahlen und Raumgewichte für  $d_{max.} = 16$  und  $2\text{ mm}$ .

Innerhalb dieser Testreihen wurden auch die Art der Anregung (quadratische und sinusförmige Anregung) variiert und die Auswirkungen der diversen Auswertungsmöglichkeiten analysiert. Die Zusammenstellung aller Versuche ist in der nachstehenden Tabelle (Tab. 3-21) dargestellt.

Ver- such Nr.	Anregung [-]	Auswertung [-]
FD 1	Q	1. Deflektion (Pkt 0)
FD 2	Q	1. Inversion (Pkt 1)
FD 3	Q	1. Inversion (Pkt 1)
FD 4	Q	1. inversion (Pkt 1)
FD 5	Q	Crosscorrelation
CD 1	Q	1. Inversion (Pkt 1)
CD 2	Q	Crosscorrelation
FW 1	Q	1. Inversion (Pkt 1)
CW 1	Q	1. Inversion (Pkt 1)

Tab. 3-21 Zusammenstellung Versuche (CD / CW  $d_{max.} = 16\text{ mm}$ , FD / FW  $d_{max.} = 2\text{ mm}$ ).

- Q : Anregung quadratisch, [-]  
S : Anregung sinusförmig, [-]

Der Probeneinbau erfolgte immer als lockere Lagerung ( $e_{max.}$ ). Anschliessend wurden die in der untenstehenden Tabelle (Tab. 3-22) aufgelisteten Laststufen (1 - D Kompressions- bzw. Oedometerversuch) aufgebracht.

Ver- such Nr.	Laststufe [kPa]
FD 1	2 - 800
FD 2	2 - 800
FD 3	2 - 800
FD 4	2 - 800
FD 5	2 - 100
CD 1	2 - 800
CD 2	2 - 400
FW 1	2 - 800
CW 2	2 - 100

Tab. 3-22 Zusammenstellung der Laststufen der Versuche.

Bei den Versuchen FD 5 und CW 1 und für einen Lastbereich grösser als 100 kPa, sowie für den Versuch CD 2 (800 kPa), konnte das am Probenende ankommende Signal nicht ausgewertet werden.

### 3.8.3.3 Resultate

#### *Trockene Versuchsbedingungen ( $w = 0\%$ )*

Fig. 3-61 und Fig. 3-62 zeigen den Verlauf der Schermodule mit zunehmender Vertikalbelastung  $\sigma'_v$  für alle unter trockenen ( $w = 0\%$ ) Versuchsbedingungen durchgeführten Versuche (minimale Vertikalspannung lag bei  $\sigma'_v = 2$  kPa, um den Einfluss der Kopfplatte zu berücksichtigen).

Grundsätzlich nimmt die Ausbreitungsgeschwindigkeit, wie auch der entsprechende Schermodul, mit zunehmender Vertikalspannung  $\sigma'_v$  zu. Der teilweise bilineare Trend der Kurven, ist vorwiegend auf die Versuchseinschränkungen bei geringem Vertikalspannungen zurückzuführen. Diese Versuchsergebnisse scheinen recht gut mit den Resultaten von Nakagawa et al., (1997) übereinzustimmen (Fig. 3-63), welche eine lineare Abhängigkeit des elastischen Schubmoduls zur Vertikalspannung  $\sigma'_v$  im Bereich von 10 - 800 kPa beobachteten (doppel-log-Verteilung).

Bei der sinusförmigen Anregung (Versuche FD 5 und CD 2) konnte zudem festgestellt werden, dass der Schermodul mit zunehmender Vertikalspannung  $\sigma'_v$  stärker anstieg als bei den quadratischen Anregungen. Dieses Verhalten wurde aber im Folgenden nicht näher untersucht.



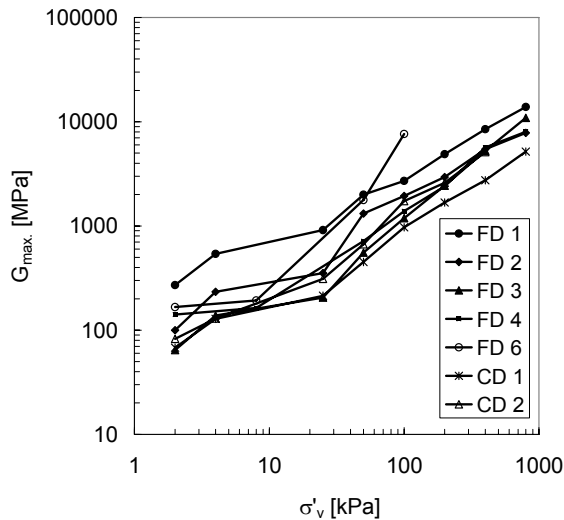


Fig. 3-61 Schermodul  $G_{max}$  in Funktion von  $\sigma'_v$ .

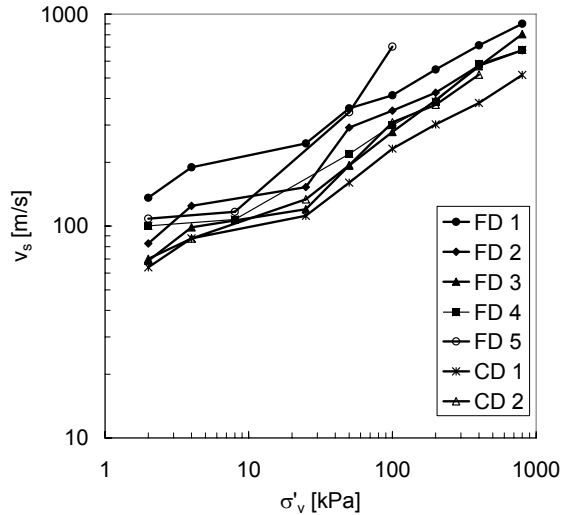


Fig. 3-62 Scherwellengeschwindigkeit in Funktion von  $\sigma'_v$ .

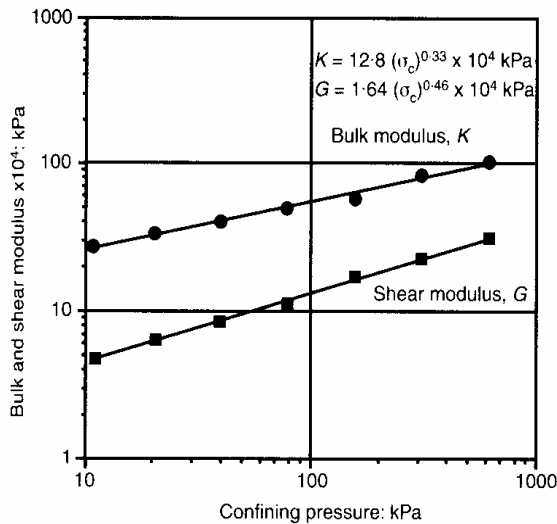


Fig. 3-63  $\sigma'_v - K$  bzw.  $\sigma'_v - G$  (Nakagawa et al., 1997).

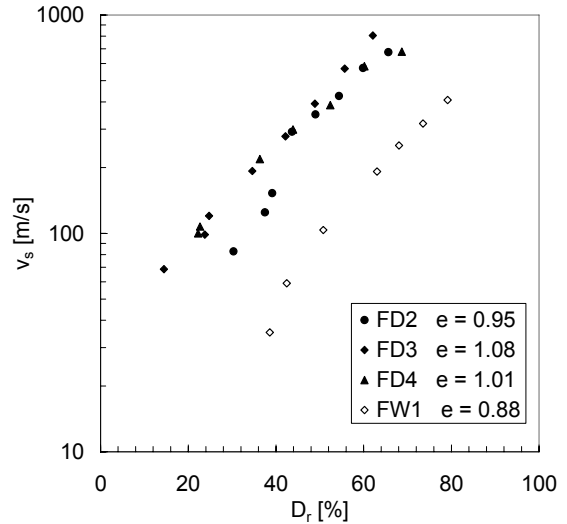


Fig. 3-64 Vergleich trockene / nasse Versuche mit  $d_{max} = 2 \text{ mm}$ ,  $e$  bei  $\sigma'_v = 2 \text{ kPa}$ .

Nasse Versuchsbedingungen ( $S_r = 1$ )

Die Resultate der Versuche ( $d_{max} < 2 \text{ mm}$  und  $16 \text{ mm}$ ) sind in den nachfolgenden Diagrammen dargestellt (Fig. 3-63 und Fig. 3-64). Der Einfluss des Wassers ist deutlich erkennbar. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit verlangsamt sich (Fig. 3-63), was im Vergleich zu den trockenen Versuchsbedingungen zu einem tieferen Schermodul führt (Fig. 3-64 und Fig. 3-65). Dies wird dadurch zurückgeführt, dass die Proben nicht vollständig gesättigt waren ( $S_r < 100 \%$ ) und die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle durch verbleibende Luft in den Poren gedämpft wurde.

Für das grobkörnigere Material konnte eine maximale effektive Spannung von  $100 \text{ kPa}$  aufgebracht werden. Für einen höheren Spannungsbereich war das Output Signal nicht mehr auswertbar.

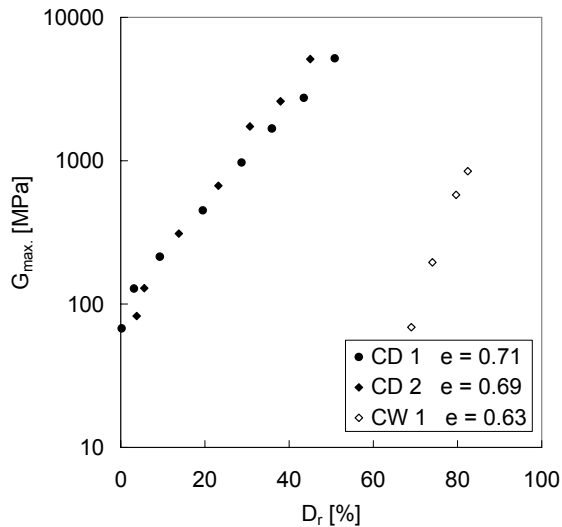


Fig. 3-65 Vergleich trockene / nasse Versuchsbedingungen auf  $G_{max}$ .

### Input Signal

Grundsätzlich wurde zur Anregung des Bender Elementes eine quadratische Anregung mit einer Frequenz von 50 Hz und einer Amplitude von  $\pm 10$  V verwendet. Die Verwendung einer quadratischen Welle erlaubt eine genaue Bestimmung des Startpunktes, andererseits ist die Interpretation des Ankunftszeitpunktes infolge der verschiedenartigen Wellenform nicht immer klar interpretierbar. Demzufolge wurde die Art der Auswertung variiert und deren Sensitivität analysiert. Die Resultate von Versuchen, bei denen sowohl eine quadratisch wie auch sinusförmige Anregung verwendet wurde, sind in Fig. 3-66 dargestellt.

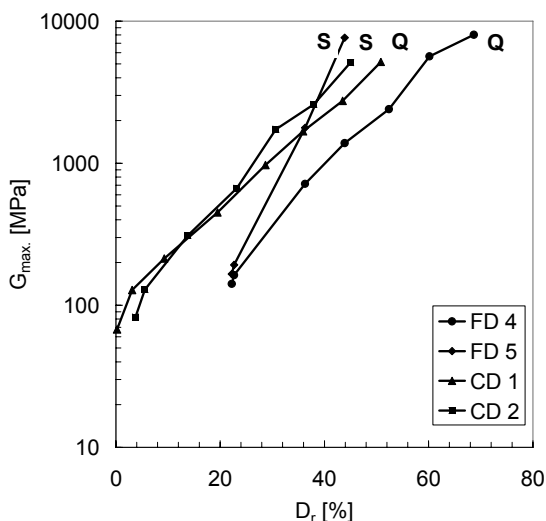


Fig. 3-66 Schermodul bei sinusförmiger (S) und quadratischer (Q) Anregung.

Um die Versuche CD1 und CD2, welche an zwei verschiedenen Proben durchgeführt wurden zu vergleichen, ist jeweils  $G_{max}$  in Funktion der relativen Dichte  $D_r$  dargestellt. Währenddem beim grobkörnigen Material kein wesentlicher Unterschied in der Bestimmung von  $G_{max}$  festgestellt werden konnte, sind die Unterschiede beim feinkörnigen sandigen Material deutlich erkennbar. Für die Versuche FD 4 und FD 5, welche an derselben Probe durchgeführt wurden und deshalb Variationen in der Probenzubereitung ausgeschlossen werden konnten, divergieren die Resultate bereits bei geringfügigen

Vertikalspannungen. Eine Erklärung dieses Phänomens konnte nicht gefunden werden, da bisher sinusförmige Anregungen vorallem an tonigen Böden von Jovicic et al., (1996) und Viggiani & Atkinson (1995 a, b) untersucht wurden. Es sei aber trotzdem erwähnt, dass Viggiani & Atkinson ebenfalls eine Diskrepanz, welche jedoch infolge des feinkörnigen Bodens nicht so ausgeprägt war, wie in Fig. 3-65 und Fig. 3-66, zwischen den beiden Methoden beobachteten.

### 3.8.3.4 Interpretation der Auswertung

Viggiani & Atkinson (1995a, b) verwendeten für ihre Versuche an tonigem Material, entgegen der üblichen Praxis zur Bestimmung der Ankunftszeit der Scherwelle nicht die "first deflection", sondern infolge sogenannter "near field" Einflüsse die erste Inversion der Polarität der ankommenden Welle. Dieses Verfahren wurde ebenfalls von Gajo et al. (1997) übernommen, welche Versuche an sandigem Material durchführten.

Bei den Versuchen FD1 und FD2, welche an derselben Probe durchgeführt wurden, wurde der Einfluss dieser unterschiedlichen Auswertung untersucht. In Fig. 3-67 ist die Bandbreite des Schermoduls  $G_{max}$  in Abhängigkeit der effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$  dargestellt (Versuche mit "first inversion").

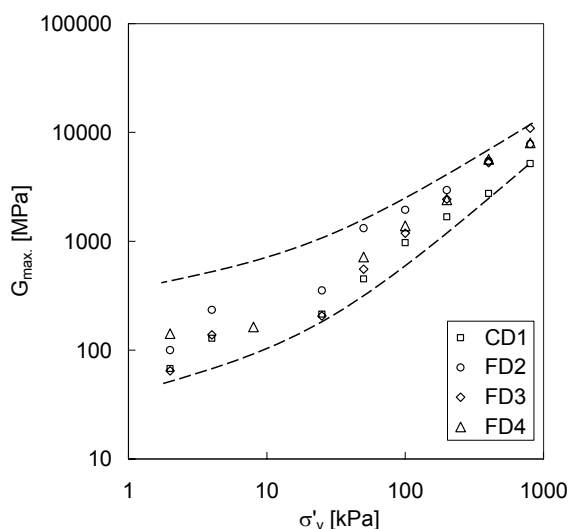


Fig. 3-67 Bandbreite des Schermoduls in Abhängigkeit von  $\sigma'_v$ .

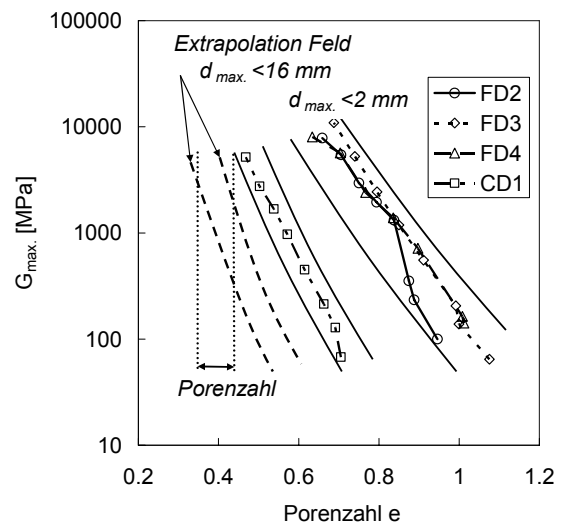


Fig. 3-68 Extrapolation der Laborergebnisse auf Feldbedingungen.

Bei der Auswertung von Feldversuchen bzw. geophysikalischen Messungen ist eine Interpretation in Funktion der Lagerungsdichte bzw. Porenzahl sinnvoller. Dabei wurden die Ergebnisse am feinkörnigen, sandigen Material, sowie die am grobkörnigen Material in eine mögliche Bandbreite zusammengefasst, um eine Vorhersage aus den Laborversuchen an Teilfraktionen für die Feldbedingungen (gestrichelte Linie in Fig. 3-68) zu machen. In Fig. 3-68 ist zudem Abhängigkeit von  $G_{max}$  zur Porenzahl  $e$ , welche wiederum stark von der Kornverteilung und Lagerungsdichte abhängt, dargestellt.

In Fig. 3-69 sind dieselben Resultate als Funktion der relativen Dichte  $D_r$  dargestellt. Deutlich erkennbar sind hier ebenfalls der Einfluss der Korngröße und der Lagerungsdichte. Es ist der mögliche Bereich von  $G_{max}$  aus den Feldversuchen ( $D_r$  im Feld, aus Kap. 4) und als Extrapolation aus den Laborversuchen dargestellt.

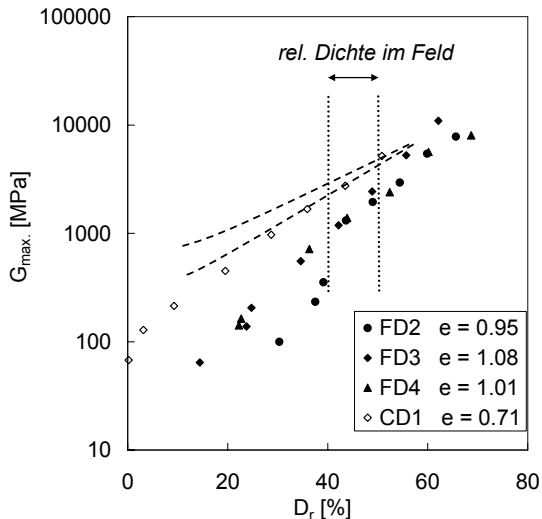


Fig. 3-69  $G_{max}$  und rel. Dichte  $D_r$  (gestrichelte Linie).

### 3.8.3.5 Vergleich der Ausbreitungsgeschwindigkeit im Labor und Feld

Bender Elemente ermöglichen die direkte Bestimmung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit einer Scherwelle innerhalb einer Probe. Dies erlaubt in einem gewissen Mass einen Vergleich mit den im Feld bei geophysikalischen Untersuchungen gemessenen Werten. Dabei werden vor allem die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $v_p$  von Kompressionswellen (P-Wellen) gemessen. Im elastischen Bereich kann die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $v_p$  der P-Welle aus der S-Welle bzw.  $v_s$  gemäss Gleichung [3-36] bestimmt werden. Dementsprechend ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit von P-Wellen bedeutend höher. Von grossem Interesse ist die Relation zwischen der Scherwellenausbreitung und dem Trockenraumgewicht, welche im Labor gemessen werden und den Werten aus den Feldversuchen, welche auf Scherwellen umgerechnet werden müssen. Aus den in situ aus Refraktionsseismik gemessenen P-Wellen resultieren S-Wellen Geschwindigkeiten im Bereich von 200 bis 400 m/s (waagrecht punktierte Linie in Fig. 3-70). Die Bestimmung des Trockenraumgewichtes im Feld ergibt einen Streubereich von  $18.9 - 21.0 \text{ kN/m}^3$  (vertikale punktierte Linie) bei einem Mittelwert von  $20.3 \text{ kN/m}^3$ . Extrapoliert man den Einfluss aus der Korngrössenverteilung aus den Laborversuchen an Material  $d_{max.} = 2 \text{ mm}$  und  $d_{max.} = 16 \text{ mm}$ , kann ein Streubereich aus Feldresultaten und Trockenraumgewicht definiert werden (gestrichelter Bereich). Damit ist eine direkte Beziehung zwischen einer geophysikalischen Grösse und einem bodenmechanischen Parameter definiert.

Fig. 3-71 zeigt ( $v_s/D_r$  – Diagramm), dass Proben mit ähnlichen Verdichtungseigenschaften gleiche Ausbreitungsgeschwindigkeiten aufweisen. Extrapoliert man diese Erkenntnis aus den Resultaten mit 2 und 16 mm auf die Bedingungen im Feld, so kann dort von einer mittleren Lagerungsdichte gesprochen werden.

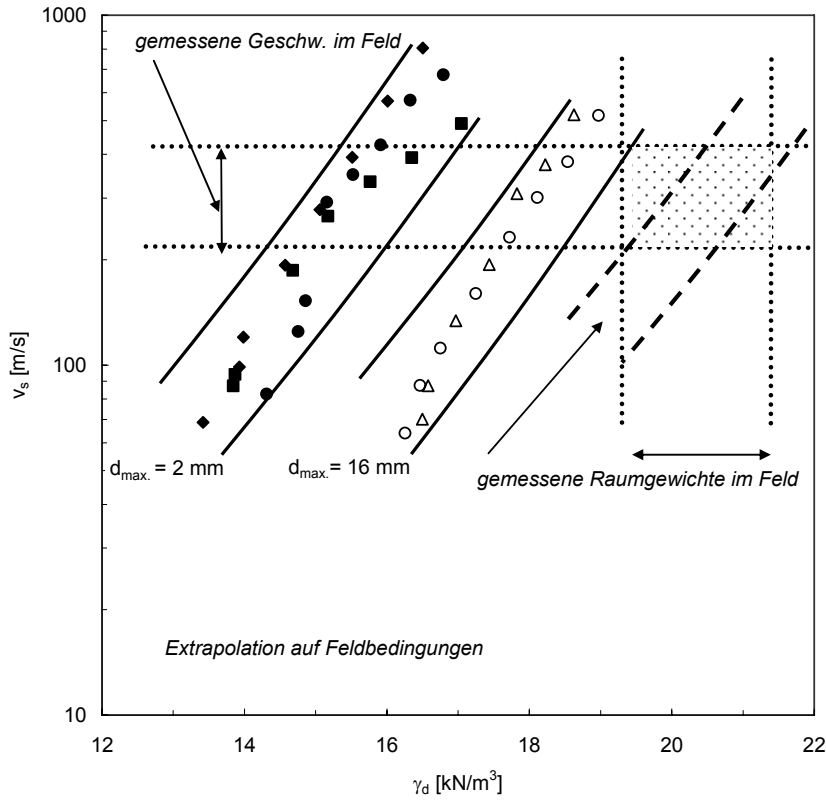


Fig. 3-70 Vorhersage des Trockenraumgewichtes aus Feldmessungen durch Extrapolation aus Laborversuche.

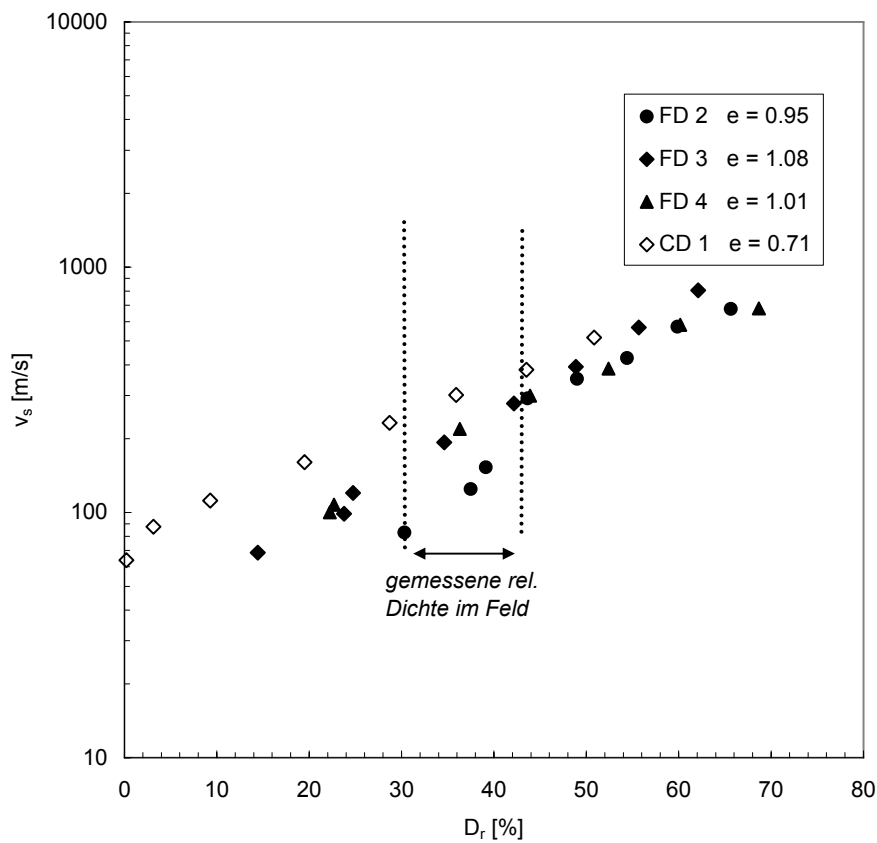


Fig. 3-71 Vergleich relative Dichte  $D_r$  mit Ausbreitungsgeschwindigkeit  $v_s$ .

### 3.8.4 Zusammenfassung

Dem aus den Versuchen ermittelten  $G_{\max}$  bei kleinen Dehnungen ergeben im Vergleich zu den Resultaten aus anderen Forschungsprojekten Viggiani & Atkinson (1995 a, b) durchwegs höhere Werte.

Im Rahmen dieser Untersuchungen ging es in erster Linie darum die Grössenordnung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten von Moränenmaterial unter diversen Versuchsbedingungen abzuschätzen und mit den gemessenen Werten im Feld zu vergleichen. Bei weitergehenden Untersuchungen und zur genaueren Bestimmung des  $G_{\max}$  wären Vergleiche mit anderen Methoden (Resonant Column) nötig.

Nakagawa et. al., (1996) fanden heraus, dass die Grössenordnung der Scherwellengeschwindigkeiten bei Versuchsanordnungen wie bei den Bender Element-en (Impuls Transmission) rund 30 % höher liegt, als diejenigen welche beispielsweise mit Resonant Column ermittelt wurden. Diese Tatsache wird dadurch begründet, dass eine hochfrequente Welle entlang den Kontaktstellen der einzelnen Körner wandert, wogegen bei einem Resonant Column Versuch die Resonanzfrequenz der gesamten Probe gemessen wird, welche durch die Steifigkeit der Randbereiche massgebend beeinflusst wird. Bei einer Störung derselben reduziert sich die Resonanzfrequenz erheblich.

Grundsätzlich lässt sich anhand dieser ersten Versuche folgern, dass die im Feld gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten höher sind als beispielweise diejenigen mittels Resonant Column Versuchen gemessen. Dieser Nachteil wird durch den Gebrauch von Bender Elementen, vorab durch die kleinere Störung der Probe, wesentlich reduziert. Die relativ gute Übereinstimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeiten im Feld und im Labor unterstützt diese Tatsache. Dementsprechend dürften die gemessenen hohen Schermodul in etwa denjenigen im Feld entsprechen bzw. näher den effektiven Werten sein, als diejenigen mit üblichen Methoden gemessenen.

Die Ergebnisse der Feldversuche (Scherwellenausbreitung und Bestimmung der Raumgewichte) lassen sich durchwegs mit den Extrapolationen aus den Laborversuchen korrelieren. Damit kann eine der wesentlichen Unbekannten, der Massstabseffekt zwischen den Laborversuchen und den eigentlichen Bedingungen im Feld, für den Schubmodul näher eingegrenzt werden, was sich dann zuletzt in der Annahme von präziseren Modellparameter widerspiegelt. Auch ist es möglich aus den geophysikalischen Messungen Raumgewichte und relative Dichten zu bestimmen.

## 4. Feldversuche

### 4.1 Einleitung

#### 4.1.1 Zielsetzung

Ziel der Feldversuche war es, einerseits die im Labor ermittelten Resultate auf die Bedingungen im Feld zu übertragen und andererseits zusätzliche Parameter für die weiteren Versuche zu bestimmen. Dabei wurde versucht, das Verhalten des Bodens bei Niederschlägen bzw. Berieselung näher zu erfassen (Delmonaco, 1995; Öberg, 1995; Spierenburg et al., 1995; Sun et al., 1995; Cojean, 1996; Lim et al., 1996).

#### 4.1.2 Allgemeines

Zimmermann et al. (1997) haben die Dispositionen für ein Murgangsystem eingehend dargestellt. Neben dem eigentlich auslösenden Ereignis spielen Faktoren wie Grunddisposition (Generelle Anfälligkeit wie Relief, Verfügbarkeit von Schutt, Geologie und Materialeigenschaften), variable Disposition (Jahreszeit, Materialverfügbarkeit, Materialeigenschaften) sowie funktionale Aspekte eine massgebende Rolle. Bei den untersuchten Gebieten bzw. Moränenbastionen (i.s. Gruben) sind diese vorausgesetzt bzw. erfüllt. Eine Analyse der Unwetter und Murgänge der Schweiz zeigt, dass im Wesentlichen Faktoren, wie kurze, gewittrige Niederschläge, lange Regenperioden, intensive Schnee- und Eisschmelze, sowie Wassertaschen- und Seeausbrüche massgebende Ursachen für die Auslösung von Murgängen sind (Zimmermann et al., 1997).

Ein Vergleich zwischen kurzen, konvektiven Niederschlägen (Gewitter) hoher Intensität und langandauernden Regenperioden schwacher und mittlerer Intensität, teilweise mit vorangegangener Schmelzperiode und anschliessender Niederschlagsspitze zeigt, dass beim ersten Fall tendenziell flachgründige, oberflächennahe, beim letzteren eher tiefgründige Instabilitäten auftreten (Zimmermann et al., 1997).

Eine Analyse der Verteilung nach der Höhe zeigt, dass Auslösefaktoren mit langandauernden, advektiven Niederschlägen in höheren Lagen dominieren (> 2000 m.ü.M.). Dabei wird in höheren Lagen nicht nur Wasser, sondern auch Wärme zugeführt, so dass im Gegensatz zu Gewittern die Temperatur kaum sinkt. Niederschlagsunabhängige Ereignisse (Seeausbrüche, Wassertaschen) dagegen sind in ihrer Zahl von untergeordneter Bedeutung.

## 4.2 Niederschlagsgrenzwerte

Neben den geotechnischen Kennwerten stellt sich die Frage nach dem eigentlichen Niederschlagsgrenzwert, bei welchem der Prozess einer Instabilität auftreten kann. Grundlage für solche Betrachtungen bilden die Arbeiten von Caine (1980). Der untere Grenzwert wurde folgendermassen festgelegt:

$$I = 14.82 * D^{-0.39}, \text{ [mm/h]} \quad [4-1]$$

I : Niederschlagsintensität, [mm/h]  
D : Dauer Regenereignis, [h]

Als Grenzwerte für die Schweiz wurden von Zimmermann et al. (1997) für 113 analysierte Fälle Dauer-Intensitätsfunktion bestimmt. Als Resultat für inneralpine Zonen erhielt er:

$$I = 21 * D^{-0.72}, \text{ [mm/h]} \quad [4-2]$$

Dabei gilt als Grenzwert ein Niederschlag von etwa 43 mm während einer Stunde oder eine Summe von 61 mm während 24 h. Eine weitere Aufteilung in inneralpine und randalpine Regionen ergibt mittlere Intensitäten von 21 mm/h und 32 mm/h für einen 1 - stündigen Niederschlag mit einem entsprechenden 24-stündigen Niederschlag von 51 bzw. 83 mm (Zimmermann et al., 1997). Diese sind bedeutend höher als die von Caine aufgestellten Grenzwerten für die Auslösung von geringmächtigen Rutschungen (min. 15 mm/h). Ein anderer Ansatz ist das Verhältnis zum Jahresniederschlag (Sandersen et al., 1996) welche aus der Analyse von 30 Murgängen angegeben wird.

$$P = 1.2 D^{0.6}, \text{ [mm]} \quad [4-3]$$

P : krit. Wassermenge prozentual aus kum. Jahresniederschlag, [mm]  
D : Dauer, [h]

Umgesetzt auf die Region Gruben / Saas-Balen ergibt das Grössenordnungen von rund 50 mm/h und 310 mm/24h (Fig. 4-1). Ausgegangen wurde dabei von einem jährlichen mittleren Niederschlag von 3800 mm (Kirchhofer & Sevrak, 1992).

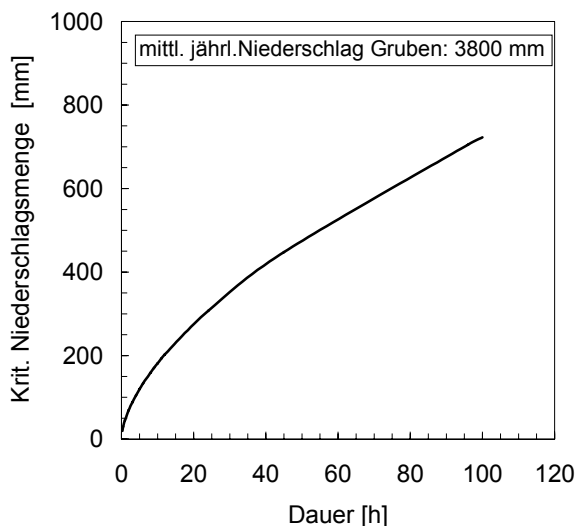


Fig. 4-1 Niederschlagsgrenzwerte (Sandersen et al., 1996).

Die extremen Punktregen in dieser Region haben folgende Grössenordnungen (Jensen et al., 1992; Lang et al., 1996; Grebner & Roesch, 1998):

- Wiederkehrperiode 2.33 J.: 28 mm/h, 80 mm/24h
- Wiederkehrperiode 100 J. : 75 mm/h, 200 mm/24h, 290 mm/48h.



Weitere Ansätze wurden u.a. durch Capecchi & Focardi (1988) gemacht, welche basierend auf Messreihen von 20 Jahren einen kritischen Niederschlagskoeffizienten, den Critical Precipitation Coefficient (PC), für die Auslösung von Instabilitäten bestimmten.

Kobashi & Suzuki (1987) bestimmten ebenfalls eine kritische Niederschlagsmenge („danger index“) mittels eines Tankmodells.

Für Instabilitäten in alpinen Regionen in Österreich gibt Moser & Hohensinn (1982) Grenzwerte von 120 – 240 mm / 24h, bzw. 50 – 100 mm/h an.

Versuche mit künstlichen Beregnungen an periglazialen Talverfüllungen mit nahezu vegetationsfreien Hanganbruchflächen, ergaben bei Hangneigungen mit von 56 - 80 % einen Oberflächenabfluss von 71 - 76 %, womit nur rund ein Viertel in den Boden infiltriert (Karl et al., 1985).

Vergleicht man nun Gruben, welches zum Gebiet mit den alpenkammnahen Niederschlagsaktivitäten gehört, mit den obigen Angaben und denjenigen der Unwetter von 1993, und nimmt man als Vergleichswerte diejenigen der Station Simplon (Fig. 4-2), so erreichen die eintägigen Niederschlagswerte vom 24.09.1993 182.2 mm. Die Schadensereignisse zeichneten sich vor allem in der mehrtägigen (2 Tage 292.4 mm) Niederschlagssumme aus (Grebner, 1994; 1998; Niggli & Conseugra, 1997).

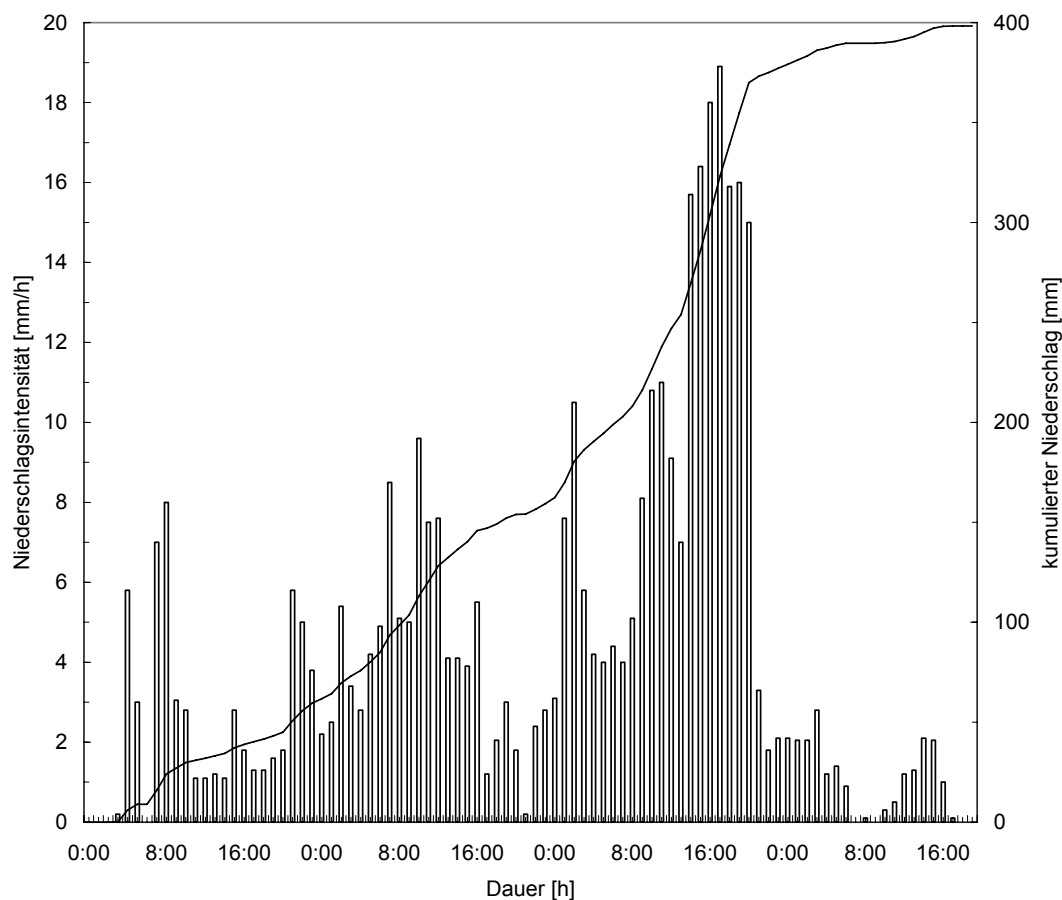


Fig. 4-2 Stündliche Niederschlagsverteilung Simplon Unwetter (22. - 25.9, 1993).

Als wesentliche Schlussfolgerung muss festgehalten werden, dass einerseits die Niederschlagsgrenzwerte wohl ein Kriterium darstellen können, andererseits die Vielzahl dieser empirischen Beziehungen zeigen, dass diese sehr stark von den jeweiligen bodenmechanischen Eigenschaften des Bodens abhängen.

### 4.3 Versuchseinrichtung

#### 4.3.1 Grundlagen

Berechnungsversuche gelten als Standardversuche in der Hydrologie, sowie bei der Erfassung von Fragestellungen in der Bodenerosion. In Scherrer (1997) ist eine Literaturauswahl gegeben (Tab. 4-1). Es konnten keine Versuche gefunden werden, welche an einem ähnlichen Standort, wie beispielsweise Gruben, durchgeführt wurden. Für Moränen am nächsten kommen im Wesentlichen die Arbeiten in schuttbedeckten Hängen (Schwarz, 1985; Yair & Lavee, 1974). Jedoch sind die Bodenparameter bei Moränen wesentlich verschieden.

<i>Autor</i>	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>Standort</i>	<i>Autor</i>	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>Standort / Fläche</i>
Karl et al., (1985)	•	•	Wald, Äcker, Skispisten, Grünland [100 m <sup>2</sup> ]	Ahuja et al., (1976)	•		vegetationslose Fläche [40 oder 85 m <sup>2</sup> ]
Schwarz, (1985)	•	•	Wald u. Heide [100 m <sup>2</sup> ]	Yair & Lavee, (1974)	•		schuttbedeckte Hänge [100 m <sup>2</sup> ]
Lehnhardt, (1985)*	•	•	Wald [100 m <sup>2</sup> ]	Whipkey, (1965)*	•		Wald [41 m <sup>2</sup> ]
Mollenhauer et al., (1985)	•	•	Äcker, Weiden [100 m <sup>2</sup> ]	Kölla, (1986)	•		Wiesen, Weiden [60 m <sup>2</sup> ]
Bork, (1980)	•	•	Wald, Weide [1 m <sup>2</sup> ]	Dunne & Black, (1970)*	•		Weide [500 - 600 m <sup>2</sup> ]
Bork & Bork, (1981)	•	•	Weiden [1 m <sup>2</sup> ]	Lynch et al., (1977)	•		Wiese, Weide [8 ha]
Sokollek & Süssmann, (1981)	•	•	Wald, Weiden [100 m <sup>2</sup> ]	Worreschk, (1985)	•		Wiese
Bunza, (1984)	•	•	Wiesen, Weiden [100 m <sup>2</sup> ]	Hornberger et al., (1991)*	•		Wald [27 m <sup>2</sup> ]
Bunza, (1978)	•	•	Weide, Wiesen [100 m <sup>2</sup> ]	Patric et al., (1968)	•		Kahlschlag
Bunza & Schauer, (1989)	•	•	Wald [100 m <sup>2</sup> ]	Tsuboyama et al., (1994)*	•		Wald
Emmet, (1978)	•	•	Wiese [29 m <sup>2</sup> ]	Swartzendruber & Hillel, (1975)	•		Wiese [1 m <sup>2</sup> ]

<i>Autor</i>	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>Standort</i>	<i>Autor</i>	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>Standort / Fläche</i>
Dunne & Dietrich, (1980)	•	•	Wiese [5 m <sup>2</sup> ]	Pilgrim et al., (1978) *	•		Wiese [900 m <sup>2</sup> ]
Schaub, (1989)	•	•	Äcker [10 m <sup>2</sup> ]	Petrascheck, (1973)	•		Wiese
Flügel & Schwarz, (1983) *	•	•	Wald [100 m <sup>2</sup> ]	Mikovari et al., (1995)	•		Kahlschlag [66 u. 70 m <sup>2</sup> ]

\* Abflüsse im Boden gemessen, H: Fragestellung hydrologisch, B: Bodenerosion, [100 m<sup>2</sup>]

Tab. 4-1 Zusammenstellung Beregnungsversuche (Scherrer, 1997).

Ausführliche Grundlagen zur Durchführung von Versuchen von künstlichen Starkniederschlägen findet man in der Schriftenreihe des DVWK (1985).

Scherrer (1997) verwendete selber zur Bestimmung der Abflussprozesse eine Anlage von 60 m<sup>2</sup> (4 m x 15 m) und einer effektiven Beregnungsfläche von 75 m<sup>2</sup>, bei Intensitäten von 100 mm/h und Hangneigungen von 15 - 55 %.

Ng et al., (2003) und Rahardjo et al., (2005) führten künstliche Beregnungsversuche an grasbewachsenen Residualböden durch. Rahardjo et al., (2005) benutzten ein rund 330 m<sup>2</sup> grosses Feld. Die Intensität reichte von 25 – 80 mm/h, mit einer kumulierter Niederschlagsmenge bis 150 mm.

Die Grösse und die Lage des geplanten Versuchsfeldes sind sehr stark abhängig von den örtlichen Gegebenheiten. Grundsätzlich wurde versucht, ein Versuchsfeld von rund 100 m<sup>2</sup> bereitzustellen.

## 4.3.2 Instrumentierung

### 4.3.2.1 Sensoren

Die verwendeten Geräte sind nachstehend aufgezählt (Tab. 4-2). Dabei wurde geachtet, dass alle Messungen soweit wie möglich doppelt erfasst wurden.

<i>Gerät</i>	<i>Typ</i>	<i>Messung</i>	<i>Hersteller</i>
Bodenfeuchtemesssystem (inkl. Multiplexer)	Moisture Point, MP 917, 5 Segmente (Messbereich Segmente: 15/15/30/30/30 cm), Länge 1.2 m	Volumetrischer Wassergehalt ± 1.5 % (Auflösung)	E.S.I. Environmental Sensors Inc., Ca

Gerät	Typ	Messung	Hersteller
TDR	Tektronix 1502	Volumetrischer Wassergehalt ±0.5 %	Campbell, USA
Piezometer	Drucksensor, 0 – 0.1 bar	Hangwasser ±0.1 %	IGT, Keller Winterth.
Niederschlag	Regenmesser mit Wippe (0.2 mm /10 ml Wippenkip- pung)	Niederschlagshöhe ±1.0 %	Markasub, Basel
Temperatur/ Feuch- tesensor	Temp.: -20 – 50 °C Luftfeuchte : 0..100 %	Temperatur, Feuch- te ±1.5 %	Rotronic, Olten
Extensometer	Potentiowegaufnehmer [0 - 50 mm] Potentiowegaufnehmer [0 - 100 mm] Reflektoren	Distanz ±0.1 % Distanz ±0.1 %	Genge & Thoma AG, Lenznau
Datenerfassung	Campbell MP917x inkl. CR10x		Campbell

Tab. 4-2 Messsonden und Datenerfassungssystem Versuche Gruben.

Die Instrumentierung der einzelnen Versuche (Tab. 4-3) sah folgendermassen aus:

Feld	1	1	1	2
Gerätebezeichnung	1998 Versuch 1	1999 Versuch 2	2000 Versuch 3	2000 Versuch 4
TDR	8	8	4	7
Moisturepoint	20	20	--	2
Tensiometer	10	10	8	3
Extensometer	5	5	--	--
Regenmesser	2	2	1	1
Lufttemperatur / Luftfeuchtigkeit	2	2	1	1
Abflussmessung	1	--	1	1

Tab. 4-3 Instrumentierung Feldversuche Gruben.

#### 4.3.2.2 Time Domain Reflectometry (TDR)

Die Time Domain Reflectometry (TDR) basiert auf dem Dielektrikum des Bodens, bzw. mit diesem Vergleich und der Ausbreitungsgeschwindigkeit eines hochfrequenten elektrischen Signals. Die Dielektrikkonstante  $\epsilon_s$  des Bodens variiert zwischen 2.5 – 7.0 (Topp et. al., 1980). Für Luft beträgt  $\epsilon_s = 1$ , für Wasser ist  $\epsilon_w$  ca. 81. Dementsprechend ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit in einem feuchten Bereich kleiner als in einem Trockenen.

Um den Wassergehalt zu bestimmen wird, dann die Reflektionszeit eines Impulses über eine definierte Distanz bestimmt. Die Fortpflanzungsdistanz einer elektromagnetischen Welle in einem Medium beträgt:

$$c = \frac{1}{(\epsilon\mu)^{1/2}} \cdot c_o, \quad [\text{m/s}] \quad [4-4]$$

$\epsilon$  : Dielektrizitätskonstante, [-]  
 $\mu$  : magnetische Feldkonstante, [-]  
 $c_o$  : Lichtgeschwindigkeit, [m/s]

Dies ergibt dann bei der Bestimmung der Ausbreitungszeit  $t$  über eine Länge  $L$ :

$$\epsilon = \left(\frac{c_o}{c}\right)^2 = \frac{t^2}{\mu} \left(\frac{c_o}{2L}\right)^2 \quad [-] \quad \text{bzw.} \quad [4-5]$$

$$\epsilon = \frac{1}{v_p^2} \quad \text{mit } v_p \text{ als Ausbreitungsgeschwindigkeit} \quad [4-6]$$

Die verwendeten TDR Sensoren, welche für die Feldversuche verwendet wurden, sind in Fig. 4-3 dargestellt. Der Moisturepoint ist in verschiedene Segmente (15 – 30 cm) aufgeteilt. Diese sind von zwei rostfreien Leitern umgeben, welche eine Koaxialleitung nachbilden. Der Kern besteht aus Epoxidharz. Die Gesamtlänge betrug 120 cm.

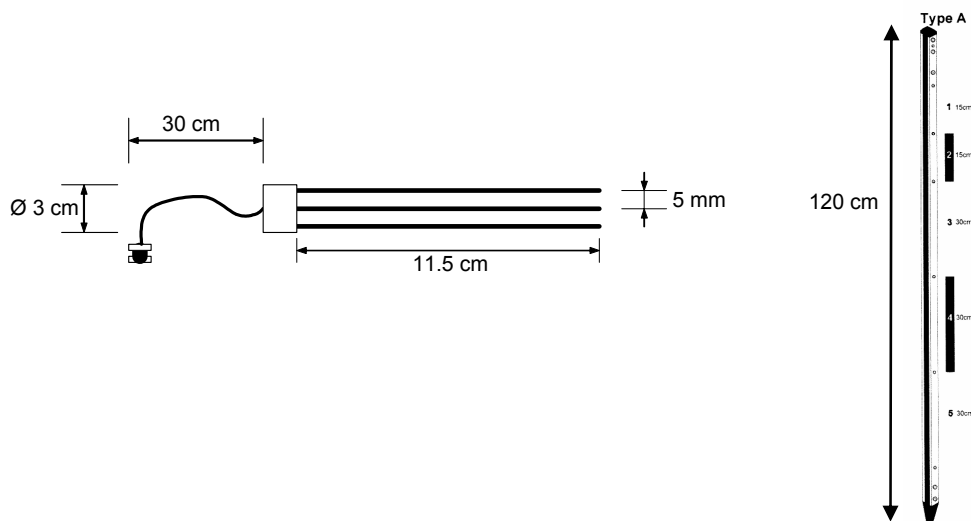


Fig. 4-3 Schematische Darstellung der TDR Sonde Typ IGT (links) und Moisturepoint Sonde mit 5 Segmenten (rechts).

Die Sonden wurden auf 2 verschiedenen Wegen kalibriert, einerseits in einem umgebauten Ödometer, welcher ursprünglich zur Bestimmung der SWCC-Kurve diente, und andererseits in der Apparatur zur Messung der relativen Dichten. Dabei wurde eine gute Übereinstimmung mit dem Verfahren von Topp et. al., (1980) festgestellt. Mit diesem lässt sich der Wassergehalt durch:

Topp et al., (1980)

$$\theta = 4.3 \cdot 10^{-6} \varepsilon^3 - 5.5 \cdot 10^{-4} \varepsilon^2 + 2.92 \cdot 10^{-2} \varepsilon - 5.3 \cdot 10^{-2} \quad [4-7]$$

bestimmen.

### 4.3.3 Dichtemessungen

#### 4.3.3.1 Sandersatzmethode

Die Bestimmung des Raumgewichtes im Felde erfolgte mittels Sandersatz (SN 670 335a) (Tab. 4-4 und Tab. 4-5). Als Verfüllmaterial wurde Quarzsand verwendet ( $\rho_d = 1.47 \text{ g/cm}^3$ ). Das ausgehobene Bodenvolumen betragen 5'185 - 7'110  $\text{cm}^3$ . Es wurden 2 Wassergehalte aus der jeweiligen Probe (10'300 - 15'570 g) bestimmt.

Tiefe [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
0.0 – 0.2	21.8	5.59	20.7
0.2 – 0.4	21.9	4.75	20.9
0.4 – 0.6	22.0	4.36	21.0
0.6 – 0.8	20.9	4.50	20.0
0.8 – 1.0	19.9	5.43	18.9

Tab. 4-4 Resultate der Sandersatzversuche.

Die Analyse der obigen Messdaten ergibt:

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Minimum [kN/m <sup>3</sup> ]	19.9	4.36	18.9
Maximum [kN/m <sup>3</sup> ]	22.0	5.59	21.0
Durchschnitt [kN/m <sup>3</sup> ]	21.3	4.93	20.3
Std. Dev.	9.10	0.55	8.2
95 % Conf. Int. [kN/m <sup>3</sup> ]	[20.2 ; 22.4]	[4.24 ; 5.61]	[19.2 ; 21.4]

Tab. 4-5 Analyse Resultate der Sandersatzversuche.

Das durchschnittliche Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  beträgt somit 20.3  $\text{kN/m}^3$ . In der Folge werden diese Resultate (Stichproben) analysiert („normal probability plot“) und grafisch dargestellt (Fig. 4-4 und Fig. 4-5). Die Darstellung wird dabei so gewählt, dass die kumulative Verteilung für eine Normalverteilung („cumulative distribution function for nor-

mal distribution“) als Gerade erscheint. Je näher die ermittelten Werte bei der Gerade liegen, umso besser ist die Hypothese einer Normalverteilung.

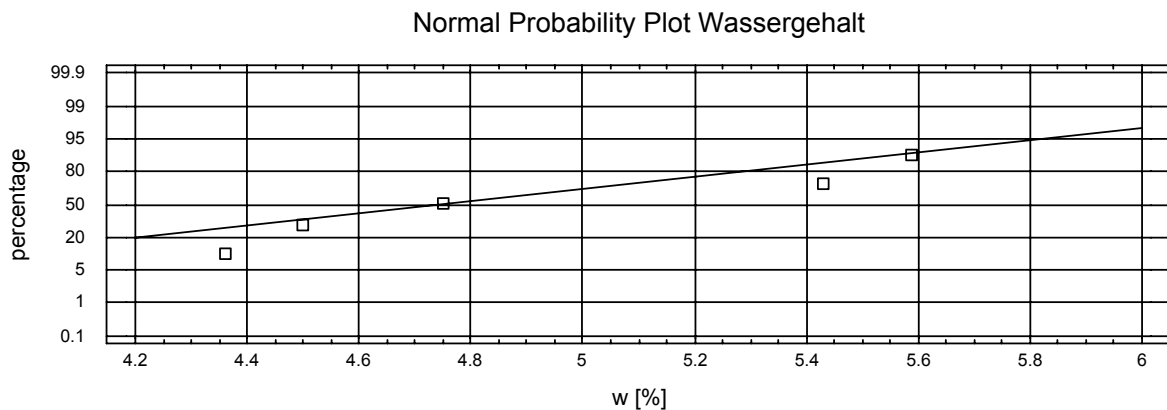


Fig. 4-4 Verteilung der gemessenen Wassergehalte.

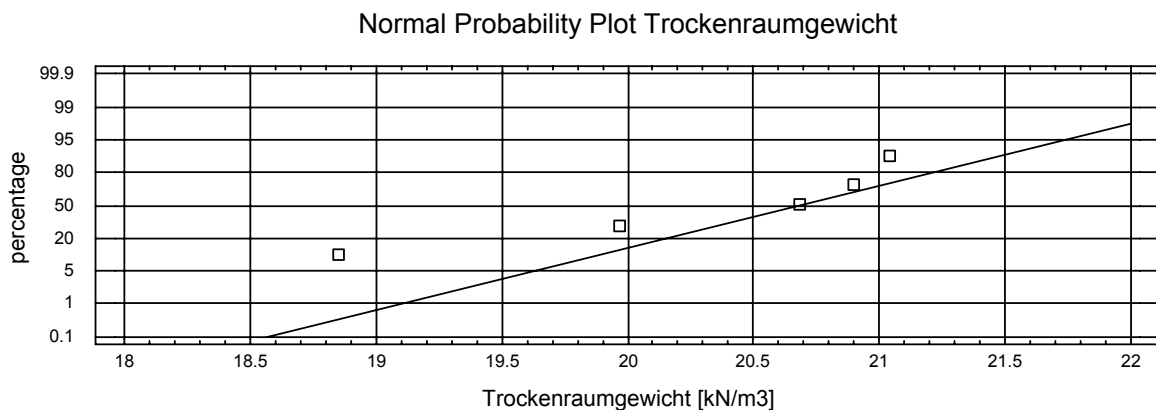


Fig. 4-5 Verteilung des gemessenen Trockenraumgewichtes.

#### 4.3.3.2 Isotopengerät

Als Ergänzung zur Sandersatzmethode wurden zusätzliche Messungen mittels einer Isotopensonde durchgeführt (SN 670 335a). Es wurde folgende Sonden verwendet:

- Troxler 3411 B / 7218
- Dichtemessung: Gammaquelle, Cäsium - 137
- Feuchtigkeitsmessung: Americium - 241, Beryllium.

Die Genauigkeit der Messung (inkl. Fehler aus Bodenzusammensetzung / Oberflächenfehler:  $0.036 \text{ g/cm}^3$  bei  $1.922 \text{ g/cm}^3$  für die Dichtemessung (1.9 %), bzw.  $0.021 \text{ g/cm}^3$  bei  $0.24 \text{ g/cm}^3$  für die Feuchtigkeitsbestimmung (8.7 %), Drift der Sonde ( $< 1 \%$ ). Die Messungen erfolgten jeweils mit der Strahlenquelle in 30 cm Tiefe (direkte Messung Sonde / Empfänger). Im Wesentlichen wurden 7 Messungen im Oberflächenbereich 0 - 0.3 m sowie 2 im Bereich 0.2 - 0.5 m durchgeführt (Tab. 4-6). Die Messgenauigkeit (Raumgewicht) solcher indirekten Messungen soll unter  $0.5 \text{ kN/m}^3$  liegen (Variationsko-

effizient gemäss SN 670 335a). Entsprechend gross müssen die Stichproben bzw. Versuchsanzahlen sein.

Tiefe [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
0 – 0.3	21.2	3.8	20.5
0 – 0.3	20.9	4.4	20.0
0 – 0.3	21.1	3.3	20.5
0 – 0.3	21.5	3.9	20.7
0 – 0.3	20.9	4.3	20.0
0 – 0.3	21.8	4.1	20.9
0 – 0.3	21.0	3.5	20.3
Durchschnitt	21.2	3.9	20.4
0.2 - 0.5	22.2	5.9	20.9
0.2 - 0.5	20.7	4.9	19.7
Durchschnitt	21.4	5.4	20.3

Tab. 4-6 Zusammenstellung Messungen mit dem Isotopengerät.

Die statistische Analyse der obigen Daten ergibt die in Tab. 4-7 dargestellten Ergebnisse.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Minimum [kN/m <sup>3</sup> ]	20.7	3.3	19.7
Maximum [kN/m <sup>3</sup> ]	22.2	5.9	20.9
Durchschnitt [kN/m <sup>3</sup> ]	21.3	4.23	20.4
Std Dev.	0.5	0.8	0.4
Variance	0.2	0.6	0.2
95 % Conf. Int. [kN/m <sup>3</sup> ]	[20.9 ; 21.6]	[3.6 ; 4.8]	[20.1 ; 20.7]

Tab. 4-7 Analyse Zusammenstellung Messung Isotopengerät.

Das durchschnittliche Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  beträgt (Gesamtprobe) somit 20.4 kN/m<sup>3</sup> (Tab. 4-7). Damit stimmen diese Ergebnisse gut mit denjenigen der Sandersatzmethode überein. Eine analoge Auswertung wie bei der Sandersatzmethode unter der Annahme einer Normalverteilung der Messergebnisse ergibt die in Fig. 4-6 und Fig. 4-7 dargestellten Resultate.



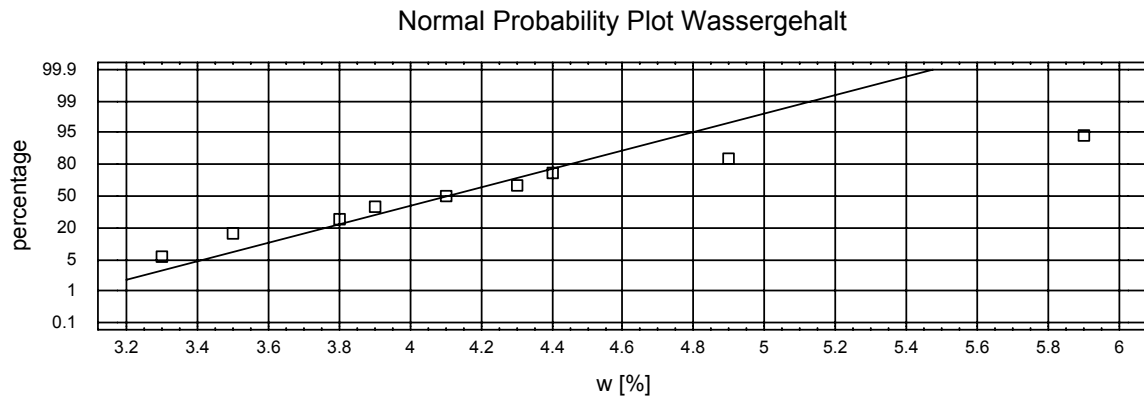


Fig. 4-6 Verteilung der gemessenen Wassergehalte mit Isotopensonde.

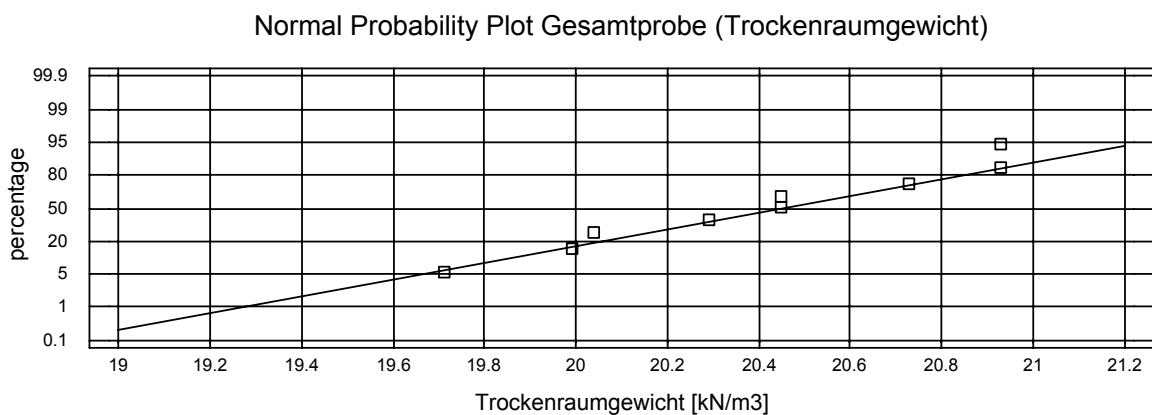


Fig. 4-7 Verteilung der gemessenen Raumgewichte.

Die gemessenen Werte zeigen somit im Wesentlichen eine Normalverteilung (Ausreißer bei höherem Wassergehalt).

#### 4.3.3.3 Bestimmung der relativen Raumgewichte

Mit den im Feld ermittelten Dichten bzw. Raumgewichten lassen sich die relativen Raumgewichte bestimmen (Tab. 4-8):

$$I_D = \frac{e_{\max.} - e}{e_{\max.} - e_{\min.}} \times 100 \quad [\%] \quad [4-8]$$

$\gamma_{d\max.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d\min.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e_{\max.}$ [-]	$e_{\min.}$ [-]	$\gamma_{d0,\max.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d0,\min.}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$e_{0,\max.}$ [-]	$e_{0,\min.}$ [-]	$I_D$ [%]
23.4	18.1	0.57	0.20	21.4	19.2	0.48	0.33	0.44

Tab. 4-8 Zusammenstellung der Dichten im Feld (0 – 0.5 m Tiefe).

Im Weiteren wird von einem mittleren Raumgewicht im Feld von  $\gamma_d = 20.2 \text{ kN/m}^3$  und einer Porenzahl von  $e = 0.40$  ausgegangen.

$\gamma_{d0}$ ,  $\epsilon_0$  : gemessene Werte im Feld

#### 4.3.4 Versuch 1 / 1998

##### 4.3.4.1 Versuchsverlauf

Die effektive Versuchsdauer dieser Versuche (Einbau der Messgeräte ca. 3.5 Tage) wurde bewusst auf zwei Tage beschränkt. Dabei galt es sämtliche Systemkomponenten, anhand zweier Vorversuche zu testen. Als Berieselung war eine 3-stufige Anlage vorgesehen, wobei aus praktischen Gründen die Versuche vorwiegend mit den maximalen Laststufen gefahren wurden (40 mm/h). Für diesen, wie für alle weiteren Versuche wurde das Wasser aus dem nahe gelegenen Grubensee 1 gepumpt. Der Versuch wurde in 2 einzelnen Versuchen aufgeteilt (9 bzw. 4 Stunden Beregnungszeit). Die effektiv gemessenen Niederschläge variierten infolge Wind zwischen 17 und 26 mm/h. Die Lage der einzelnen Sensoren, sowie eine Gesamtansicht, ist nachstehend dargestellt (Fig. 4-8 - Fig. 4-11).

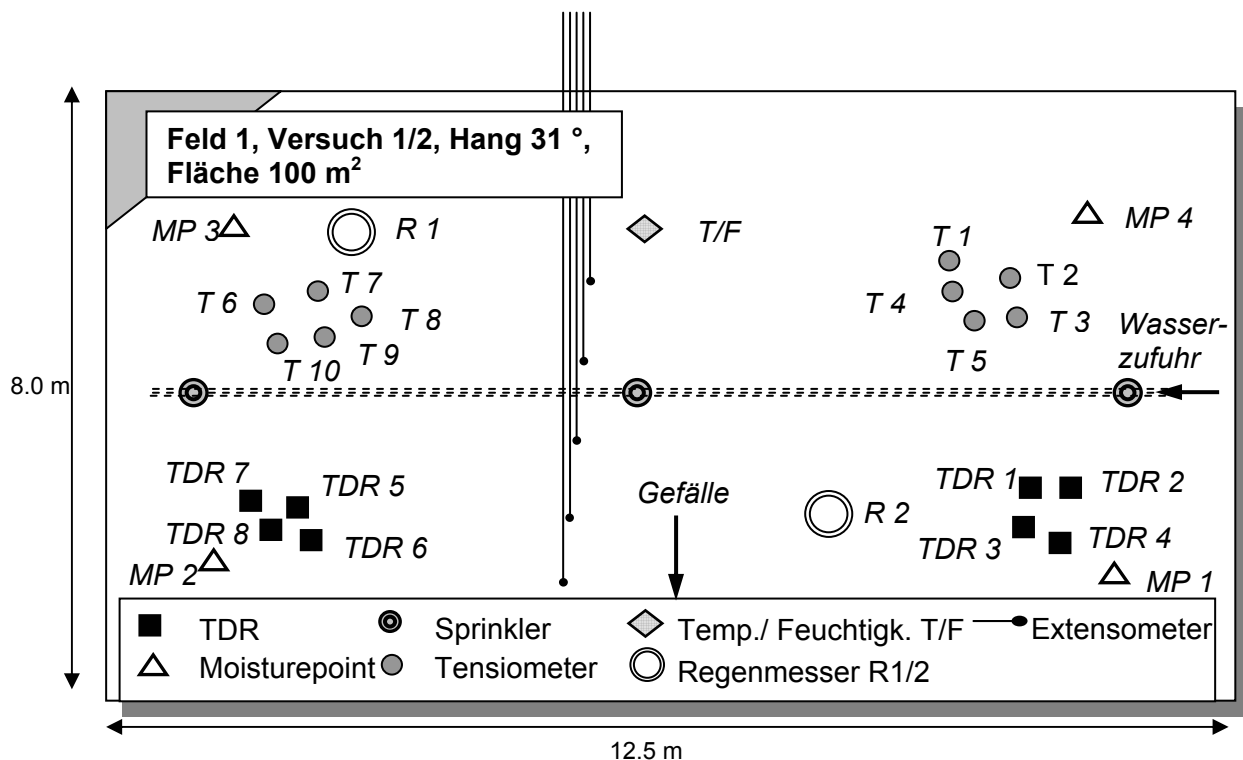


Fig. 4-8 Versuchsfeld 1, Versuche 1 (1998) und 2 (1999).



Fig. 4-9 Ansicht Versuchsfeld 1 (1998).

Wie in Fig. 4-8 und Fig. 4-9 ersichtlich ist, wurden ebenfalls Extensometer im Versuchsfeld eingebaut. Bei allen Versuchen an den Testfeldern konnten keine Verschiebungen nachgewiesen werden. Fig. 4-10 zeigt stellvertretend für andere Messsysteme eine eingebaute Moisturepointsonde und in Fig. 4-11 sind 4 ausgebaute TDR Sonden ersichtlich, die vor allen in den oberflächennahen Bereichen eingesetzt werden.



Fig. 4-10 Eingebaute Moisturepointsonde.



Fig. 4-11 Ausbau TDR 1 - 4 Typ IGT.

#### 4.3.4.2 Resultate

Nachstehend sind die Resultate der Änderung des Wassergehaltes während dem Versuch dargestellt. Fig. 4-12 zeigt den Verlauf des Wassergehaltes (bzw. Sättigung) während den beiden Beregnungen. Ebenfalls deutlich ist die rasche "Reaktion" in diesem oberflächennahen Bereich auf die Berieselung erkennbar.

Beim Starten der Beregnung 2 mit einer erneuten Berieselung ist wiederum eine rasche Änderung im Wassergehalt feststellbar. Die ursprüngliche Größenordnung vom Versuch 1 konnte möglicherweise, infolge der kurzen Versuchszeit, nicht gemessen werden. Somit konnte eine Änderung des Wassergehaltes als Funktion der Tiefe und Zeit bestimmt werden.

In Fig. 4-13 sind die gemittelten Werte der ersten Versuche dargestellt. Deutlich zu erkennen ist, dass die Bereiche bis 30 cm Tiefe Veränderungen in der Sättigung erfahren, während dem in den Bereichen von 60 – 120 cm Tiefe keine Veränderungen erkennbar sind. Diese Tendenz ist grundsätzlich bei beiden Versuchen feststellbar.

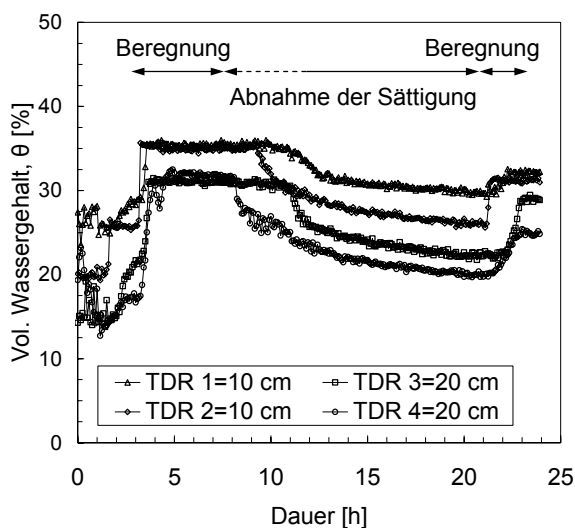


Fig. 4-12 Abhängigkeit des Wassergehaltes in Funktion der Beregnung, TDR Versuch 1 (1998).

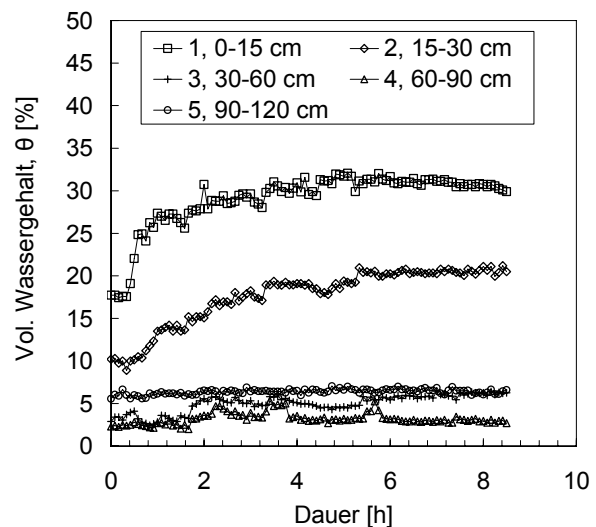


Fig. 4-13 Änderung des Wassergehaltes in Funktion der Tiefe, Moisturepoint, Versuch 1 (1998).

Interessant ist in diesen Aufzeichnungen das Verhalten nach Beendigung der Berieselung. Diese "Erholungsphase" ist bei allen 4 Messpunkten sehr ausgeprägt. In Fig. 4-14 sind diese für die Sonden TDR3 und TDR4 vergrößert dargestellt. Die Lufttemperatur schwankte bei dem Versuch zwischen 8 - 12°. Die relative Luftfeuchtigkeit betrug bei voller Beregnung jeweils rund 80 %.

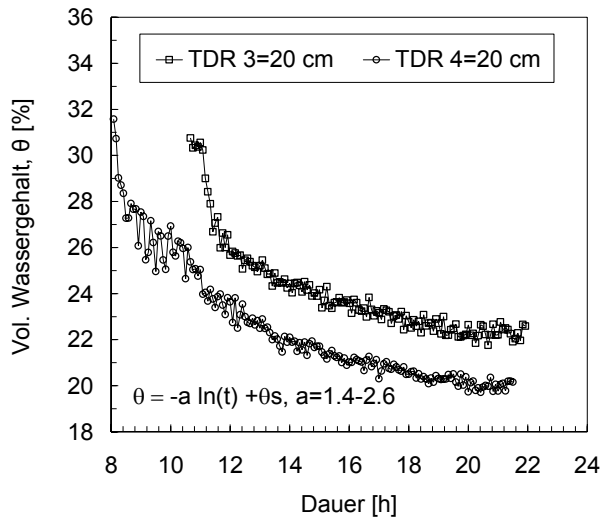


Fig. 4-14 Verlauf des Wassergehaltes nach Beendigung der Beregnung, Versuch 1 (1998).

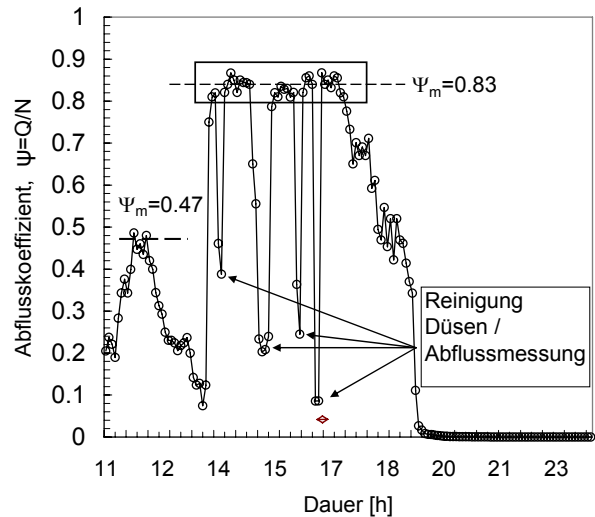


Fig. 4-15 Abflusskoeffizient für verschiedene Beregnungsintensitäten, Versuch 1 (1998).

Die Erfassung des Oberflächenabflusses  $Q$  ist eine der kennzeichnenden Größen bei einem Beregnungsversuch. In den Beilagen sind die Resultate dieser Messungen dargestellt in Funktion des Abflusskoeffizienten  $\psi_m = Q/N$  (Verhältnis Oberflächenabfluss / Niederschlag). Praktisch auswertbar sind nur die Bereiche bei voller Berieselung. Während der Versuchsdurchführung musste die Berieselung mehrere Male gestoppt werden, um die Sprinkler und die Abflussmessung, die letztere vor allem infolge des hohen Anteils an mitgeschwemmten und erodierten Feinmaterial, zu reinigen. Es wurde ein Abflusskoeffizient  $\psi$  in der Größenordnung von 0.76 – 0.87 mit einem Mittelwert:  $\psi_m = 0.83$  bestimmt (Fig. 4-15). Die Messung des Niederschlages erfolgte über die beiden Regenmesser. Der Oberflächenabfluss wurde am unteren Ende des Versuchsfeldes mit einer Rinne aufgefangen und bestimmt.

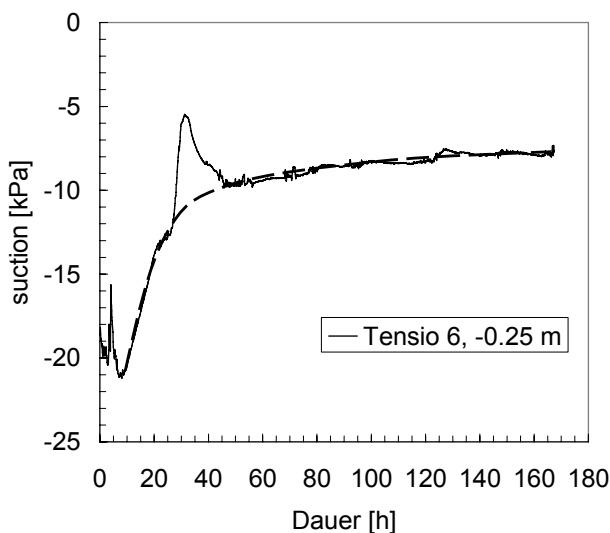


Fig. 4-16 Tensiometermessung, Versuch 1 (1998).

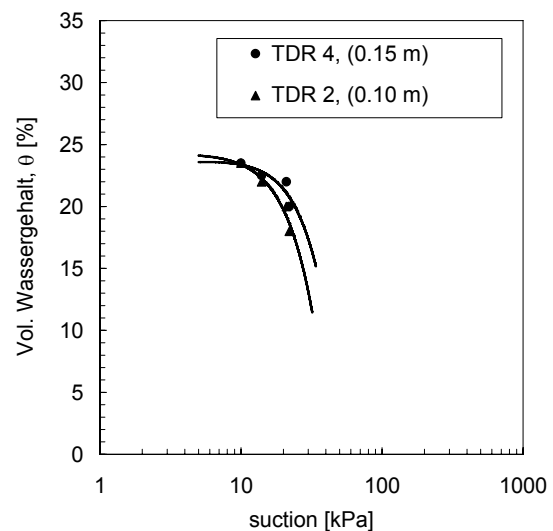


Fig. 4-17 SWCC am TDR 4 und 2, Versuch 1 (1998).

Fig. 4-16 zeigt das Resultat einer Tensiometermessung (Tensiometer 6, -0.25 m). Dabei nimmt die suction von -20 kPa auf ca. -8 kPa ab. In Fig. 4-17 wurde eine SWCC

Kurve aus der Tensiometermessung (Fig. 4-17) und den TDR Messungen aus TDR 2 und 4 erstellt. Deutlich erkennbar ist ein Abfall der suction im Bereich von 10 - 30 kPa. In Fig. 4-17 ist die Kombination der Ergebnisse von Tensiometer T6 mit den TDR 2 und TDR 4 zu einer SWCC ersichtlich. Detailliert wird im Versuch 3 auf die Bestimmung der SWCC im Feld eingegangen.

#### 4.4.2 Versuch 2 / 1999

##### 4.4.2.1 Versuchsverlauf

Basierend auf den erste Versuche, wurden die Zielsetzungen für den 2. Feldversuche folgendermassen festgelegt (Teysseire et al., 2000; Springman & Teysseire, 2001):

- Verlängerung der Beregnungszeit (7 Tg.)
- Beobachtungsdauer von ca. 1 Monat nach dem effektiven Beregnungsversuch.

Zudem wurde die Beregnungsanlage (Fig. 4-18) neu konzipiert und der Einbau der Messsonden optimiert. Die Lage des Versuchsfeldes war mit demjenigen des ersten Versuches identisch (100 m<sup>2</sup>, 31° Neigung, Fig. 4-9). Die Instrumentierung wurde in Tab. 4-3 dargelegt.



Fig. 4-18 Ansicht Beregnung, Versuch 2 (1999).

Die Niederschlagsintensität variierte zwischen 10 - 30 mm/h (Fig. 4-19). Bei einer totalen Beregnungsdauer von 7 Tagen ergab dies eine Gesamtniederschlagshöhe von rund 1.9 m. Die Beobachtungszeit nach dem Beregnungsversuch betrug 42 Tage (Fig. 4-19).

##### 4.4.2.2 Resultate

Die Resultate sind in den Fig. 4-19 bis Fig. 4-22 dargestellt. Fig. 4-19 und Fig. 4-20 zeigen die Änderung des Wassergehaltes bzw. des Sättigungsverhaltens mit der Tiefe. Das oberste Segment (0 - 15 cm) reagiert sehr sensitiv auf die Änderung im Niederschlag und erreicht am Ende des Versuches einen Sättigungsgrad von 90 - 95 %. Bereits im nächst tieferen Segment (15 - 30 cm) ist der Einfluss des Niederschlags bedeutend geringer. Die Sättigung beträgt am Ende der Beregnung nur noch rund 60 %.

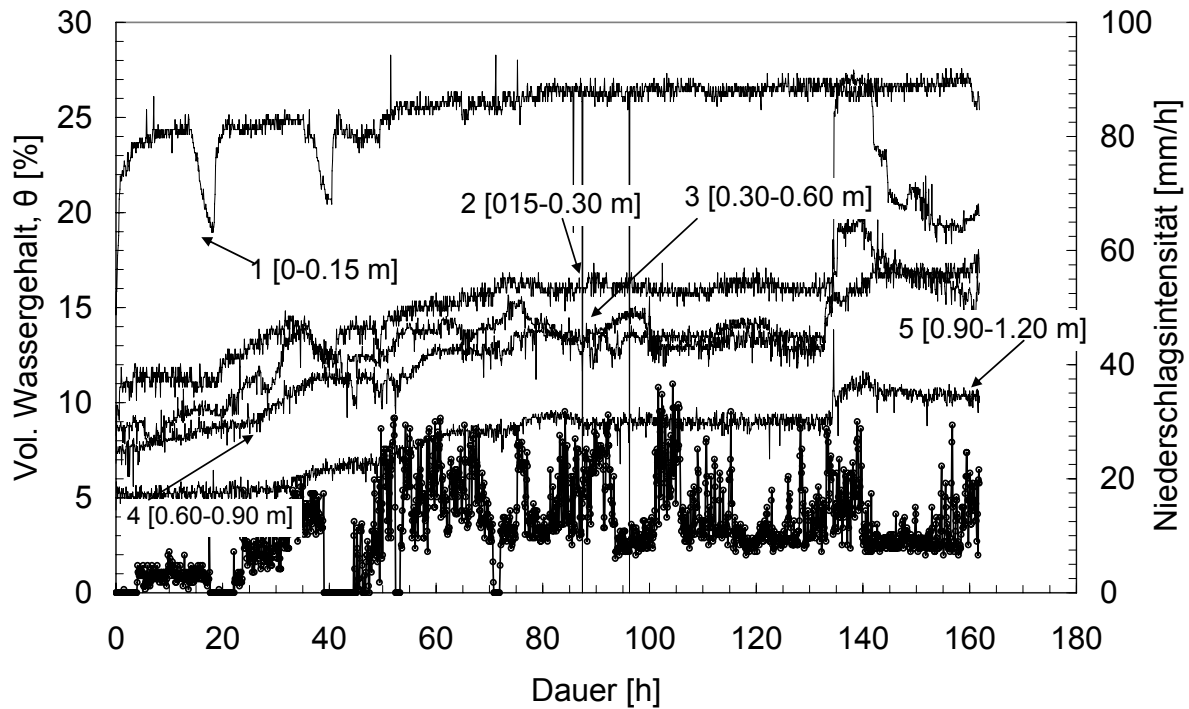


Fig. 4-19 Messungen Moisturepoint (Segmente 1 - 5), Wassergehalt  $\theta$ , Versuch 2 (1999).

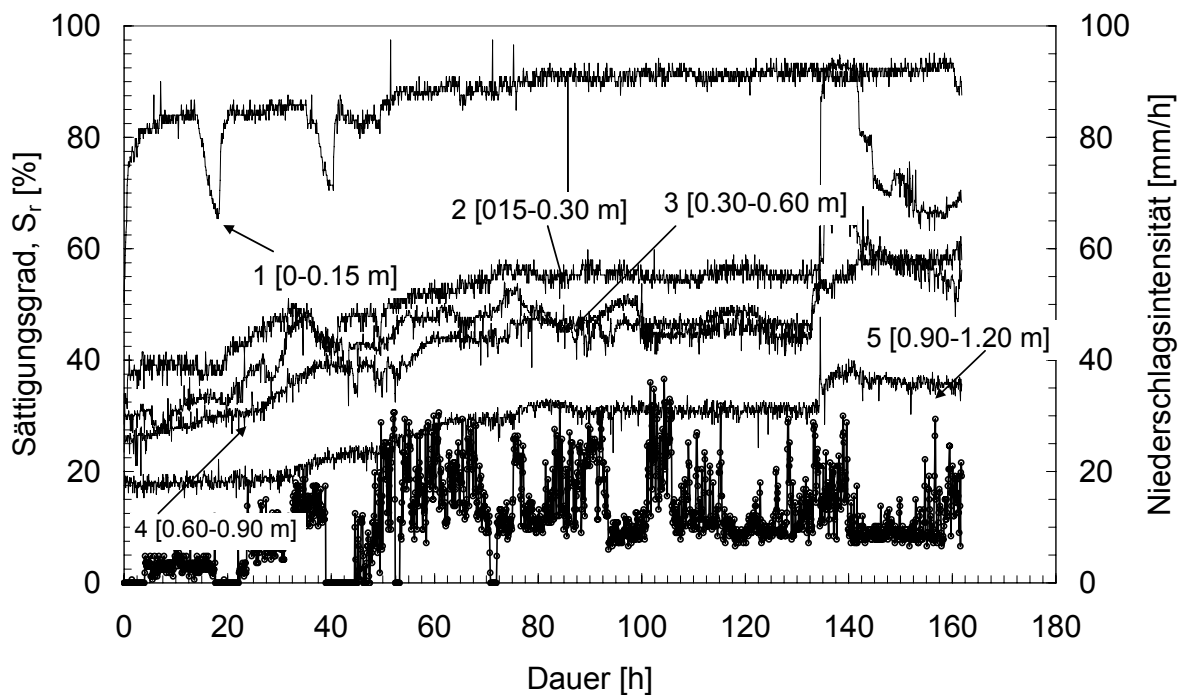


Fig. 4-20 Messungen Moisturepoint (Segmente 1 - 5), Sättigungsgrad  $S_r$ , Versuch 2 (1999).

Fig. 4-21 zeigt den Verlauf von 3 kennzeichnenden TDR-Messungen (TDR 1, 2, 4). Der Wassergehalt steigt von rund 18 - 22 % auf rund 25 - 26 % an. Dies entspricht einer Sättigung von rund 90 %. Diese Messungen korrespondieren sehr gut mit denjenigen des Segmentes 1 bzw. für den Messbereich 0 - 15 cm (Fig. 4-20). Kennzeichnend ist ebenfalls die hohe Empfindlichkeit gegenüber etwelchen Schwankungen im Niederschlagsverhalten. Deutlich erkennbar ist der Einfluss auf den Wassergehalt beim Unterbruch bei 20 Std. bzw. 40 Std.

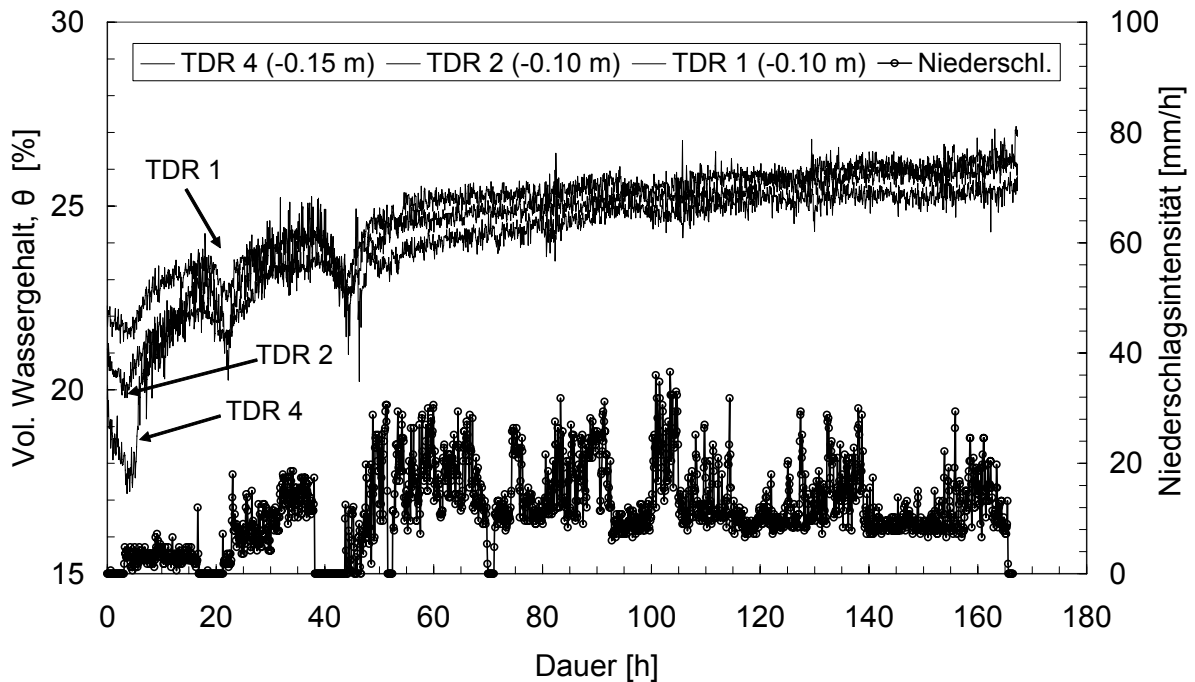


Fig. 4-21 Messungen TDR (1, 2, 4), Wassergehalt, Versuch 2 (1999).

Fig. 4-22 zeigt den Verlauf des Versuches und Niederschlagsintensität nach der Beregnung. Hier unterlag das Versuchsfeld den natürlichen Gegebenheiten. Wie in den Vorversuchen über eine Dauer von einigen Stunden erkennbar, nimmt der Wassergehalt bzw. der Sättigungsgrad relativ rasch ab. Die oberste, oberflächennahe Schicht bleibt aber sehr sensitiv auf jegliche Niederschläge. Bereits ein Niederschlag von 5 - 6 mm/h über ungefähr 3 Stunden bewirkt eine Erhöhung des Wassergehaltes von 15 auf 25 % ( $S_r = 50 - 90$  %). Die tieferen Bereiche hingegen bleiben fast unbeeinflusst.

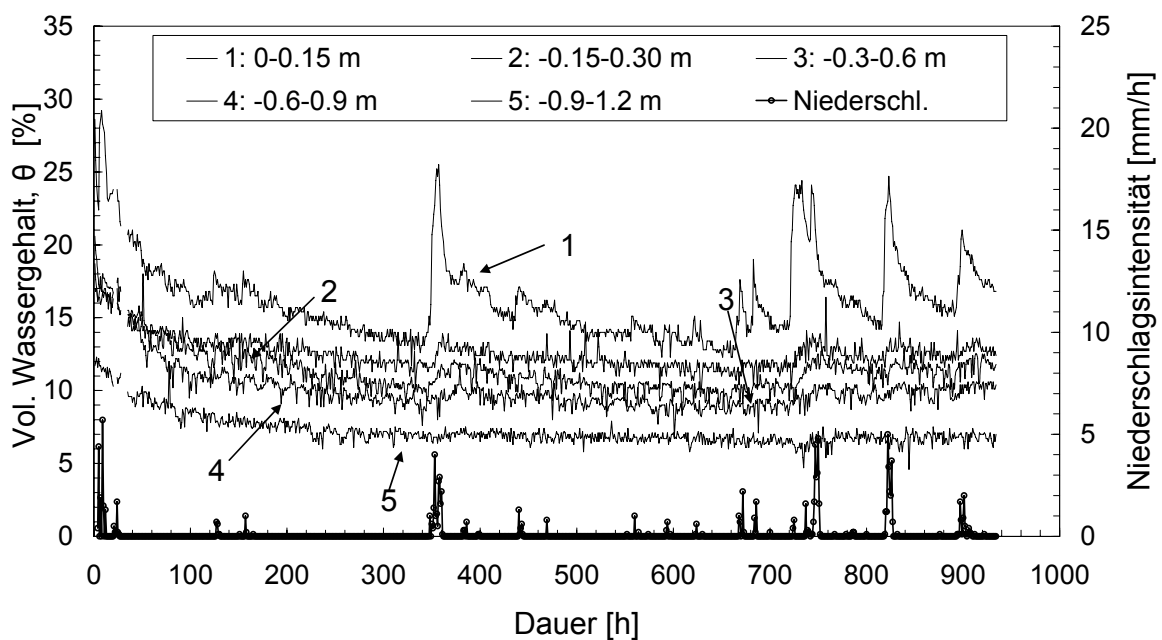


Fig. 4-22 Verlauf des Wassergehaltes und Niederschlagsintensität nach Beregnungsversuch, Versuch 2 (1999).



### 4.4.3 Versuch 3 / 2000

#### 4.4.3.1 Versuchsverlauf

Ziel dieses Versuches (Fig. 4-23) war es, die Tensiometermessungen zu verfeinern und ihn als Referenzversuch zum Versuchsfeld 2 (Versuch 4) zu führen. Diesbezüglich wurden je 2 Messreihen Tensiometer (T11 - T14 und T15 - 18, Fig. 4-24 und Fig. 4-25) und als Vergleich 4 TDR angeordnet. Wiederum wurde dasselbe Versuchsfeld wie in den vorigen Versuchen ausgewählt (100 m<sup>2</sup>, 31° Neigung). Die Niederschlagsintensität variierte zwischen 8 - 22 mm/h (Fig. 4-26). Die gesamte Niederschlagsmenge betrug 760 mm. Die Beregnungsdauer betrug ca. 50 Stunden und die Versuchsdauer wurde nach dem Rutsch im Versuch 4 nach 80 Stunden abgebrochen.

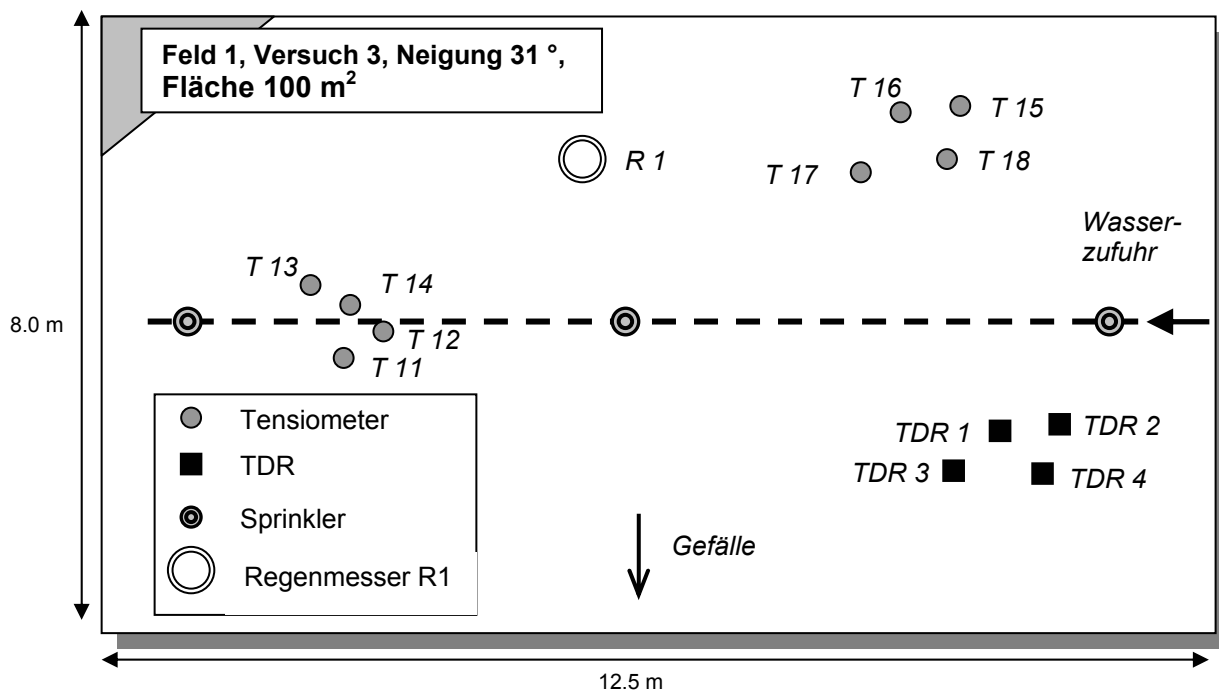


Fig. 4-23 Schema Testfeld 1, Versuch 3 (2000).



Fig. 4-24 Tensiometergruppe (T 15 – T 18), Versuch 3 (2000).



Fig. 4-25 Tensiometer (T 15-T 18), Versuch 3 (2000).

#### 4.4.3.2 Resultate

Die TDR Messungen in der obersten Schicht zeigen ein ähnliches Verhalten wie im vorigen Versuch. Die Sättigung schwankte jedoch in einem Bereich von 70 - 90 % und war damit tiefer als im Versuch 3 (Fig. 4-26 – Fig. 4-38).

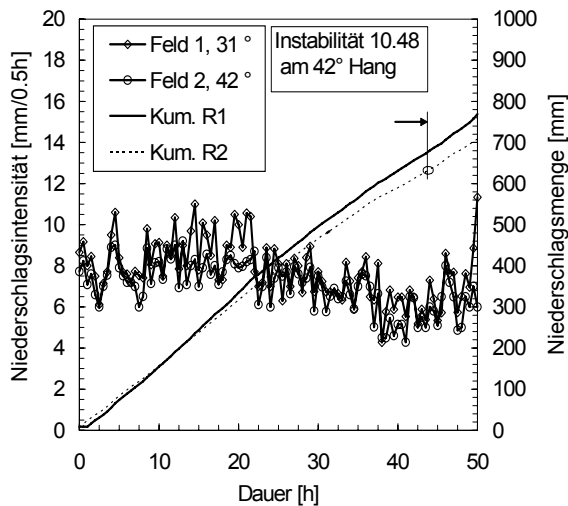


Fig. 4-26 Niederschlagsintensität, Versuch 3 und 4 (2000).

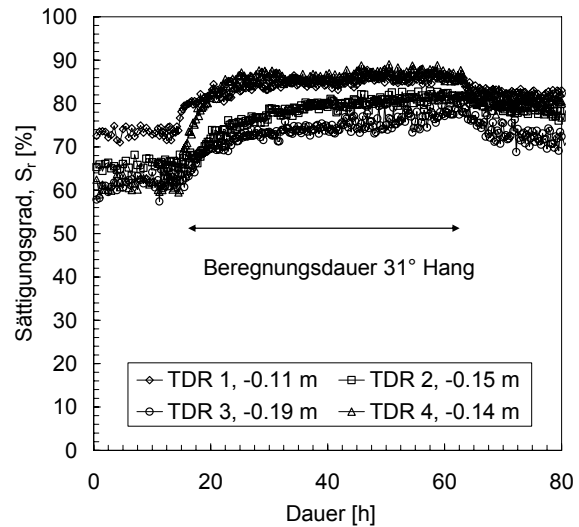


Fig. 4-27 Verlauf Sättigung TDR 1 – TDR 4, Testfeld 1, Versuch 3 (2000).

In demselben Versuchfeld ergaben die Tensiometermessungen (T 15 – T 18, T 17 defekt, bzw. T 11- T 14) die in den Fig. 4-28 bis Fig. 4-31 dargestellten Resultate. Deutlich erkennbar ist der Verlust an suction (bis 80 %). Dabei reduziert er sich (T 15 – T 18), in Abhängigkeit mit der Tiefe, von rund 22 - 32 kPa auf 5 - 10 kPa. Ein ähnliches Verhalten, abgesehen von T 14 und T 13; ist bei der Messreihe T 11 – T 14 erkennbar (Fig. 4-30).

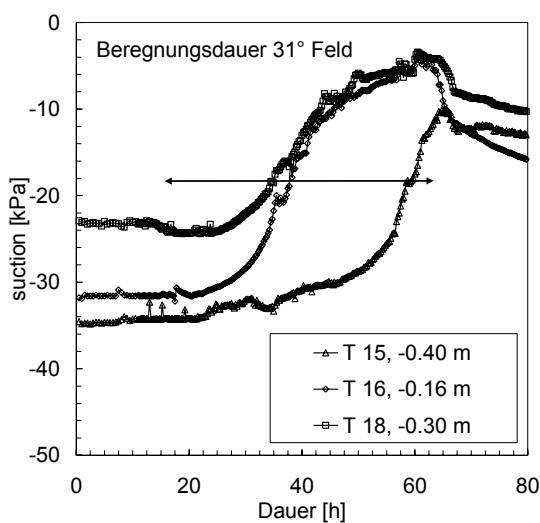


Fig. 4-28 Tensiometer (T 15 – T 18) Testfeld 1, Versuch 3 (2000).

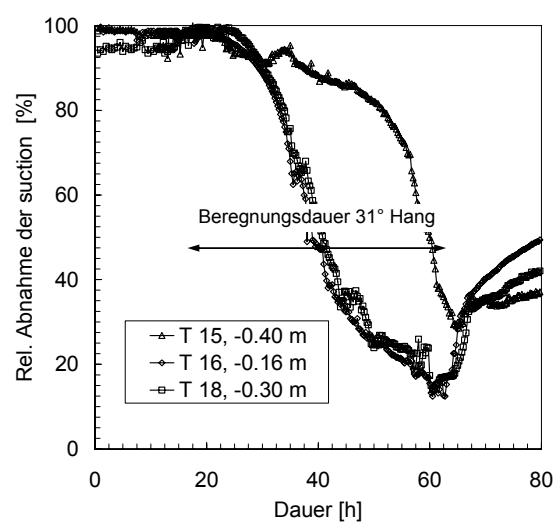


Fig. 4-29 Tensiometer (T 15 – T 18) relativer Verlauf, Versuch 3 (2000).

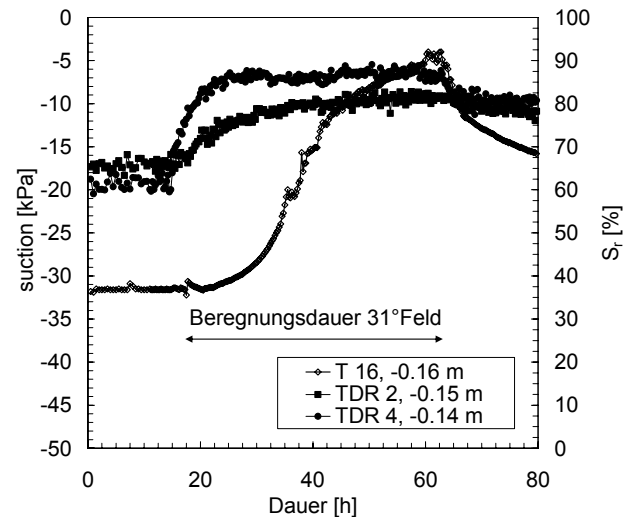
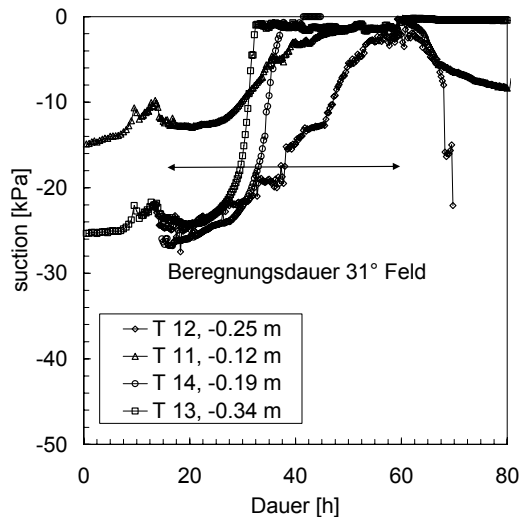


Fig. 4-30 Tensiometer (T 11 – T 14), Versuch 3 (2000). Fig. 4-31 Vergleich TDR 2 und 4 mit Tensiometermessung T 16, Versuch 3 (2000).

In den Fig. 4-32 bis Fig. 4-34 sind der Vollständigkeit halber Resultate aus den Versuchen 1999 beigefügt (Fig. 4-34). Darin sind die Messungen aus den Tensiometern dargestellt. Für den Tiefenbereich von 20 – 40 cm beträgt die suction vor Versuchsbeginn rund 22 - 35 kPa. Nach Beendigung der Versuche reduzieren sich diese Werte auf einen Bereich von 1 - 9 kPa. Eine direkte Korrelation mit der Tiefe kann aus diesen Tensiometermessungen nicht bestimmt werden.

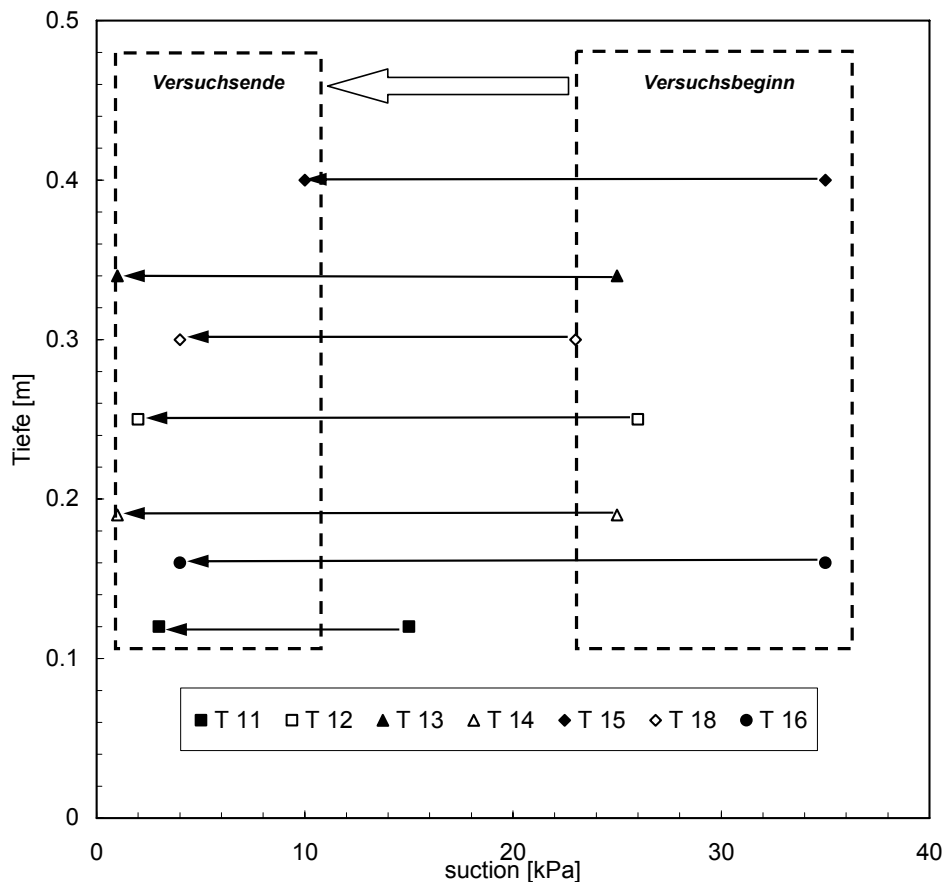


Fig. 4-32 Verlauf bzw. Reduktion der suction aus Feldversuchen 1999 und 2000 (nach Springman et al., 2003).

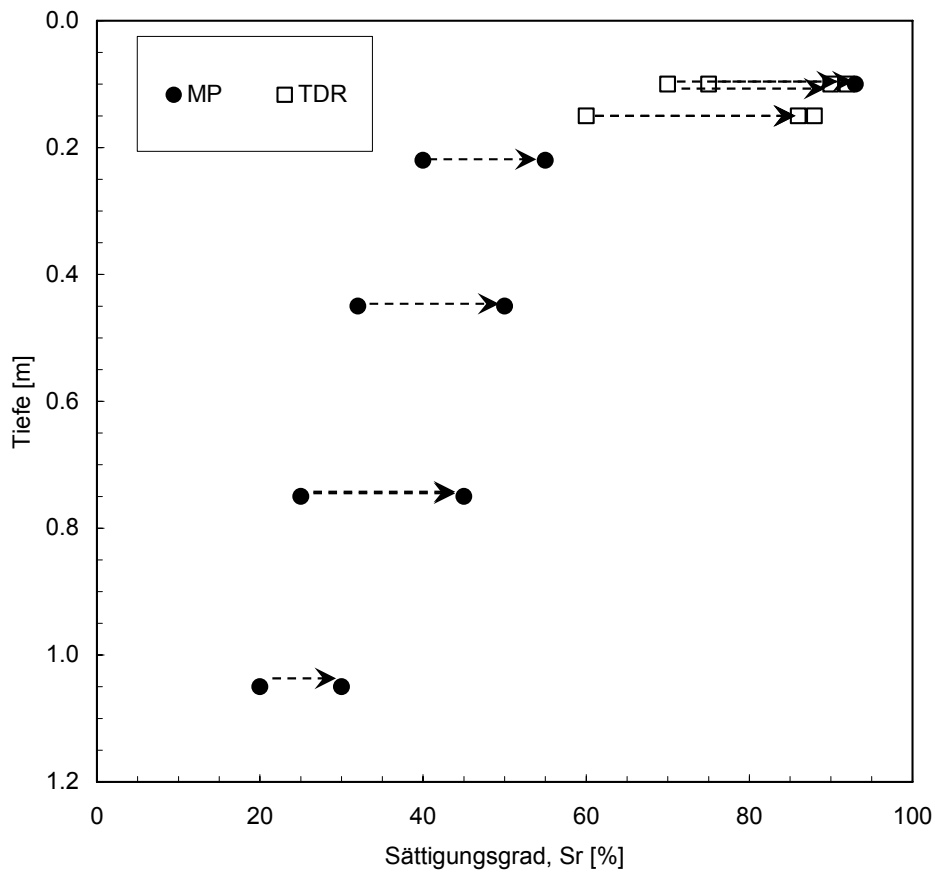


Fig. 4-33 Sättigungsverlauf während der Beregnung in Abhängigkeit der Tiefe bis - 1.2 m, Feldversuche 1999 und 2000, (Springman et al., 2003).

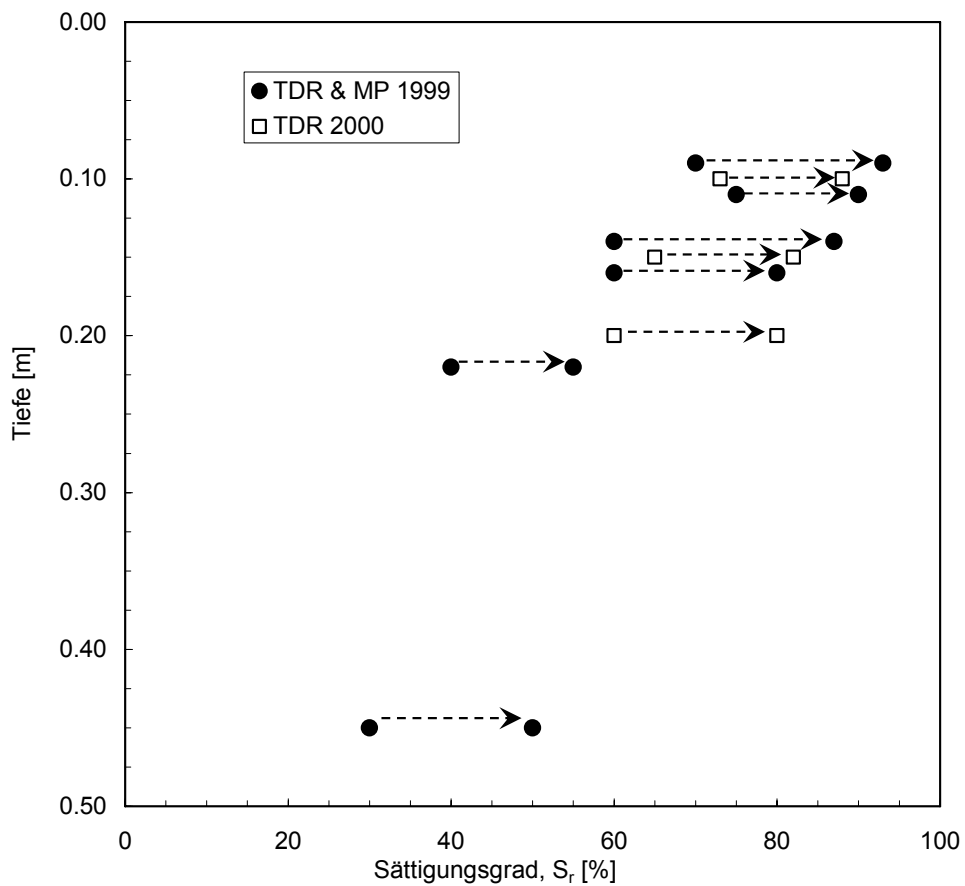


Fig. 4-34 Sättigungsverlauf in Abhängigkeit der Tiefe bis - 0.5 m, (Springman et al., 2003).

### SWCC aus Feldversuchen

Aus Fig. 4-33 und Fig. 4-34 ist hingegen deutlich die Tiefenabhängigkeit der Sättigung zu erkennen. Fig. 4-33 ist im Wesentlichen eine Zusammenstellung aus Fig. 4-20. Die Änderung der Sättigung in diesen Tiefen erfolgte erst nach 130 Stunden Beregnung sprunghaft parallel in 4 Segmenten. Es ist daher nicht auszuschliessen, dass Wasser entlang der Messsonden geflossen ist. Aus diesem Grunde sind vor allem mit Veränderungen nur in den obersten Bereichen bis ca. 50cm Tiefe zu rechnen. Dies ist in Fig. 4-33 dargestellt.

In Kap. 3 wurde die fundamentale Wichtigkeit der SWCC dargelegt. Mit den in den Versuchen gemessenen Grössen in den Tensiometern T 16 und T 18 und den Wassergehaltsänderungen von TDR 2, 3, 4 sind die SWCC in Fig. 4-35 und Fig. 4-36, sowie als Mittel der Ergebnisse der Tensiometermessungen T 14 – T 18 in Fig. 4-37 dargestellt. Sehr markant ist der steile Abstieg im Bereich ab einer suction von 20 kPa.

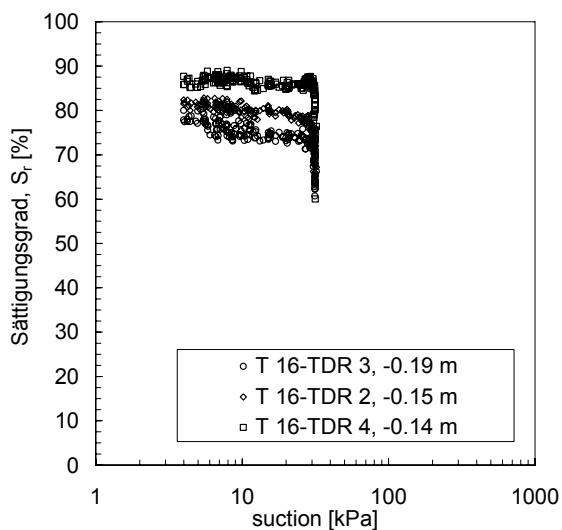


Fig. 4-35 Messung SWCC aus T 16 und TDR 2, 3, 4, (2000).

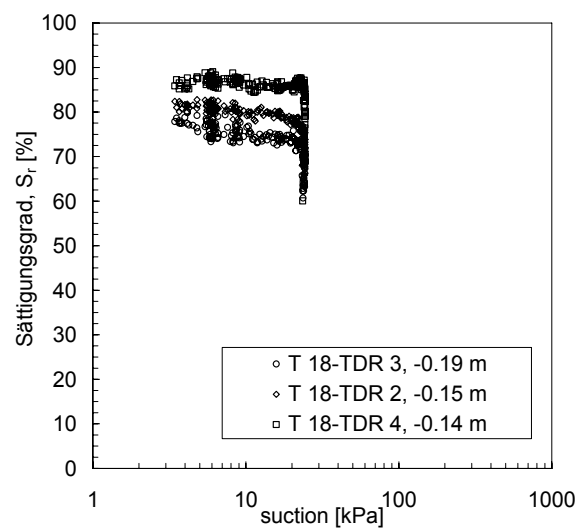


Fig. 4-36 Messung SWCC aus T 18 und TDR 2, 3, 4, (2000).

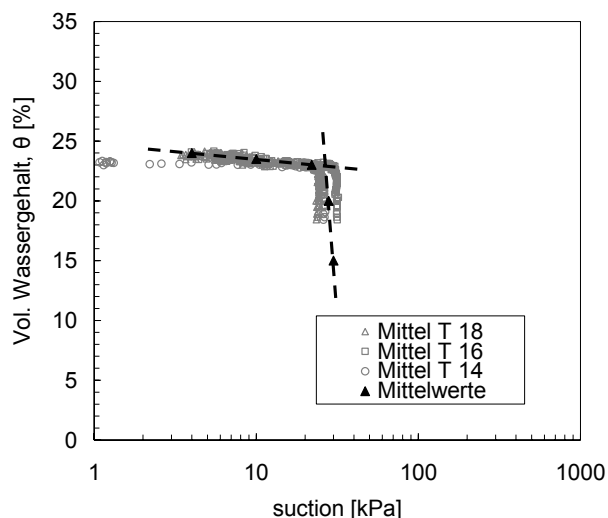


Fig. 4-37 Ermittelte SWCC aus T 18 / T 16 / T 14.

Grundsätzlich erscheint dieser steile Abfall recht markant. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass der horizontale „Ast“ zu einem Wassergehalt führt, der nicht vollständig gesättigt ist. Daher wurden diese aus den Feldversuchen erstellte SWCC mit Hilfe der „curve fittings“ (3.7.1) auf eine vollständige Sättigung umgerechnet. Dies erlaubt nun die dazugehörigen Parameter analog zu den Laborversuchen zu bestimmen. Die entsprechende SWCC ist in Fig. 4-38 dargestellt.

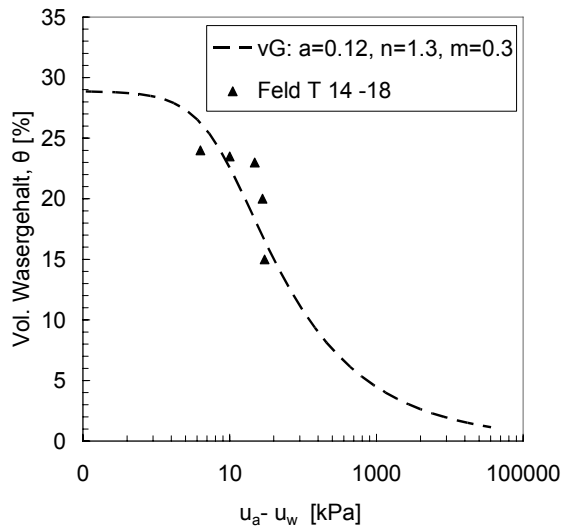


Fig. 4-38 SWCC aus Feldversuch, mit Parameter aus „curve fitting“.

Die gemittelte AEV beträgt 5.5 kPa und stimmt gut mit den Resultaten der ungestörten Proben überein (Fig. 4-33). Vergleicht man die Koeffizienten für die „fittings“ für van Genuchten aus Tab. 4-15, so ist zwischen der in Fig. 4-38 dargestellten Werte der SWCC, kein wesentlicher Unterschied feststellbar. Der für die Berechnungen massgebende Wert  $n$  (Exponent) beträgt für diese „wetting curve“ 1.3 für die „drying curve“ gemittelt aus den Laborversuchen 1 und 2.

#### 4.4.4 Versuch 4 / 2000

##### 4.4.4.1 Versuchsverlauf

Versuch 4 im Feld 2 mit einer Neigung von  $42^\circ$  lief parallel zum Versuch 3 ab. Die Niederschlagswerte sind dieselben wie in Fig. 4-26 dargestellt. Infolge der Steilheit wurde ein etwas kleineres Feld ausgewählt (ca.  $55 \text{ m}^2$ , Fig. 4-39).

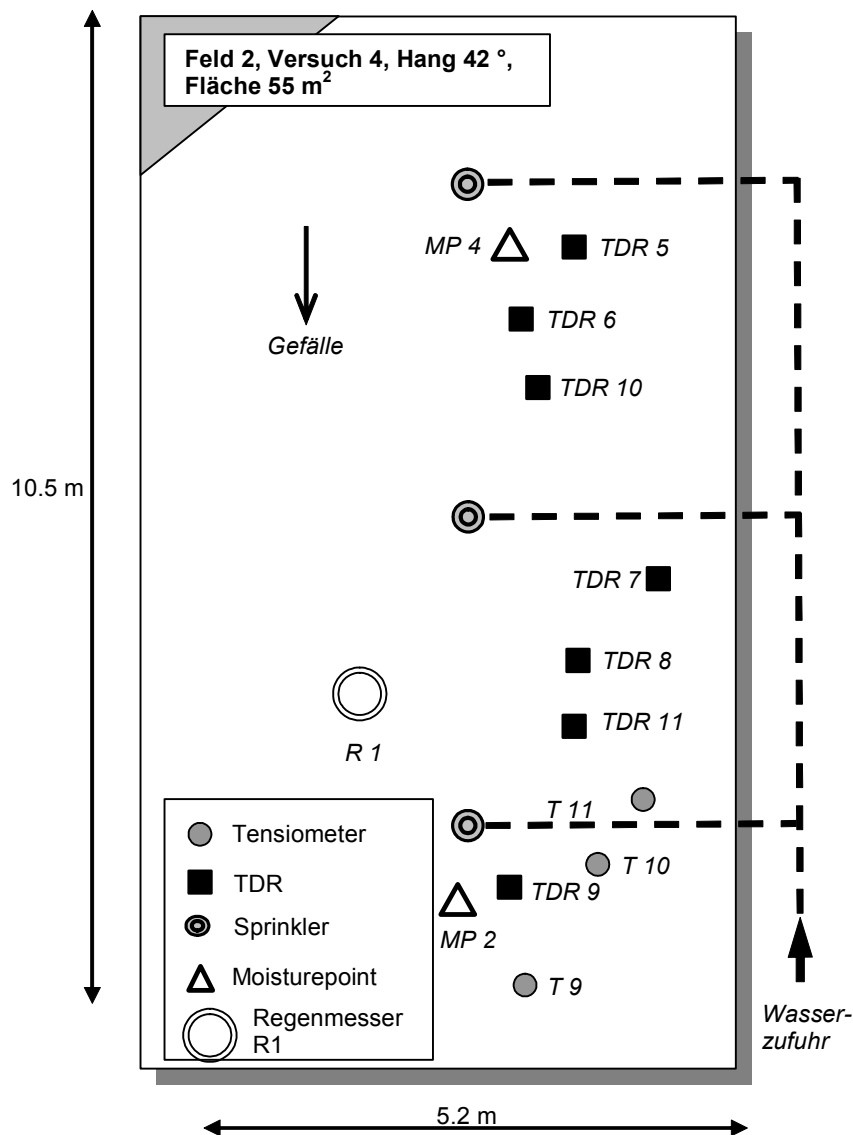


Fig. 4-39 Versuchsfeld 2, Versuch 4 (2000).

##### 4.4.4.2 Resultate

Die Resultate sind in den nachstehenden Figuren (Fig. 4-40 – Fig. 4-42) ersichtlich. Erkennbar ist das typische Verhalten der TDR bzw. die Feuchtigkeitsänderung in der obersten Schicht. Die Änderung im Sättigungsgrad erreicht einen Wert von 85 - 95 %. Nach rund 45 Stunden Beregnung entwickelte sich ein oberflächennaher Rutsch in einer Tiefe von rund 0.25 - 0.35 m (Ausfall der TDR Messungen). In Fig. 4-40 ist der Rutsch ersichtlich. Dabei wurden sämtliche Messungen und Messsonden grösstenteils

zerstört (Fig. 4-41). Tensiometerresultate konnten nicht erfasst werden. Das lag primär daran, dass bedingt durch die Steilheit und Grobkörnigkeit des Bodens, kein ausreichender Kontakt zwischen Tensiometerkerze und Boden hergestellt werden konnte.



Fig. 4-40 Ansicht Rutsch, Versuch 4 (2000).



Fig. 4-41 Abgerissene Sonden, Versuch 4 (2000).

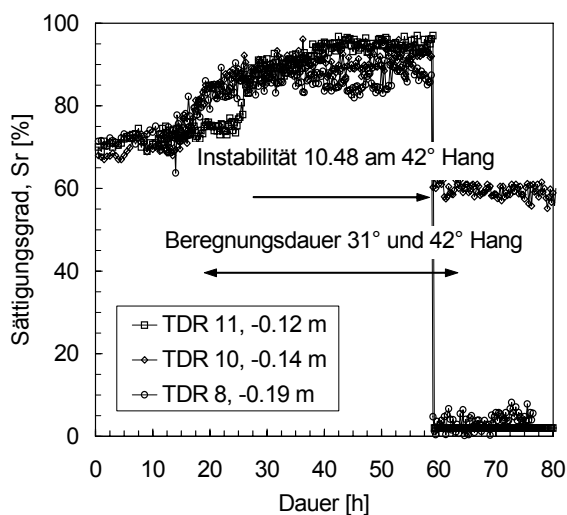


Fig. 4-42 Zeitlicher Verlauf der Sättigung mittels TDR bis zur Instabilität, Versuch 4 (2000).

Obwohl jeweils ein Feld, welches effektiv grösser als das Versuchsfeld benetzt bzw. berieselt wurde, wurde die Breite der Instabilität lokal durch grössere Blöcke limitiert. Es kann also angenommen werden, dass es lokal durchaus zum Bruch kommen kann. Blöcke in der Grössenordnung im Meterbereich (Fig. 4-40, oben links), welche zudem genügend tief in der Moräne eingebettet und somit ausserhalb des Einflussbereiches der Änderung aus den Niederschlägen sind, können durchaus eine signifikante Einwirkung auf die Ausbreitung der Instabilität haben. Dieser Tatsache muss in der Risikobetrachtung (Kap. 7) Rechnung getragen werden.



## 5. Direktscherversuche

### 5.1 Einleitung

Um die Auswirkungen der ungestörten Scherfestigkeit zu bestimmen, wurde diesbezüglich ein Direktscherapparat entwickelt, der es erlaubt in situ Versuche an ungestörtem Probenmaterial zu fahren. Die Grenzen dieser Versuche sind hinreichend bekannt. Ungleichmässige Spannungsverteilung, sowie die Ausbildung eines progressiven Bruchzustandes erlauben keine exakten Aussagen über das Spannungs-Dehnungsverhalten während dem Versuch (Prevost & Hoeg, 1976; Yong & Townsend, 1980). Ungeachtet dieser Einschränkungen stellte sich heraus, dass diese Versuchsart wohl die einzig vernünftige Alternative darstellt, um Aussagen über die Scherfestigkeit in situ an ungestörtem Moränenmaterial zu erhalten. Ähnliche Versuche wurden beispielsweise von Fannin & Wilkinson (1995); Wilkinson (1996) oder Blümel & Semprich (2003) ausgeführt.

Die prinzipiellen Grundlagen für die Bestimmung der Scherfestigkeit anhand eines Direktscherversuches sind in der ASTM D 5321 – 92/02 und D 3080 – 90/04 beschrieben. Massgebende Grössen sind:

- Minimale Grösse der Scherbox 300 mm oder 15 mal  $d_{85}$
- Minimale Höhe grösser als 50 mm oder 6 x Grösse des Grösstkorns
- Scherbox mit genügender Torsionssteifigkeit
- Kontinuierliche, gleichmässige Verschiebungsmöglichkeit (5 % Streuung) ohne einen Porenwasserdruck aufzubauen
- Genauigkeit der Kraftmessungen +/- 1 %.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurde analog zu Wilkinson (1996) der Ansatz von Bishop & Henkel (1957) verwendet. Dieser Ansatz gilt allgemein als konservativ, doch wurde damit sichergestellt, dass sich keine Porenwasserdrücke aufbauen würden.

*Bishop & Henkel (1957)*

$$t_f = \frac{20h^2}{\eta c_v} \quad [5-1]$$

- $t_f$  : Dauer bis Bruch, [Sek.]  
 $h$  : Drainageweg (beidseitig 0.10 m), [m]  
 $\eta$  : Drainagebedingung (beidseitige Drainage  $\eta=3.0$ ), [-]  
 $c_v$  : Konsolidationskoeffizient ( $c_v= k \cdot M_E / \gamma_w$ ), [ $m^2/s$ ]

Bei allen Feldversuchen wurde der gesamte Scherweg (50 mm) in 100 Minuten (0.5 mm/min.) abgefahren. Somit konnten die Versuche drainiert durchgeführt werden.

## 5.2 Apparatur

In den nachfolgenden Figuren (Fig. 5-1 und Fig. 5-2) ist die Versuchsapparatur dargestellt.

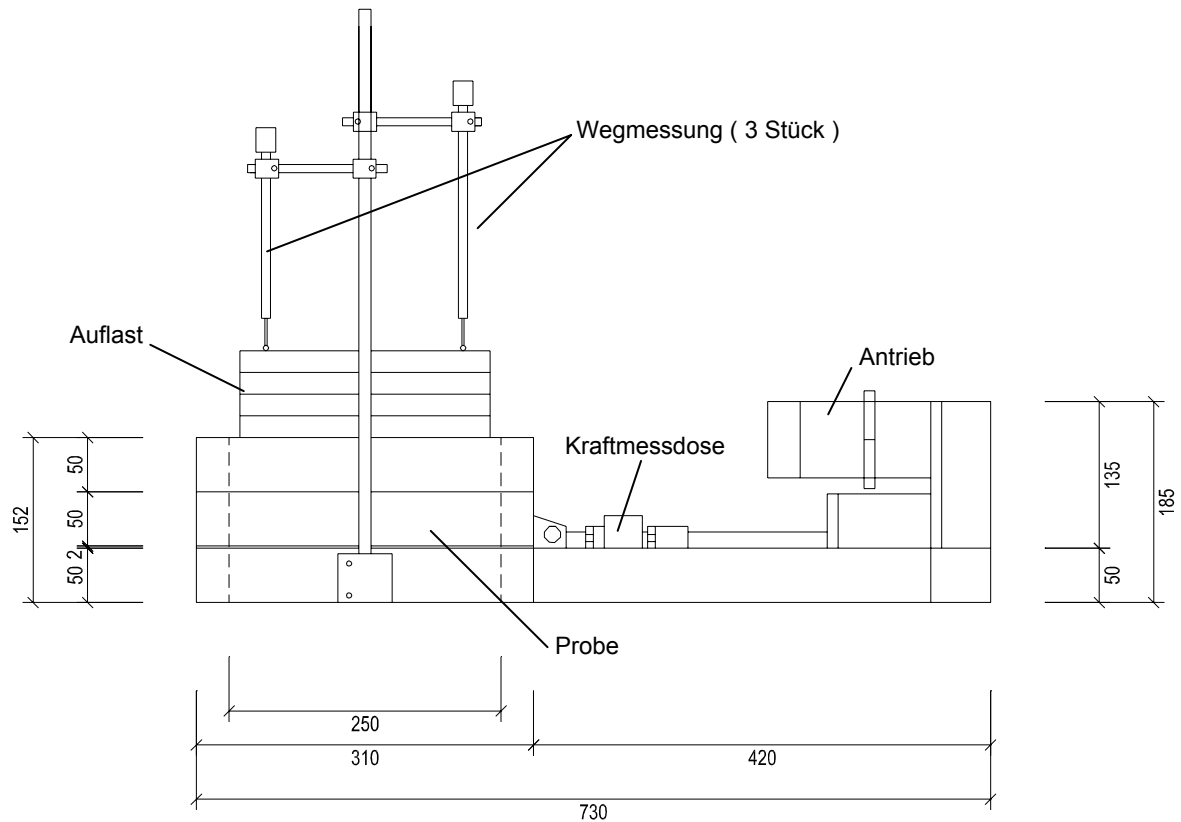


Fig. 5-1 Grundriss IGT-Feldscherapparat (Abmessungen in mm).

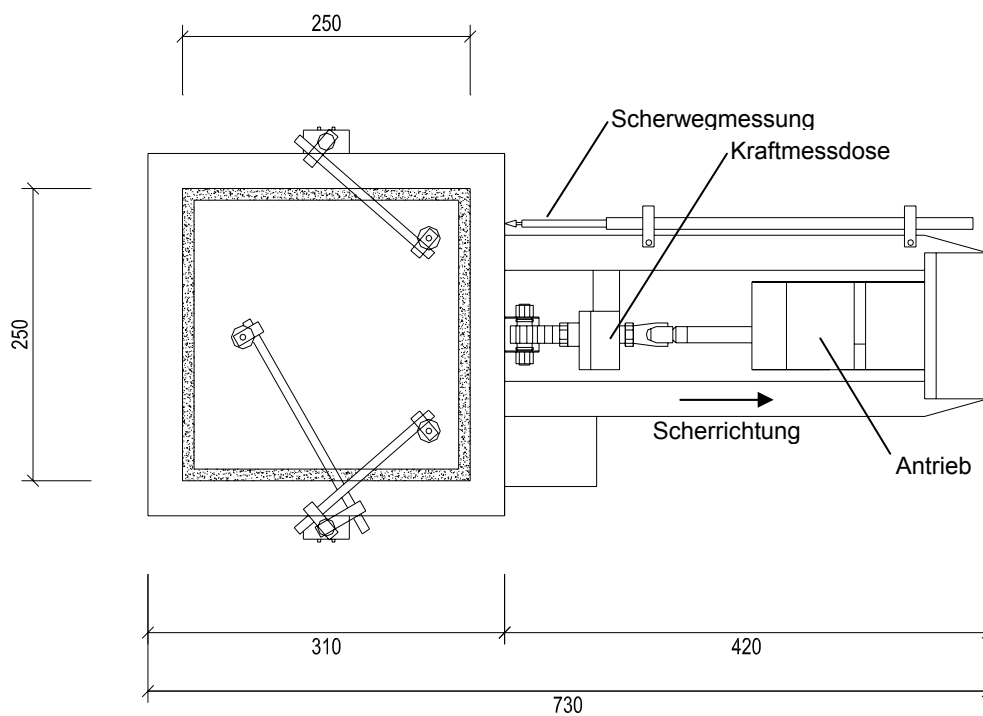


Fig. 5-2 Längsschnitt IGT-Feldscherapparat (Abmessungen in mm).

### Spezifikation des IGT-Feldscherapparates

- Motor : Schrittmotor
- Kraftbereich : max. 3 kN
- Leistung : 20 Watt
- Geschwindigkeit : 0.01 - 0.99 h/mm
- Scherrahmen : 25 cm x 25 cm, max. Probenfläche
- Gleitfläche : Teflonbänder, 25 mm
- Probenhöhe : 15 cm bzw. 10 cm oberhalb Scherfläche
- Messsystem : Weggeber: 3 Potentiometer, Genauigkeit: 0.025 mm
- Belastung : 28, 65.5, 104.5 kg
- Datenerfassung : CR10X Campbell Logger
- Energieversorgung : autonom, Solarpanel.

### Probenherstellung

Die Probenherstellung erfolgte in Anlehnung an die Versuche von Wilkinson (1996). Dabei wurde ein Probenwürfel analog zu der Probenherstellung für die SWCC Versuche (3.6.3.1.4) ausgegraben. Der Probenwürfel wurde mit dünner Plastikfolie umwickelt. In der 1. Etappe wurde der untere Rahmen ( $h = 5$  cm) über die Probe gestellt und der Raum zwischen Probe und Rahmen mit schwindarmen Zement eingegossen (Fig. 5-3).



Fig. 5-3 Probe vor dem Eingiessen.

Auf diesen Rahmen wurden auf allen Seiten Aluminiumplättchen ( $d = 2$  mm) aufgelegt. Danach wurde der obere Ring ( $2 \times 5$  cm) auf die Aluminiumplatten aufgelegt und anschliessend ausgegossen. Im nächsten Schritt wurde die gesamte Versuchsanordnung zusammengestellt (Auflast, Messsysteme). Um einen 2 mm Spalt für das Abscheren zu garantieren wurden die Plättchen vor dem Abscheren wiederum entfernt.

Der Probenherstellungsvorgang ist schematisch in Fig. 5-4 dargestellt.

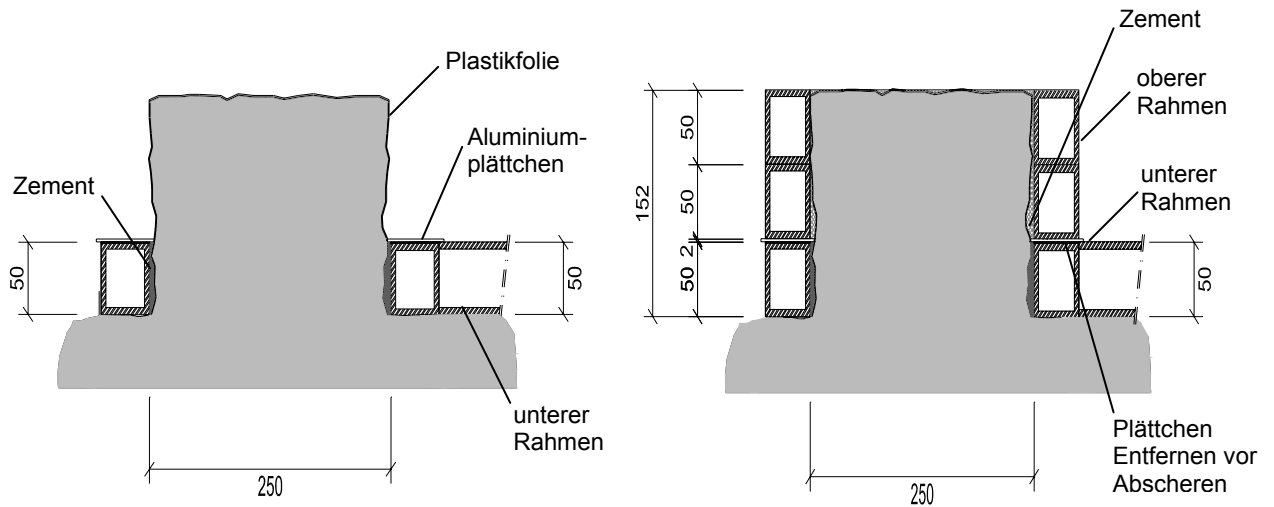


Fig. 5-4 Probenherstellung ( 1. und 2. Etappe).



Fig. 5-5 Probe vor Abschervvorgang.

In Fig. 5-5 ist als Beispiel eine vorbereitete, aus der Versuchsapparatur herausgenommene und nicht abgescherte, Probe zu sehen. Deutlich erkennbar ist der Bereich, wo die Abschervung stattfindet. Nach dem Abschervvorgang wurde die effektive Scherfläche ausgemessen.

### 5.3 Versuche

Eine Übersicht der Versuchsergebnisse ist in der Tab. 5-1 dargestellt. Als Trockenraumgewicht wurde der in 4.3.3 ermittelte Wert verwendet. Der Wassergehalt wurde beim Versuchsende bestimmt.

File	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	e [-]	S <sub>r</sub> [%]	G <sub>tot.</sub> [N]	Z <sub>max.</sub> [N]	$\tau_{max.}/\sigma'$ [-]	$\phi'_{max.}$ [°]	Z <sub>ult.</sub> [N]	$\tau_{ult.}/\sigma'$ [-]	$\phi'_{cv}$ [°]
V01	21.43	6.1	20.20	0.41	43	562.7	813.6	1.39	54.4	671.4	1.14	48.8
V02	21.37	5.8	20.20	0.41	41	562.7	756.0	1.29	52.3	629.1	1.06	46.9
V03	21.57	6.8	20.20	0.41	48	937.7	1117.8	1.16	49.3	918.0	0.94	43.5
V04	21.55	6.7	20.20	0.41	47	937.7	1011.6	1.04	46.4	834.3	0.86	40.7
V05	21.51	6.5	20.20	0.41	45	937.7	1107.0	1.15	49.0	864.0	0.89	41.7
V06	21.39	5.9	20.20	0.41	41	937.7	1012.5	1.05	46.4	872.1	0.90	42.0
V07	21.72	7.5	20.20	0.41	52	937.7	965.7	1.00	45.0	774.9	0.79	38.5
V08 (W)	22.12	9.5	20.20	0.41	66	937.7	1052.1	1.09	47.5	850.5	0.87	41.3
V09 (W)	22.34	10.6	20.20	0.41	74	937.7	1163.7	1.21	50.5	827.1	0.85	40.4
V010 (T)	21.27	5.3	20.20	0.41	37	937.7	773.5	0.80	38.5	618.2	0.63	32.2
V011 (T)	21.53	6.6	20.20	0.41	46	937.7	942.8	0.98	44.3	728.0	0.75	36.7
V012	21.78	7.8	20.20	0.41	55	1369.9	1250.1	0.89	41.7	1228.5	0.87	44.9
V013	21.53	6.6	20.20	0.41	46	1369.9	1939.5	1.39	54.4	1667.7	1.19	53.5
V014 (W)	22.20	9.9	20.20	0.41	69	1369.9	1467.9	1.05	46.4	1170.9	0.83	43.5
V015	21.61	7.0	20.20	0.41	49	1369.9	1412.1	1.01	45.3	1412.1	1.01	48.9

Tab. 5-1 Versuchsergebnisse aus Feldscherversuche 1 – 15, (T : Täscher, W : „wetting“ bzw. Benetzung).

- $\gamma_d$  : Trockenraumgewicht bestimmt aus 5.3.3, [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\sigma'$  : effektive Normalspannung in der Scherfläche, [kPa]  
 $\tau_{max.}$  : maximale Scherfestigkeit, [kPa]  
 $\tau_{ult.}$  : Scherfestigkeit bei 25 mm „Restscherfestigkeit“, [kPa]  
 $\phi'_{max.}$  : maximaler Reibungswinkel,  $\tan^{-1}(Z_{max.} / G_{tot.})$ , [°]  
 $\phi'_{cv}$  : Reibungswinkel bei „Restscherfestigkeit“,  $\tan^{-1}(Z_{ult.} / G_{tot.})$ , [°]

Die effektive Normalspannung  $\sigma'$  rechnet sich aus der Auflast (Belastung und Rahmengewicht), Probengewicht oberhalb Scherfläche sowie der effektiv ausgemessenen Scherfläche.

Nachstehend ist eine ausgebaute Scherfläche sowie ein Versuchsaufbau bei maximaler Belastung dargestellt (Fig. 5-6 und Fig. 5-7).



Fig. 5-6 Abgescherter Probe, effektive Scherfläche Versuch V04, Gruben.



Fig. 5-7 Versuchsaufbau, Versuch V012, Gruben.

Insgesamt wurden 15 Feldscherversuche, davon 13 in unmittelbarer Nähe zum Versuchsfeld 2, durchgeführt. Versuche V010 und V011 erfolgten an der Moräne am Weingartensee. Bei den Versuchen V08, V09 und V014 wurde allerdings der Versuch beim Erreichen der maximalen Scherkraft gestoppt. Anschliessend wurde bis auf ca. 1 cm unterhalb der Scherfläche ein Wasserbad erstellt und nach 30 Minuten der Scherverversuch weitergeführt.

Im Anschluss an alle Versuche wurde vom abgesicherten Material (oberhalb und unterhalb der Scherfläche) der Wassergehalt und die Kornverteilung bestimmt (Fig. 5-8). Wie aus Fig. 5-8 ersichtlich ist, stimmt das abgesicherte Material durchwegs gut mit der Standard Kornverteilung überein.

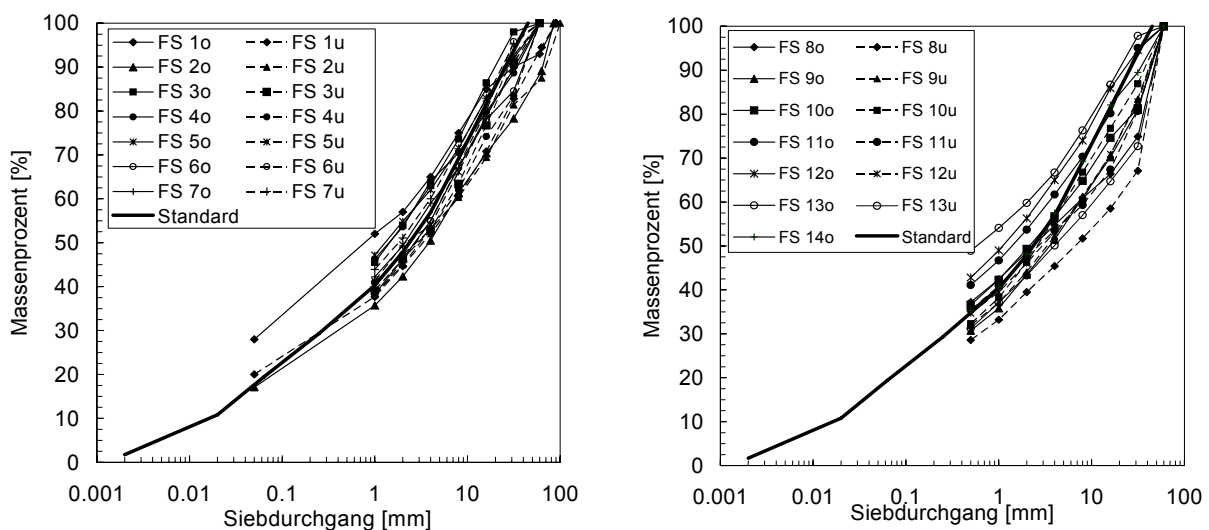


Fig. 5-8 Kornverteilung der abgesicherten Proben im Vergleich mit Standardmaterial  $d_{max.} < 45$  mm.

## 5.4 Resultate

### Versuche ohne Benetzung

Die nachstehenden Grafiken (Fig. 5-9 bis Fig. 5-11) zeigen eine Auswahl von Scherverversuchen an der Moräne Gruben.

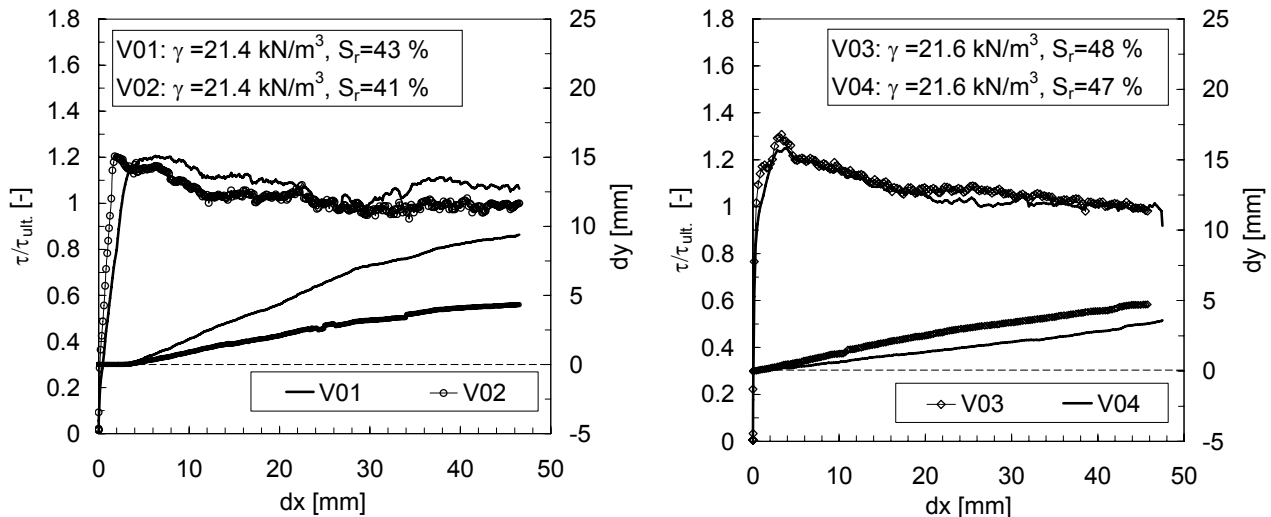


Fig. 5-9 Versuchsverlauf V01 / V02 und V03 / V04.

Die Versuche V01 – V07 weisen alle ein ähnliches Verhalten auf (Fig. 5-9 und Fig. 5-10). Nach Erreichen der maximalen Scherfestigkeit sinkt diese rund um 20 - 30 %. Am ausgeprägtesten ist diese Reduktion beim Versuch V015 (40 %). Die „Restscherfestigkeit“  $\tau_{ult.}$  wurde jeweils bei  $dx = 25 \text{ mm}$  Scherung bestimmt. Entsprechend wurde bei diesem Scherweg der Reibungswinkel  $\varphi'_{cv}$  ermittelt. Einzig V015 zeigt anhand Fig. 5-10 kein Dilatanzverhalten im  $\tau / \tau_{ult.}$  - Diagramm. Die Hebungen in  $dy$  betragen dennoch 4.9 mm bei 25 mm Scherung.

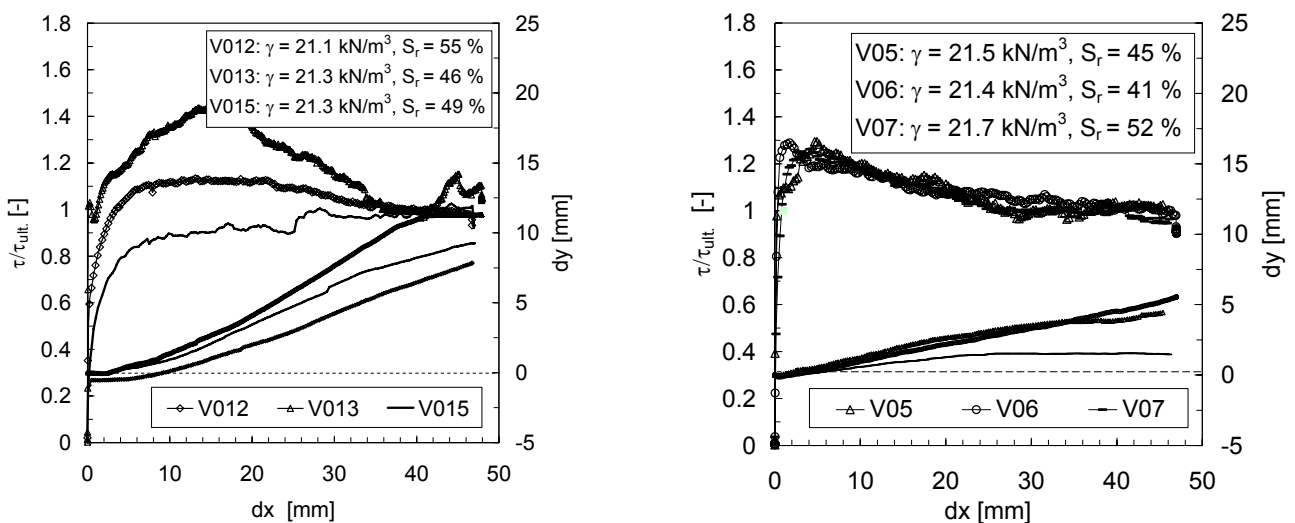


Fig. 5-10 Versuchsverlauf V05 - V07 und V012 - V015.

Die Resultate der Versuche am Weingartensee in Täsch zeigen ein ähnliches Verhalten wie die-jenigen in Gruben. Die Resultate sind in Fig. 5-11 dargestellt.

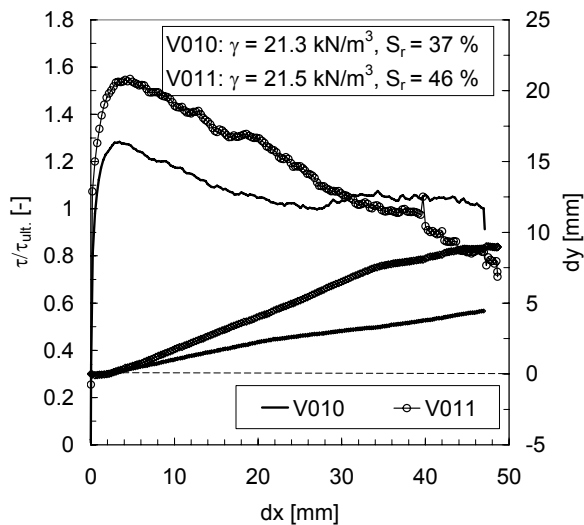


Fig. 5-11 Versuchsverlauf V010 und V011 vom Weingartensee

Der typische Abfall der Scherfestigkeit ist im Versuch V010 erkennbar. Beim Versuch V011 ist analog zum Versuch V013 (Gruben) der Einfluss von Steinen, welche wesentlich über dem maximalen Grösstkorn für einen Feldversuch liegen, zu sehen. Der schlussendlich einzig verbleibende Versuch V010 ist als Stichprobe zu klein, um repräsentative Aussage zu machen. Daher werden die Versuche aus Täsch für die weiteren Auswertungen nicht mehr beigezogen.

Abgesehen vom Versuch V015 sind bei allen Versuchen die deutlichen Verformungen (Hebungen) erkennbar. Auf deren Auswirkungen (Dilatanz) wird unter Kapitel 5.5 eingegangen.

#### Versuche mit Benetzung

Die Versuche V08 / V09 zeigen deutlich den Einfluss der Wasserzugabe. Währenddem beim Versuch V09 ein Verbleib auf der „Restscherfestigkeit“ beobachtet wurde, beobachtete man beim Versuch V08 einen Wiederanstieg der Scherfestigkeit. Dies erklärt sich durch das Vorhandensein von grösseren Steinen im Bereich der Scherfläche (analog zu V011 und V013). Die Reduktion der Scherfestigkeit im Vergleich zur maximalen Scherfestigkeit ( $\tau / \tau_{ult.}$  von 1.3 auf 0.9 bei V08, bzw. 1.45 auf 0.85 bei V09) beträgt bei V08 30 % und bei V09 sogar rund 40 % (Fig. 5-12).



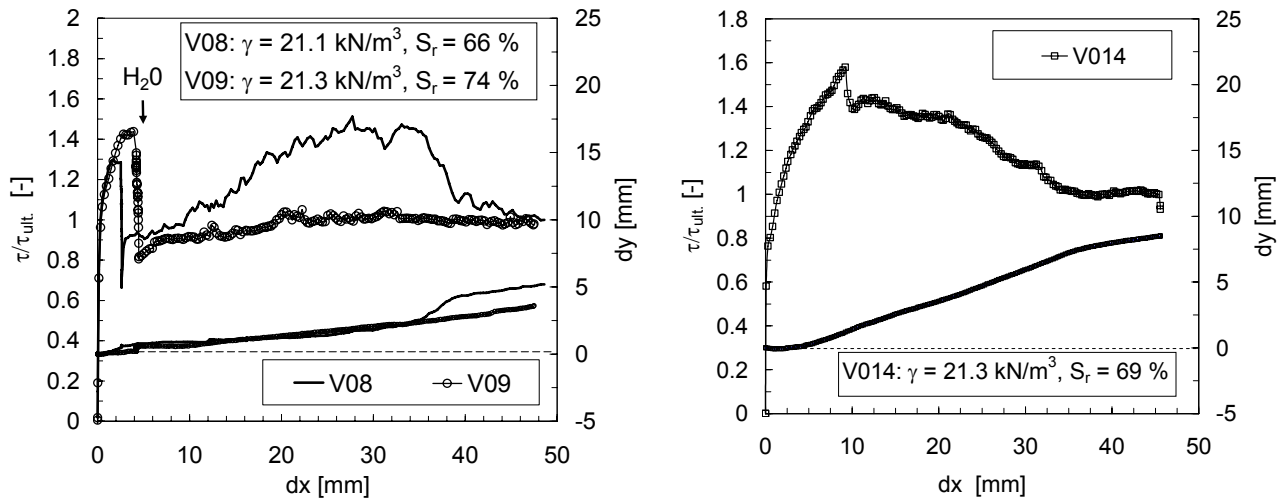


Fig. 5-12 Versuchsverlauf V08, V09 und V014 mit Wasserzugabe.

Beim Versuch V014 (Fig. 5-12) war der Abfall mit 13 % am wenigsten ausgeprägt ( $\tau / \tau_{\text{ult.}}$  von 1.6 auf 1.4). Der Sättigungsgrad lag bei diesen Versuchen, bei denen eine Benetzung durchgeführt wurde, zwischen 66 – 74 %.

## 5.5 Auswertung der Direktscherversuche im Feld

### Auswirkung der Dilatanz

In der nachstehenden Fig. 5-13 sind im  $\tau / \sigma'$  – Diagramm die entsprechenden Reibungswinkel für die maximalen Scherfestigkeiten  $\tau_{\text{max.}}$  und Restscherfestigkeit  $\tau_{\text{ult.}}$  abgebildet. Für beide Fälle sind die Regressionsgeraden durch den Nullpunkt, unter Vernachlässigung eines Kohäsionsanteiles, dargestellt. Der maximale Reibungswert beträgt  $\varphi'_{\text{max.}} = 52^\circ$ , der minimale Wert der Restfestigkeit  $\varphi'_{\text{cv}} = 39^\circ$ . Dies entspricht etwa einer Reduktion von rund einem Drittel.

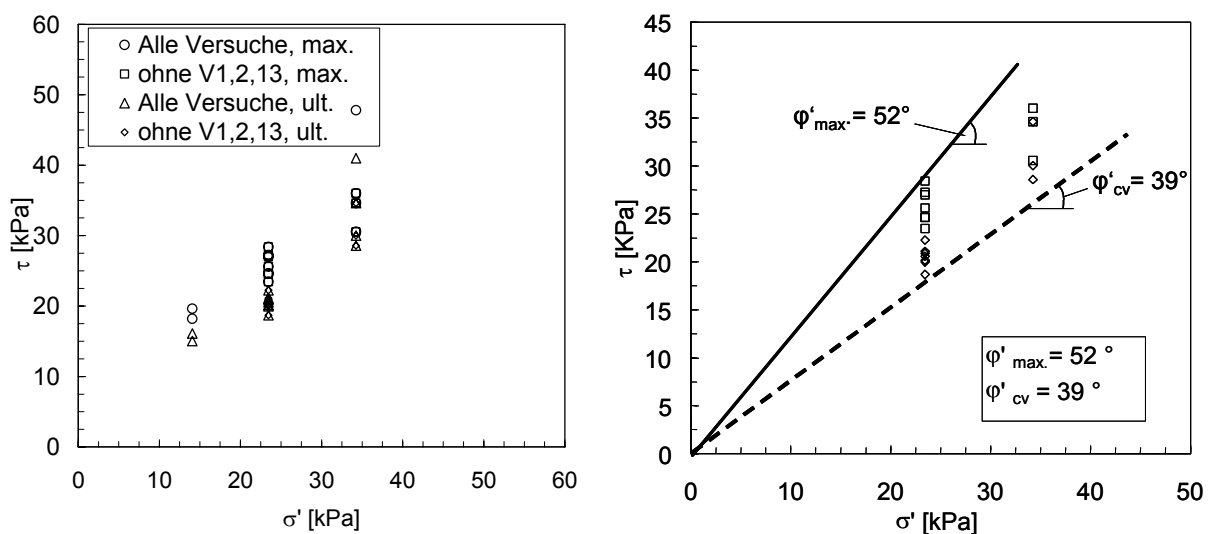


Fig. 5-13 Ermittlung der Reibungswinkel,  $\varphi'_{\text{max.}}$  und  $\varphi'_{\text{cv.}}$ .

Die Auswirkung des Maximalkorns und der Dilatanz sind in Bolton et al. (1991) und Bolton (1986) erläutert. Grundsätzlich gilt ein Maximalkorn von  $d_{\max.}$ . Diese ist definiert durch:

$$D / d_{\max.} < 6 \quad [5-2]$$

D : Durchmesser Zelle bzw. Rahmen, [mm]

Das hier verwendete Maximalkorn von  $d_{\max.} < 45$  mm liegt knapp über diesem Kriterium. Diese Grobkomponenten erhöhen die Zugfestigkeit und wirken sich sowohl auf die Maximalscherfestigkeit wie auch auf die Endscherfestigkeit (Bolton, 1986).

Verwendet man den Ansatz von Bolton (1986) zur Bestimmung der Dilatanz mit:

$$I_R = I_D (Q - \ln p') - 1 \quad [5-3]$$

ergibt dies für ebene Dehnungsbedingungen:

$$\psi = 5I_R \quad , [^\circ] \quad [5-4]$$

und

$$\psi = \varphi'_{\max.} - \varphi'_{cv} \quad , [^\circ] \quad [5-5]$$

$I_R$  : Index für Dilatanz, [-]

$I_D$  : relative Raumdichte (vgl. [3-5]), [-]

$\psi$  : Winkel der Dilatanz, arctan  
(Vertikalverschiebung / Horizontalverschiebung), [°]

Q : 10 (Härte der Quarzkörner), [-]

$$p' = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)/3 \quad , [kPa] \quad [5-6]$$

In der nachstehenden Tab. 5-2 sind die entsprechenden Auswertungen für die Versuche aus Gruben dargestellt.  $\sigma'_y$  und  $\sigma'_z$  wurden mittels des Ruhedruckansatzes  $K_0$  bestimmt. Als relative Dichtezahl wurde die in 4.3.3.3 gemessene Grösse von  $I_D = 0.44$  gewählt. Tab. 5-2 beinhaltet ebenfalls die ermittelten Werte der Dilatanz als Winkel aus Hebung und Horizontalverschiebung ( $dy / dx$ ).

Versuch	$p'$ [kPa]	Q [-]	$I_D$ [-]	$I_R$ [-]	$\psi_1$ [°]	dx [mm]	dy [mm]	$\psi_2$ [°]	$\psi_m$ [°]
V01	7.0	10	0.44	2.57	12.9	25	6.1	13.7	10.1
V02	7.2	10	0.44	2.56	12.8	25	2.8	6.4	
V03	12.7	10	0.44	2.31	11.5	25	3.3	7.5	
V04	13.3	10	0.44	2.29	11.4	25	2.0	4.6	6.2
V05	13.0	10	0.44	2.30	11.5	25	3.4	7.7	
V06	13.0	10	0.44	2.30	11.5	25	2.1	4.8	
V07	13.7	10	0.44	2.27	11.4	25	3.0	6.8	
V08	13.1	10	0.44	2.29	11.5	25	1.6	3.7	
V09	13.3	10	0.44	2.29	11.4	25	1.3	3.0	

Versuch	$p'$ [kPa]	Q [-]	$I_D$ [-]	$I_R$ [-]	$\psi_1$ [°]	dx [mm]	dy [mm]	$\psi_2$ [°]	$\psi_m$ [°]
V012	18.1	10	0.44	2.15	10.7	25	2.9	6.6	10.7
V013	15.9	10	0.44	2.21	11.0	25	6.0	13.5	
V014	18.5	10	0.44	2.14	10.7	25	5.1	11.5	
V015	17.0	10	0.44	2.18	10.9	25	4.9	11.1	

Tab. 5-2 Auswertung der Dilatanz der Feldscherversuche.

- $\psi_1$  : aus [5-4], [°]  
 $\psi_2$  : aus  $\arctan(dy / dx)$ , [°]  
 $\psi_m$  : gemittelt aus den jeweiligen Laststufen aus  $\psi_2$ , ohne Berechnungsversuche V08 und V09, [°]

Die Größenordnung der Winkel der Dilatanz  $\psi_1$  beträgt mit dem Ansatz von Bolton (1986) für die Versuche mit der kleinsten Vertikalspannung (V01 und V02)  $12.8^\circ - 12.9^\circ$  und für diejenigen Versuche mit der höchsten Vertikalspannung (V012 und V013)  $\psi_1 = 10.7^\circ - 11^\circ$ . Der aus den Verschiebungen gemessene Dilatanzwinkel  $\psi_2$  variiert wesentlich mehr, wie beispielsweise für V01 und V02, von  $6.4^\circ - 13.7^\circ$ . Bei den Versuchen in den mittleren Spannungsbereichen (V03 – V07), ohne Berücksichtigung der Versuche mit Benetzung; reichen diese von  $4.6^\circ - 7.7^\circ$ . Im Mittel liegen diese rund  $5^\circ$  tiefer. Bei den Versuchen mit der höchsten Belastung ist die Übereinstimmung wiederum relativ gross. Analysiert man die Resultate aus den Benetzungsversuchen V08 und V09, so stellt man fest, dass der Winkel der Dilatanz nur der Hälfte desjenigen, aus den analogen Versuchen (V03 – V07) ohne Benetzung, entspricht. Fig. 5-14 zeigt die spannungsabhängigkeit der Dilatanz im halblogarithmischen Massstab. Für  $\psi_2$  wurde jeweils der gemittelte Wert  $\psi_m$  verwendet.

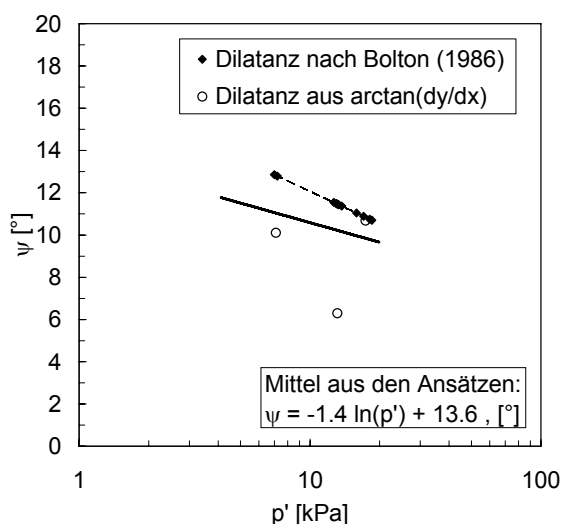


Fig. 5-14 Spannungsabhängigkeit der Dilatanz für die Feldversuche.

Fig. 5-14 zeigt ebenfalls einen Ansatz zur Bestimmung der Dilatanz. Die Gerade ist ein Mittel im jeweiligen Spannungsbereich der Resultate aus beiden Ansätzen.

### Auswirkung Benetzung

Die Auswertung für die Versuche mit Wasserzugabe ist in Tab. 5-3 ersichtlich:

Test Nr.	$S_r$ [-]	$\tau_{ult.}$ [kPa]
V08	0.66	22.9
V09	0.74	22.3
V014	0.69	31.8

Tab. 5-3 Auswertung Direktscherversuche mit Wasserzugabe.

Für die Versuche V08, V09, V014 resultiert ein durchschnittlicher Sättigungsgrad  $S_r$  von rund 0.7. Die Erhöhung des Sättigungsgrades bewirkt somit eine plötzliche Reduktion der Scherfestigkeit. Dieses Verhalten ist konsistent mit bisherigen Untersuchungen im Labor (Nicotera, 2000; Evangelista & Scotto di Santolo, 2001; Cecconi et al., 2005).

Fig. 5-15 zeigt den Verlauf von  $\tau$  in Abhängigkeit von  $\sigma'$  ( $\sigma'$  entspricht dem „normal net“ stress  $\sigma_n - u_a$  bei  $u_a = 0$ ) und zwar für  $S_r = 0.7$ , wie auch für einen Sättigungsgrad von  $S_r = 0.5$ .

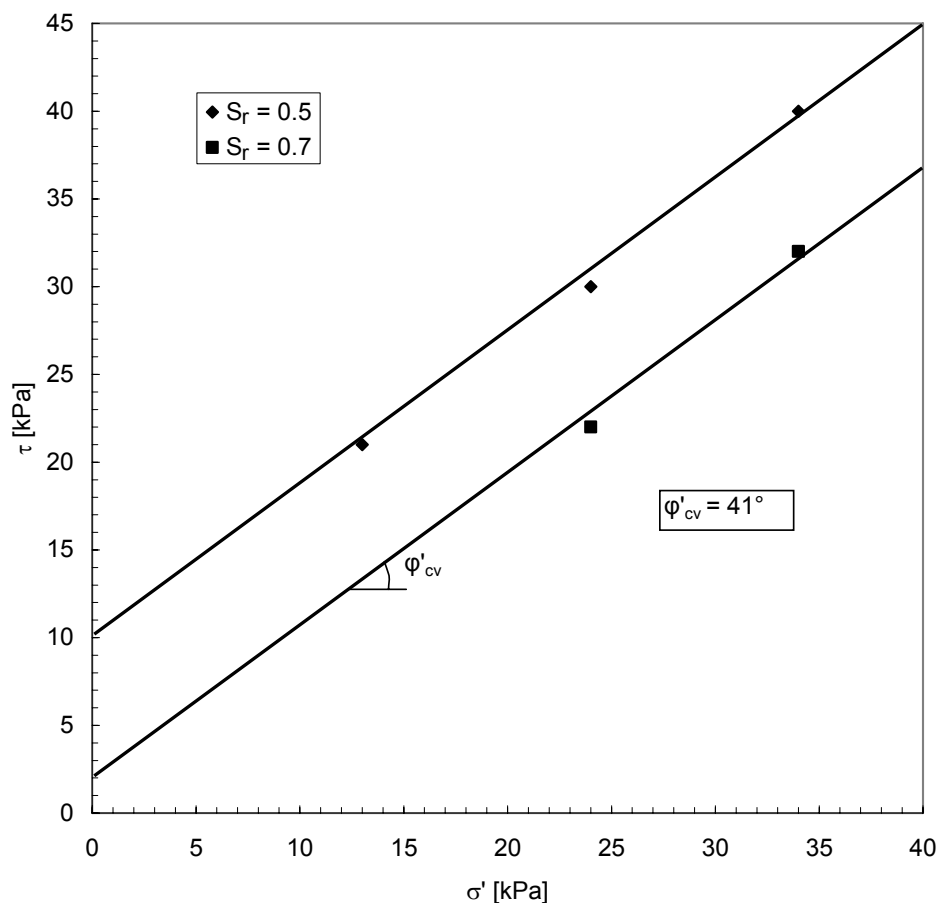


Fig. 5-15  $\tau / \sigma'$  für  $S_r = 0.5$  und  $S_r = 0.7$  (Springman et al., 2003).

Der Gradient der Umhüllenden ( $\tan \phi'_{cv}$ ) ist quasi unabhängig vom Sättigungsgrad  $S_r$  und wird als Reibungswinkel  $\phi'_{crit.} = 41^\circ$  bestimmt. Die scheinbare Kohäsion, definiert

als  $c_{app.}$ , liegt wie in Fig. 5-15 dargestellt bei rund 2 kPa für  $S_r = 0.7$  bzw. 10 kPa für  $S_r = 0.5$ .

Die Umhüllende der Scherfestigkeit  $\tau$ , welche maximal für  $\sigma'$  bzw.  $(\sigma_n - u_a)$  in einer Gleitfuge mobilisiert werden kann, kann somit vereinfacht folgendermassen bestimmt werden:

$$\tau = (\sigma_n - u_a) \tan \varphi'_{cv} + c_{app.} \quad [5-7]$$

Eine mögliche Abschätzung des Verlaufes von  $c_{app.}$  in Abhängigkeit der Feldversuche für den Bereich  $S_r$  grösser als 45% ist in Fig. 5-16 (Springman et al., 2003) dargestellt.

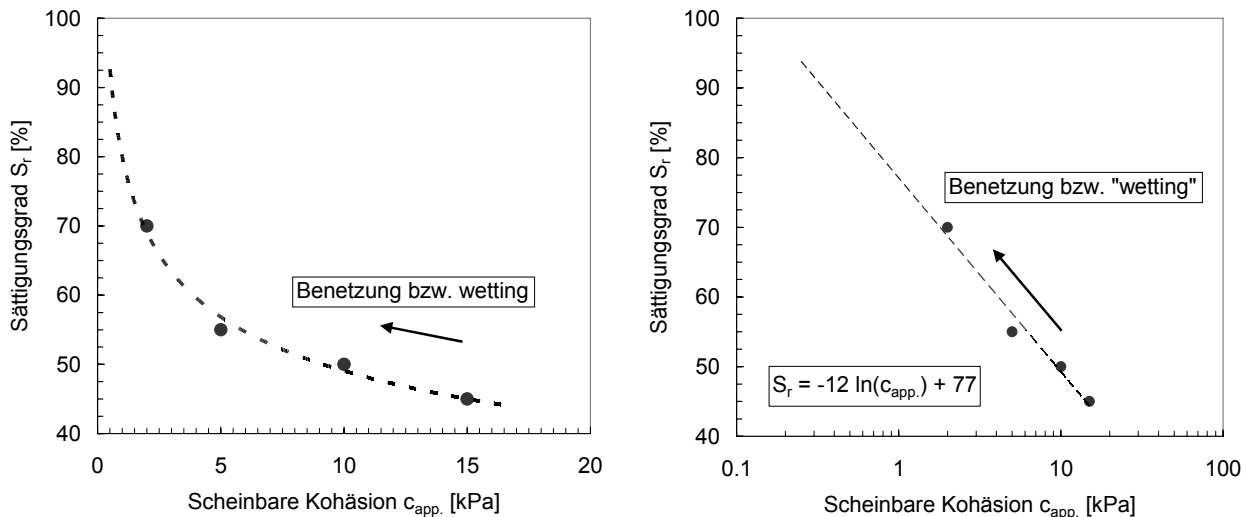


Fig. 5-16 Verlauf von  $c_{app.}$  in Abhängigkeit von  $S_r$  (Springman et al., 2003).

Deutlich zu erkennen ist die Reduktion von  $c_{app.}$  mit zunehmender Sättigung des Bodens.

## 5.6 Vergleich Direktscherversuche im Labor

Wie bereits unter 5.1 dargestellt, wurde der Feldversuchsapparat primär dazu entwickelt, Versuche ungestörter Proben im Feld auszuführen. Da der Bereich innerhalb der Scherfläche (unterer Rahmen) lediglich 50 mm beträgt, wird dieser massgebend. Das Kriterium für ein Grösstkorn  $d_{max.} < 45$  mm ist somit nicht erfüllt. Die Versuche wurden alle bei  $w_{opt.}$  eingebaut und statisch auf das Raumgewicht, ( $\gamma_d = 20.2$  kN/m<sup>3</sup>) welches im Feld gemessen wurde, verdichtet (VA1 - VA3). Um einen Vergleich zu den Triaxialversuchen zu haben, wurden sämtliche Versuche mit  $d_{max.} < 45$  mm durchgeführt. Die Schergeschwindigkeit betrug analog zu den Feldversuchen 0.5 mm/min.

Eine Auswahl der Resultate ist in Tab. 5.4 sowie in Fig. 5-17 und Fig. 5-18 dargestellt.

Versuch	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	w [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	e [-]	$S_r$ [%]	$G_{tot}$ [N]	$Z_{max}$ [N]	$\tau_{max}/\sigma'$ [-]	$\phi'_{max}$ [°]	$Z_{ult}$ [N]	$\tau_{ult}/\sigma'$ [-]	$\phi'_{cv}$ [°]
A1	21.02	5.5	19.93	0.43	37	786.7	918	1.30	48.5	852.2	1.05	46.7
A2	21.20	5.5	20.09	0.41	38	1181.5	1345.5	1.27	48.1	1224.8	1.14	46.0
A3	21.49	5.5	20.37	0.39	40	410.2	741.6	2.01	60.1	444.5	1.08	47.3
C1	21.81	5.5	20.67	0.37	42	782.9	1506.6	2.14	62.1	1305.8	1.67	59.1

Tab. 5-4 Resultate Direktscherversuche im Labor ( $d_{max} < 45$  mm).

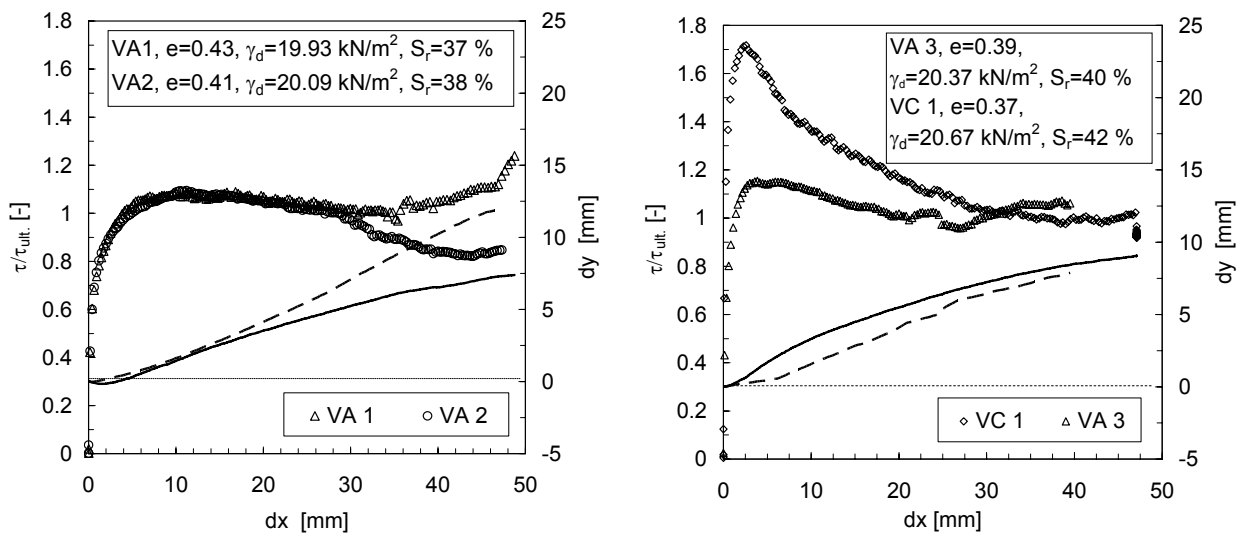


Fig. 5-17 Versuchsverlauf VA1 / VA2 und VA3 / VC1.

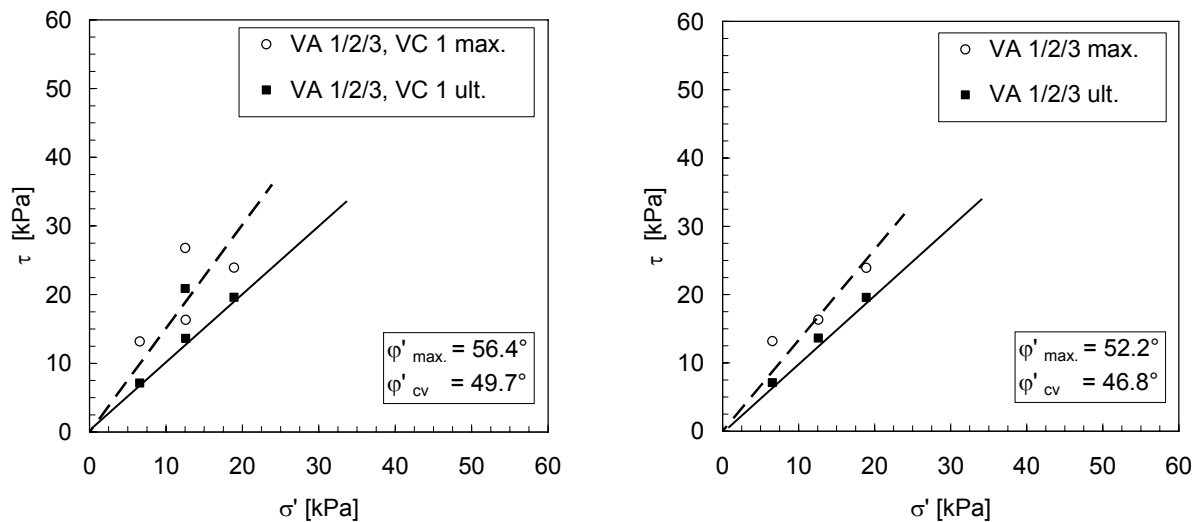


Fig. 5-18  $\tau/\sigma'$  der Versuche VA 1 / 2 / 3 mit (a) und ohne (b) Berücksichtigung von VC1.

Deutlich zu erkennen ist beim Versuch VC1 die hohe maximale Scherfestigkeit bei höherem Raumgewicht bzw. Porenzahl im Vergleich zu den Resultaten der Versuche VA1 - 3.

Die entsprechenden über diese 4 Versuche gemittelten Reibungswinkel betragen  $\varphi'_{\max.} = 56.4^\circ$  und  $\varphi'_{cv} = 49.7^\circ$ . Falls die Resultate von VC1 nicht mitberücksichtigt werden, ergibt dies  $\varphi'_{\max.} = 52.2^\circ$  bzw.  $\varphi'_{cv} = 46.8^\circ$  (Fig. 5-18b).

In Tab. 5-5 sind die Grössen der Dilatanz analog zur Tab. 5.2 dargestellt.

Versuch	$p'$ [kPa]	Q [-]	$I_D$ [-]	$I_R$ [-]	$\psi_1$ [°]	dx [mm]	dy [mm]	$\psi_2$ [°]
A1	6.4	10	0.34	1.80	9.0	25	12.3	26.2
A2	9.8	10	0.37	1.90	9.5	25	12.0	25.6
A3	3.3	10	0.42	2.76	13.8	25	11.9	25.4
C1	5.4	10	0.48	3.03	15.2	25	13.7	28.7

Tab. 5-5 Auswertung Dilatanz Laborversuche.

Fig. 5-19 zeigt sowohl die Spannungsabhängigkeit der Dilatanz anhand der Ergebnisse aus Tab. 5.5 für den Ansatz von Bolton (1986) und der Verschiebungen.

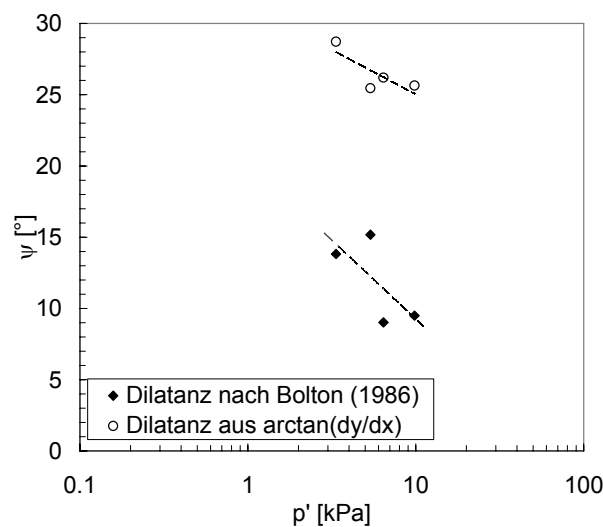


Fig. 5-19 Spannungsabhängigkeit der Dilatanz für die Laborversuche.

Die relativen Raumgewichte  $I_D$  der Versuche VA3 und VC1 sind am ehesten mit denjenigen der Feldversuche zu vergleichen ( $I_D = 0.44$ ). Die Dilatanz beträgt  $13.8^\circ$  bzw.  $15.2^\circ$ . Der Spannungszustand beim Versuch VA1 liegt etwas tiefer als beim Feldversuch V01. Das relative Raumgewicht ist jedoch kleiner. Der Winkel der Dilatanz beträgt  $9^\circ$ . Die aus den Verschiebungen gemessenen Dilatanzwinkel  $\psi_2$  liegen mit  $25.4^\circ - 28.7^\circ$  wesentlich höher. Es muss hier festgehalten werden, dass die Voraussetzung für den Ansatz von Bolton (1986) hinsichtlich des maximalen Korndurchmessers nicht erfüllt ist. Die Auswirkungen des Grösstkorns, Form der Körnung, Kornverteilung, sowie Feinanteil werden in Rahmen dieser Auswertung nicht weiter berücksichtigt. Diese Grössen können zusätzliche Einflüsse auf das Dilatanzverhalten haben (Bolton, 1991). Erste diesbezügliche Resultate sind in Arnold et al. (2005) dargestellt.

## 6. Modellierung

### 6.1 Einleitung

Die nachstehenden Näherungsverfahren und Modellierungen haben zum Ziel anhand der im Labor und Feld bestimmten geotechnischen Grössen, Feldversuche nachzurechnen. Dabei werden verschiedene Ansätze gewählt. Ein recht pragmatischer Ansatz ist ein von der klassischen Stabilitätsbetrachtung für einen unendlichen Hang abgeleitete und um den „suction“ Anteil erweitertes Vorgehen (Springman et al., 2003). Ein weiterer Schritt ist der Versuch zur Bestimmung eines Grenzwertes „threshold value“ anhand eines sogenannten „single stress“ Ansatzes (Tarantino & Mongiovi, 2003).

Im Rahmen dieses Projektes wurden keine suction gesteuerten bzw. kontrollierte Laborversuche durchgeführt. Dementsprechend müssen die Parameter, welche den „ungesättigten“ Bereich abdecken, teilweise mit Analogien abgeschätzt werden. Da sich im Projekt vorwiegend um niederschlagsinduzierte Instabilitäten handelt, werden vorwiegend die Infiltrationsprozesse, welche massgebend sind für die Instabilität, numerisch berechnet. In einer ersten Phase werden die Feldversuche mittels einem Finiten Differenzen Modell auf Basis der Gleichung von Richards (1928) nachgerechnet. In einem weiteren Schritt wird die Entwicklung der Sättigung untersucht. Schlussendlich werden mit einem hydromechanischen Modell, welches auf den Arbeiten von Alonso et al. (1990, 1995) basiert, die Vorgänge simuliert und zusätzliche Sensitivitätsanalysen durchgeführt.

### 6.2 Infinite Slope

Dieser Ansatz basiert auf den von Springman et al., (2003) gemachten Überlegungen. Bei einer vollständigen Sättigung des Bodens ( $S_r = 1$ ) beträgt die Scherfestigkeit:

$$\tau_f = (\sigma_n - u_w) \tan \varphi'_{cv} \quad [6-1]$$

Für die Bestimmung der maximalen Scherfestigkeit im ungesättigten Zustand kann nebst der Beziehung [6-2] beispielsweise der Ansatz von Öberg & Sällfors (1997), welcher auf der SWCC basiert herangezogen werden. Dieser ist folgendermassen definiert:

$$\tau_f = (\sigma_n - u_a) \tan \varphi'_{cv} + (u_a - u_w) S_r \tan \varphi'_{cv} \quad [6-2]$$

mit  $S_r$  und der suction ( $u_a - u_w$ ), welche aus den Feldversuchen bestimmt werden kann.

Die Gleichungen [6-1] und [6-2] können umgeschrieben werden zu:

$$\tau_f = c^* + \sigma_n \tan \varphi'_{cv} \quad [6-3]$$

Im unmittelbaren oberflächennahen Bereich kann davon ausgegangen werden, dass zum Zeitpunkt des Bruchzustandes  $u_a = 0$  ist.



Somit gilt  $c^* = c_{app}$ .

und  $c^*$  kann folgendermassen bestimmt werden  $c^* = (-u_w) S_r \tan \varphi'_{cv}$  (aus [6-2])

$u_w$  : Wert der suction, aus Feldmessung, [kPa]

In einem unendlichen Hang (infinite slope), unter Annahme dass sich der Grundwasserspiegel unterhalb der betrachteten Gleitfuge befindet, ist der Sicherheitsfaktor bestimmt durch:

$$F = \frac{\{(c^* / \cos^2 \alpha) + \gamma z \tan \varphi'_{cv}\}}{\gamma z \tan \alpha} \quad [6-4]$$

$\alpha$  : Hangneigung, [°]

$z$  : Tiefe, [m]

Im ungesättigten Zustand führt die suction zu einem zusätzlichen Festigkeitsanteil. Dieser mit  $c^*$  bezeichnete Anteil kann im Bruchzustand mit  $F = 1$  aus [6-4] folgendermassen bestimmt werden:

$$c^* = \gamma z \cos^2 \alpha \{\tan \alpha - \tan \varphi'_{cv}\} \quad [6-5]$$

Tab. 6-1 und Fig. 6-1 zeigt die berechneten Werte für  $c^*$  auf Basis von  $\alpha = 42^\circ$  sowie  $\varphi'_{cv} = 39^\circ$  und  $41^\circ$ .

z [m]	$\varphi'_{cv}$ [°]	$c^*$ [kPa]
0.2	39	0.20
0.5	39	0.51
0.2	41	0.07
0.5	41	0.17

Tab. 6-1 Ausgewählte Werte für  $c^*$  bei  $\alpha = 42^\circ$  (Springman et al., 2003).

In Fig. 6-1 wurde die Tiefe  $z$  für den Bereich von 0 – 0.5 m variiert. Dies ist der Bereich wo mit eigentlicher Veränderung infolge Niederschlägen gemäss den Feldmessungen maximal gerechnet werden kann.

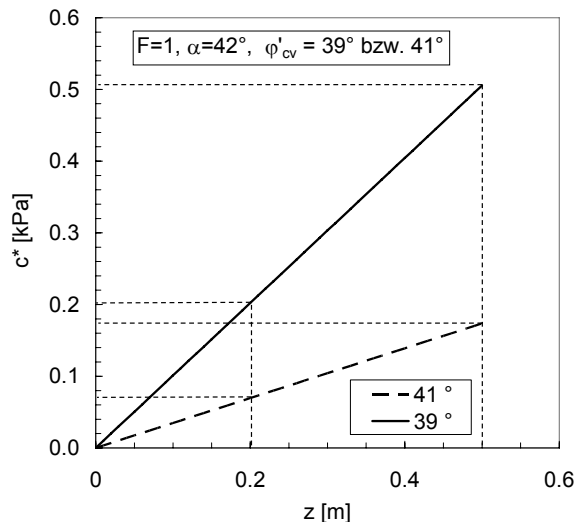


Fig. 6-1 Mindestwerte von  $c^*$  in Abhängigkeit der Tiefe für  $F = 1$ .

Die obigen Größenordnungen für  $c^*$  liegen relativ nahe bei  $c_{app.}$ , welche aus dem Sättigungsverhalten  $S_r$  der Feldversuchen bestimmt wurden (Fig. 5-14). Dies gilt vor allem für  $c_{app.}$  in einer Tiefe von etwa 0.2 m und für einen Sättigungsbereich von 90 – 95 %. Hier betragen die Größenordnungen von  $c_{app.}$  rund 0.2 bis 0.5 kPa. Für eine Tiefe von 0.5 m beträgt  $c_{app.} = 10$  kPa, was einer Sättigung  $S_r$  von ca. 50 % entspricht. Die gemessenen Sättigungsveränderungen (u.a. Versuch 2, 1999) zeigen, dass man davon ausgehen kann, dass für Sättigungsbereiche tiefer als 50 % und Tiefen ab 0.5 m die Abschätzungen wesentlich ungenauer werden. Unterhalb dieses Grenzbereichs konnten bei den Feldversuchen keine nennenswerten Veränderungen festgestellt werden.

Ein Beispiel für die Anwendung der obigen Darlegungen ist in Tab. 6.2 dargestellt. Mit der aus dem Versuch 3 (2000) gemessenen suction (T15, T16, T18 aus Fig. 4-28 und Fig. 4-29) und den Sättigungen  $S_r$ , aus den TDR lässt sich  $c^*$  resp.  $c_{app.}$  für den 31° Hang mit den oben gemachten Überlegungen bestimmen. Die entsprechenden Werte sind in Tab. 6-2 dargestellt.

Tensiometer	Tiefe [m]	$u_w$ [kPa]	$u_{w,ult.}$ [kPa]	$S_{r,o}$ [-]	$S_{r,ult.}$ [-]	$c^*_o$ [kPa]	$c^*_{ult.}$ [kPa]	$c^*_{ult.}/c^*_o$ [%]
T 16	-0.16	-35	-4	0.60	0.88	17.0	2.9	16
T 18	-0.3	-23	-4	0.34	0.55	6.3	1.8	28
T 15	-0.4	-35	-10	0.31	0.51	8.8	4.1	47

Tab. 6-2 Bestimmung  $c^*$  für T 15, T 16, T 18, bei  $S_{r,o}$  und  $S_{r,ult.}$ .

- $u_w$  : suction bei Versuchsbeginn, [kPa]
- $u_{w,ult.}$  : suction bei Versuchsende, [kPa]
- $S_{r,o}$  : Sättigung bei Versuchsbeginn, [-]
- $S_{r,ult.}$  : Sättigung bei Versuchsende, [-]
- $c^*_o$  : Kohäsionsanteil bei Versuchsbeginn, [kPa]
- $c^*_{ult.}$  : Kohäsionsanteil bei Versuchsende, [kPa]

Fig. 6-2 zeigt die relative Zunahme von  $c^*$  von Form von  $(c^*_o / c^*_{ult})$  mit zunehmender Tiefe. Grundlage bilden dabei die in Tab. 6-2 ermittelten Werte. Ausgeprägt ist die markante Reduktion im oberflächennahen Bereich (T16 ca. 17 % des Ausgangswertes). In - 0.4 m beträgt sie nur noch etwa 50 %.

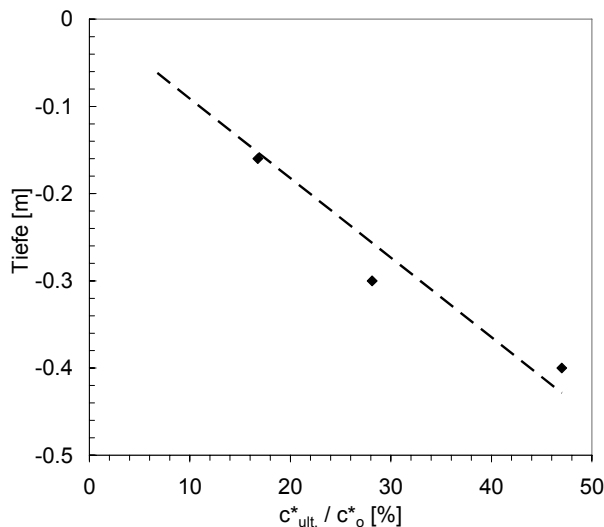


Fig. 6-2 Relative Reduktion des „suction“ Anteils mit abnehmender Tiefe.

Dieser relativ einfache Ansatz erlaubt zusammen mit den beobachteten Messungen im Feld, eine erste grobe Abschätzung über das Stabilitätsverhalten zu erstellen. Er zeigt, dass sich beim 42° Hang eine Instabilität in einer Tiefe von 0.2 – 0.5 m ereignet. Voraussetzung ist dabei eine Sättigung des Bodens von rund 95 %. Demzufolge kann im vorliegenden Fall ein direkter Bezug zwischen Instabilität und Sättigung gegeben werden.

#### Tarantino & Mongiovi (2003)

Im obigen Fall wurde davon ausgegangen, dass der Fels bzw. eine undurchlässige Schicht sehr tief liegt. Dies entspricht auch den mit den geophysikalischen Messungen untersuchten Standorten von Gruben und Weingarten. Tarantino und Mongiovi (2003) haben diesbezüglich für einen unendlichen Hang Bezug auf eine parallel zur Oberfläche liegenden undurchlässigen wasserführenden Schicht genommen. Anstelle der oft verwendeten Gleichung von Fredlund & Rahardjo (1993), wurde der Ansatz von Khalili & Kabbaz (1998) verwendet. Dieser basiert auf den Grundlagen von Bishop (1959) mit:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad [6-6]$$

wobei  $\chi$  zwischen 0 und 1 variiert und  $\sigma'$  in Analogie zu Terzaghi's effektiven Spannungen  $\sigma' - u_w$  als effektive Spannung des ungesättigten Boden bezeichnet wird ("single stress approach").

Khalili & Kabbaz (1998) fanden für  $\chi$  folgende Gleichungen:

$$\chi = \left[ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0.55} \quad (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \quad [6-7]$$

$$\chi = 1 \quad (u_a - u_w) < (u_a - u_w)_b \quad [6-8]$$

Dabei entspricht  $(u_a - u_w)_b$  der aus der SWCC bestimmten AEV.

Setzt man in [6-7]  $u_a = 0$  ein, lässt sich der Sicherheitsfaktor in einem unendlich langen Hang für ungesättigte und gesättigte Zustände folgendermassen bestimmen:

$$F = \frac{\tan \varphi'_{cv}}{\tan \alpha} + \frac{(-u_w)^{0.45} (-u_w)_b^{0.55} \tan \varphi'_{cv}}{\gamma Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (-u_w) > (-u_w)_b \quad [6-9]$$

$$F = \frac{\tan \varphi'_{cv}}{\tan \alpha} + \frac{(-u_w) \tan \varphi'_{cv}}{\gamma Z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (-u_w) < (-u_w)_b \quad [6-10]$$

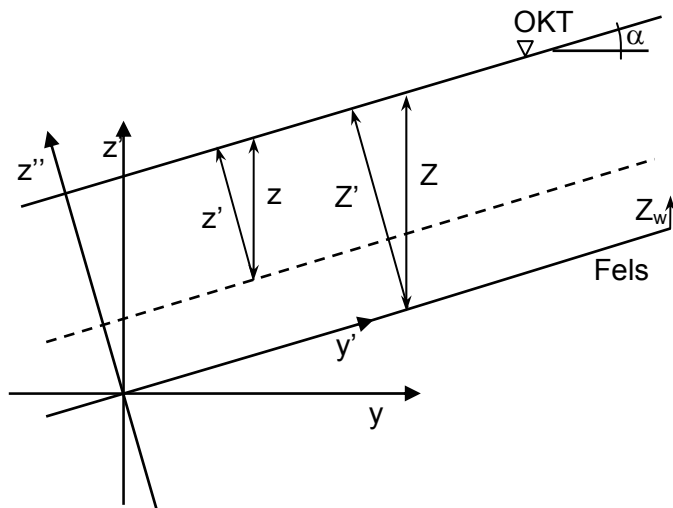


Fig. 6-3 Referenzsystem für unendlich langen Hang (Tarantino & Mongiovi, 2003).

- $\alpha$  : Hangneigung, [°]
- $\gamma$  : Raumgewicht, [kN/m<sup>3</sup>]
- $Z$  : Mächtigkeit zu einer undurchlässigen Schicht, [m]
- $z$  : Bodentiefe, [m]
- $-u_w$  : suction in der Tiefe  $z$ , [kPa]

Für den Fall, wo sich oberhalb der Felsoberfläche eine gesättigte Zone mit der Mächtigkeit  $Z_w$  befindet und sich eine hangparallele Sickerströmung einstellt ergibt sich:

$$u_w = \gamma_w Z_w \cos^2 \alpha \quad [6-11]$$

$Z_w$  : Grundwasserspiegellage über undurchlässiger Schicht, [m]

somit wird aus [6-10] die klassische Formel:

$$F = \left( 1 - \frac{\gamma_w Z_w}{\gamma Z} \right) \frac{\tan \varphi'_{cv}}{\tan \alpha} \quad [6-12]$$

Betrachtet man jedoch den ungesättigten Fall, so lässt sich mit [6-9] eine Sensitivitätsanalyse für den Gleichgewichtszustand mit  $F = 1.0$  durchführen. In Fig. 6-4 und Fig. 6-5 ist diese für drei AEV von 5, 10 und 15 kPa und mit variabler Tiefe  $z$  darstellt.

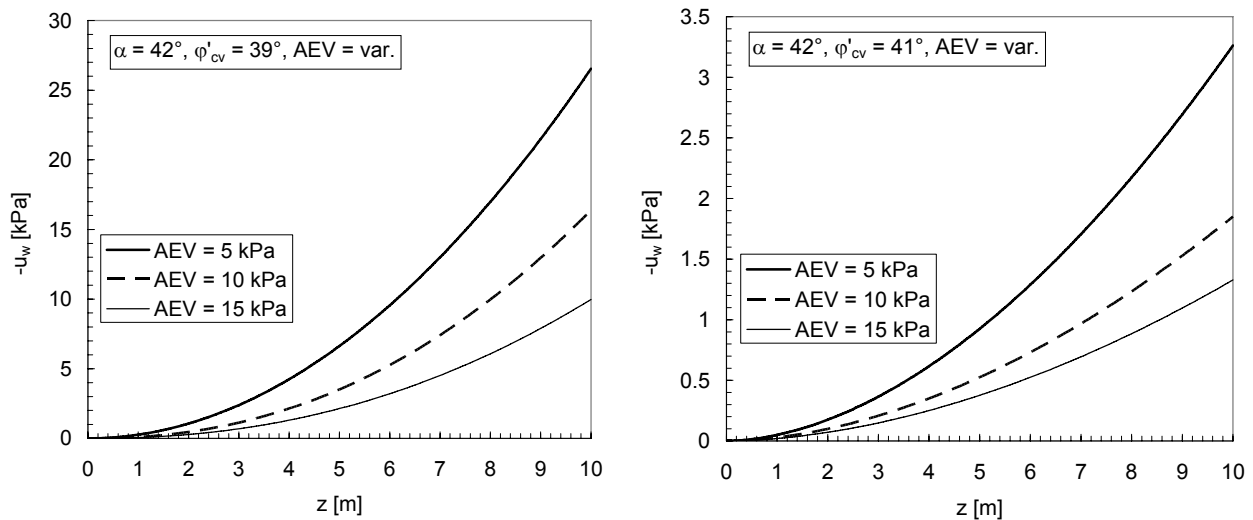


Fig. 6-4 Grenzgleichgewicht  $F = 1$  für variabl. AEV,  $\alpha = 42^\circ$ ,  $\varphi'_{cv} = 39^\circ$  bzw.  $42^\circ$  ( $z = 0 - 10$  m).

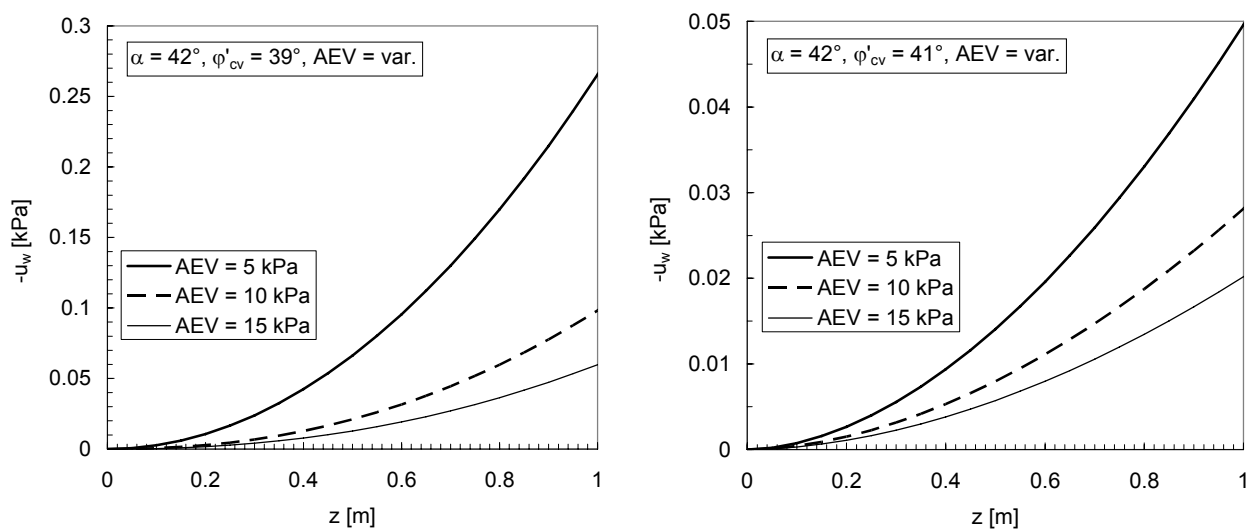


Fig. 6-5 Grenzgleichgewicht  $F = 1$  für variabl. AEV,  $\alpha = 42^\circ$ ,  $\varphi'_{cv} = 39^\circ$  bzw.  $42^\circ$  ( $z = 0 - 1$  m).

Mit den in Fig. 6-4 und Fig. 6-5 dargestellten Resultaten lässt sich ein Wert („threshold“) für das Grenzgleichgewicht ermitteln. Für den  $42^\circ$  Hang mit einer AEV von 5 kPa und einer Mächtigkeit  $z$  der Instabilität von 0.2 - 0.5 m bedeutet dies gemäss Fig. 6-5, dass der Bruchzustand bei einer Reduktion der suction auf einen residuellen Wert von 0.02 kPa bzw. 0.06 kPa ( $\varphi'_{cv}$  von  $39^\circ$ ) und 0.04 kPa bzw. 0.15 kPa ( $\varphi'_{cv}$  von  $41^\circ$ ) eintritt. Somit kann die kritische suction entlang eines Profils bestimmt und mit den Resultaten aus den numerischen instationären Berechnungen überlagert werden. Damit ist es möglich, sowohl den Zeitpunkt wie auch die Tiefe des Bruches zu bestimmen.

## 6.3 VS2DT

### 6.3.1 Modell

Das Programm VS2DT (Variably Saturated 2-D Flow and Transport Model) ist ein 2-dimensionales Finite Differenzen Modell zur Lösung der Richards Gleichung (1928) und zur Simulation von Strömungsprozessen in variabel gesättigten porösen Medien.

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\phi) \frac{\partial Z}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\phi)}{\partial z} \quad (\text{Richards, 1928}) \quad [6-13]$$

- $\phi$  : effektive Sättigung, [-]  
 $Z$  : Druckhöhe, [m]  
 $K(\phi)$  : hydraulische Durchlässigkeit, [m/s]  
 $z$  : Tiefe, [m]

Betrachtet werden können zweidimensionale ebene oder zylindrische Strömungsprozesse. VS2DT wurde von Lapalla et al., (1987); Healy, (1990) und Hsieh et al., (1999) entwickelt. Das folgende nachstehende Modell (Fig. 6-6) wurde verwendet.

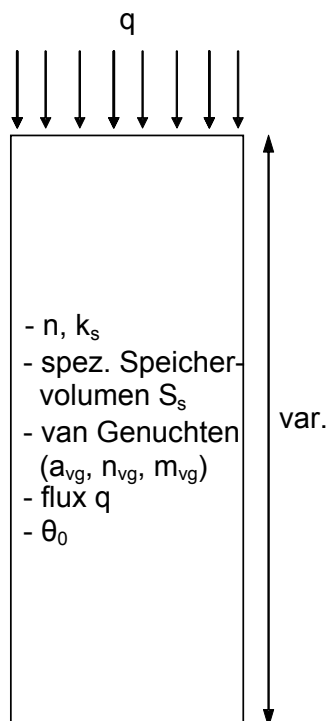


Fig. 6-6 Bodenelement für VS2DT.

Die einzelnen Parameter wurden aus den Resultaten der Feldversuche entnommen. Das Bodenelement (Gesamttiefe) betrug 3.0 m.

### Regenintensitäten

Die gemessene Regenintensität wurde dem Feldversuch 2 (1999) entnommen (Fig. 4-18). Die kumulierte Regenmenge betrug 1'900 mm. Dies entspricht einer mittleren Regenintensität von 11.9 mm/h. Für die Simulationen wurde dieser Betrag im Sinne einer Vereinfachung und Modellannahme als konstant betrachtet (Fig. 6-7).

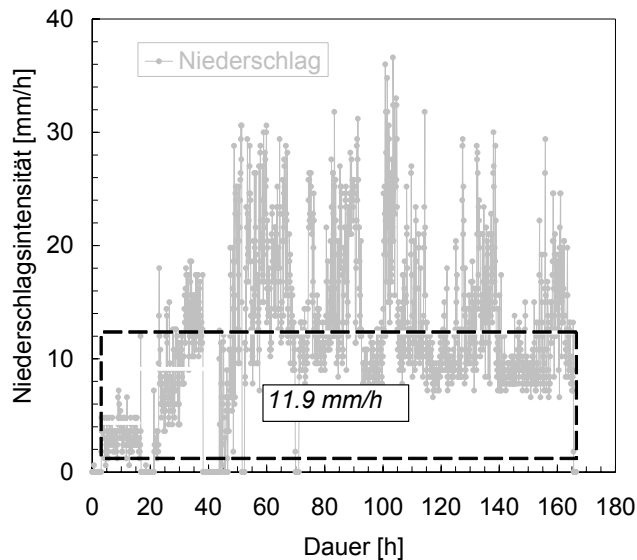


Fig. 6-7 Niederschlagsverteilung für Modellierung VS2DT (Versuch 2, 1999).

### Oberflächenabfluss

Der Oberflächenabfluss wurde mit  $\psi = 0.80$  gewählt (Fig. 4-15). Damit ergibt sich ein Eintrag (flux)  $q$  von 57 mm pro Tag (5.7 cm/d).

### Durchlässigkeiten

Die gesättigte Durchlässigkeit  $k_s$ , welche einer mittleren Porosität  $n = 0.31$  entspricht, beträgt rund 11 cm pro Tag (cm/d). Als Grundlage wurden die unter (3.4.2) ermittelten Durchlässigkeiten verwendet.

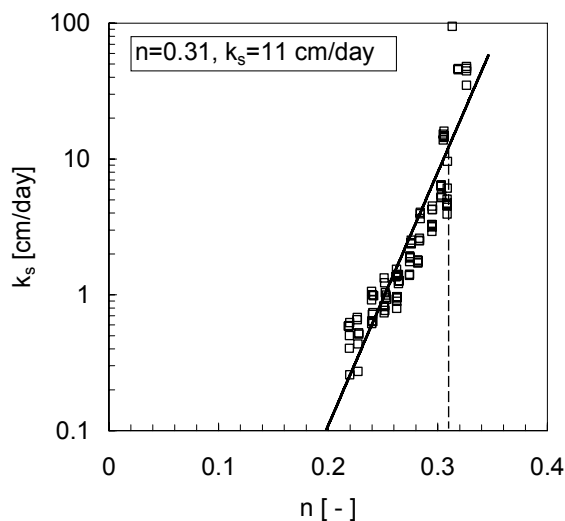


Fig. 6-8 Durchlässigkeitsbeiwert  $k_s$ .

### Speicherkoeffizient

Der spezifische Speicherkoeffizient  $S_s$  wird bestimmt durch:

$$S_s = \rho_w g (\alpha + \beta n) \quad [6-14]$$

$S_s$	:	spezifischer Speicherkoeffizient, [1/m]
$\rho_w$	:	Dichte des Wassers, [kg/m <sup>3</sup> ]
$g$	:	Erdbeschleunigung, [m/s <sup>2</sup> ]
$\alpha$	:	Kompressibilität des Korngefüges, $1/E_s$ bzw. $1/M_E$ , [m <sup>2</sup> /N]
$\beta$	:	Kompressibilität des Wassers, $4.58 \cdot 10^{-10}$ , 20° C, [m <sup>2</sup> /N]
$n$	:	Porosität, [-]

In Fig. 6-9 ist der spezifische Speicherkoeffizient  $S_s$  in Funktion des  $M_E$  dargestellt.

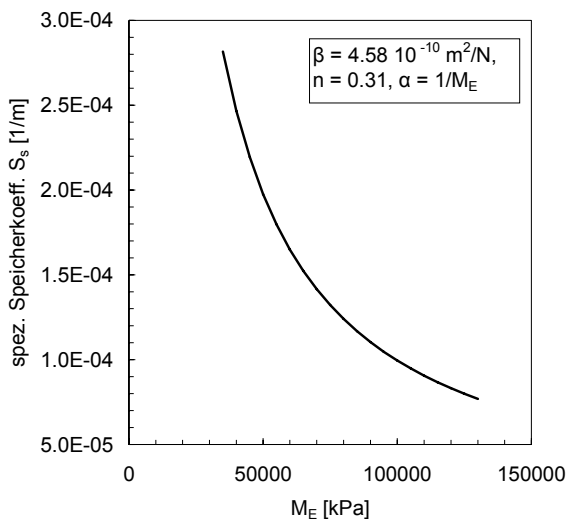


Fig. 6-9 Spezifischer Speicherkoeffizient  $S_s$ .

### SWCC

Es wurde die aus den Feldversuchen ermittelte SWCC (Fig. 4-38) verwendet. Die Parameter der van Genuchten Approximation wurden als Konstante übernommen. Es wurden folgende Berechnungen durchgeführt:

$k_s$ [cm/d]	flux $q$ [cm/d]	$n$ [-]	$a_{vg}$ [-]	$n_{vg}$ [-]	$m_{vg}$ [-]	$\theta_r$ [%]	$\theta_o$ [%]
10	5	0.31	0.12	1.3	0.3	6	18
100	5	0.31	0.12	1.3	0.3	6	18
10	8	0.31	0.12	1.3	0.3	6	18
100	8	0.31	0.12	1.3	0.3	6	18

Tab. 6-3 Zusammenstellung Berechnungsgrundlagen.

Als variable Größen wurde die gesättigte Durchlässigkeit  $k_s$  des Bodens und der flux  $q$  angenommen. Sämtliche Berechnungen wurden über eine Intervalldauer von 5 Tagen bzw. 120 Stunden durchgeführt.

$\theta_o$  : volumetrischer Wassergehalt bei Versuchsbeginn, [%]



### 6.3.2 Resultate

Fig. 6-10 zeigt die Resultate für die Eingangsdaten, wie sie aus den Labor- und Feldversuchen ermittelt wurden. Nach rund 5 Tagen wird in einer Tiefe von 0.07 und 0.12 m eine Sättigung von 90 – 95 % erreicht.

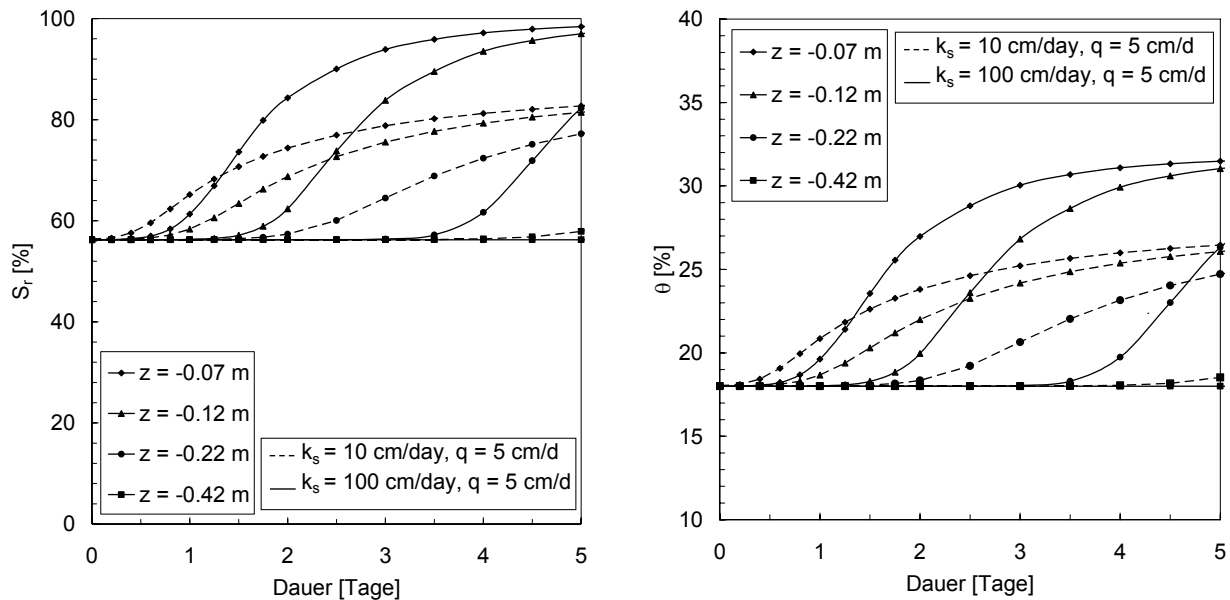


Fig. 6-10 Sättigungs- und vol. Wassergehaltsverlauf ( $q = 5 \text{ cm/d}$ ).

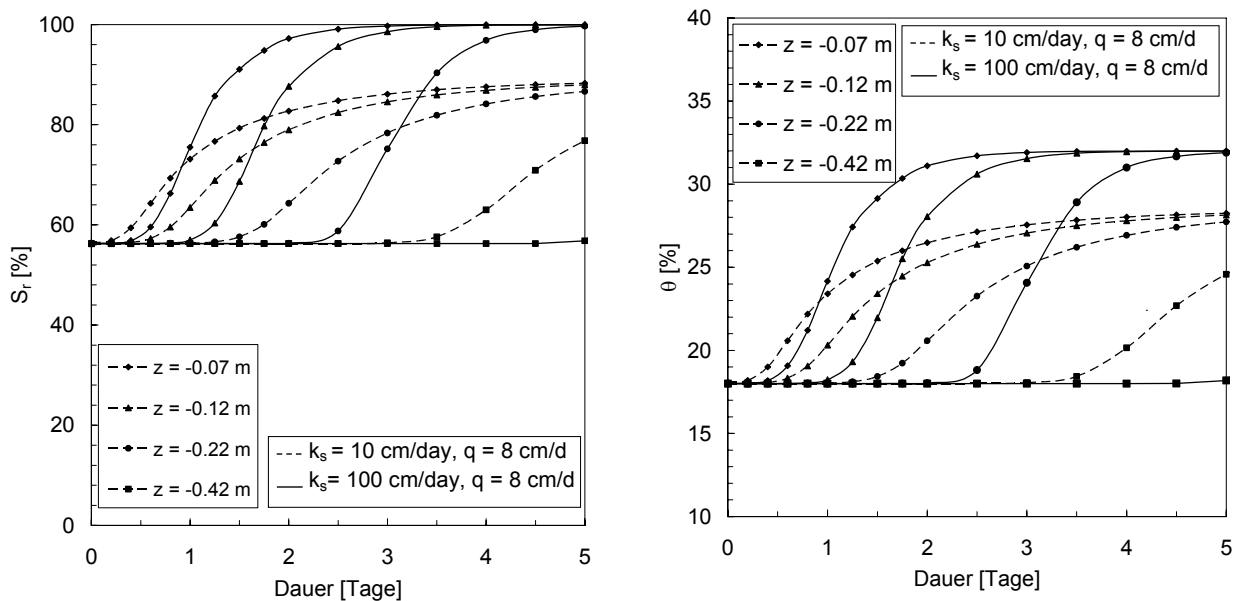


Fig. 6-11 Sättigungs- und vol. Wassergehaltsverlauf ( $q = 8 \text{ cm/d}$ ).

Dies entspricht im Wesentlichen den gemessenen Werten im Feld. In einer Tiefe von 0.42 m bleibt der Wassergehalt bzw. die Sättigung bis 3.5 Tage unverändert. Im Feldversuch hingegen wurden noch Veränderungen bis in einer Tiefe von 1.0 m festgestellt. Diese sind jedoch in einem sehr tiefen Sättigungsbereich. Eine Erhöhung der Durchlässigkeit um den Faktor 10 bei gleichem Eintrag  $q = 8 \text{ cm/d}$  führt dazu, dass die Sättigung für die Bereiche bis 10 cm in den ersten 48 Stunden wesentlich schneller zunimmt als bei  $q = 5 \text{ cm/d}$ . Bei diesem Eintrag wird eine Sättigung von rund 85 - 95% erreicht, währendem sie bei der tieferen Durchlässigkeit unter 80 % liegt. Diese höhere Durchlässigkeit

keit bewirkt somit kurzfristig eine schnellere Erhöhung des Wassergehaltes bzw. der Sättigung. Eine Tiefenwirkung  $> 0.5$  m wird hingegen nicht erreicht. Fig. 6-11 zeigt die analogen Berechnungen, jedoch mit einem erhöhten konstanten Niederschlag ( $\sim 17$  mm/h bzw.  $q = 8$  cm/d). Ein Vergleich der Varianten des Niederschlages bei gleichem  $k_s$  ist in Fig. 6-12 dargestellt.

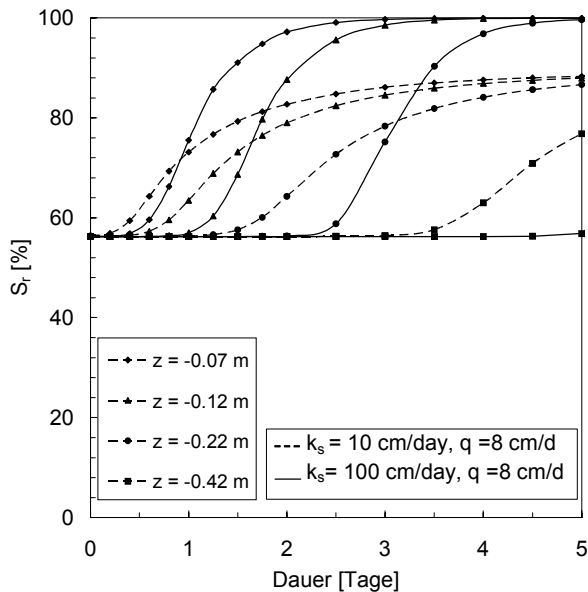


Fig. 6-12 Sättigungsverlauf für ( $q = 8$  cm/d).

Die Erhöhung des Niederschlages von 11.9 mm/h auf 17 mm/h bei gleichem Abflusskoeffizient bewirkt eine Zunahme der Sättigung nach 24 h von 60 % auf 72 % und nach 48 h von 84 % auf 95 % für die oberste Schicht ( $z = -0.01$  m)

#### Vergleich mit Feldversuch 2 (1999)

In Fig. 6-13 wurde der Verlauf der TDR 1, 2, 4 (vgl. Fig. 4-21) analysiert. Es wurden dieselben Grundlagen wie in den vorgängigen Berechnungen verwendet. Variiert wurde im Rahmen eines "back-fittings" der Feldversuchsdaten einzig  $k_s$  sowie  $q$ .

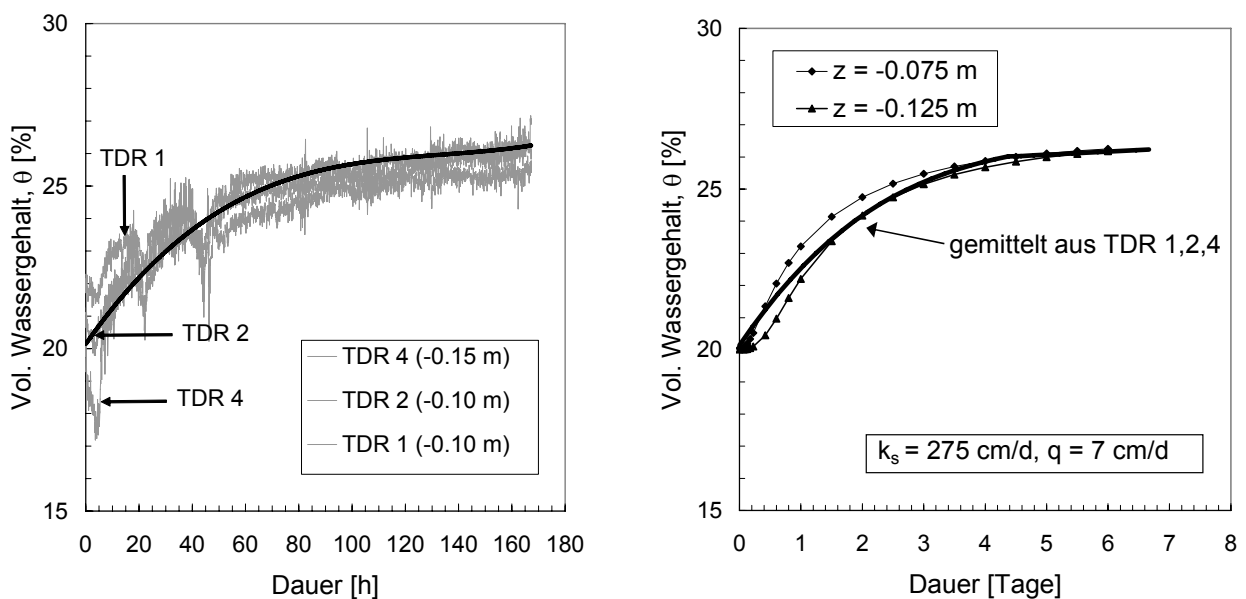


Fig. 6-13 Rückrechnung VS2DT für TDR1, 2, 4 aus Feldversuch 2 (1999).

Mit  $k_s = 275 \text{ cm/d}$  und einem Niederschlag von  $14.6 \text{ m/h}$  (flux  $q = 7 \text{ cm/d}$ ) besteht eine relativ gute Übereinstimmung mit den Feldversuchen. Dies gilt zumindest was die oberflächennahen Bereiche betrifft. Die Erhöhung von  $k_s$  scheint dadurch gerechtfertigt, dass diese Schichten stärker äusseren Einflüssen, wie beispielsweise Frost, ausgesetzt sind.

## 6.4 Code Bright

### 6.4.1 Barcelona Modell (BBM)

#### Allgemeines

Das "Barcelona"-Modell BBM (Alonso et al., 1990) ist ein elastoplastisches Stoffgesetz, welches auf dem Cam-Clay Modell (Schofield und Wroth, 1968; Wood, 1990) aufgebaut ist. Es basiert auf 2 unabhängigen Bedingungen. Es sind dies die effektive mittlere Spannung abzüglich  $u_a$  (net stress)  $p^*$  mit  $p^* = p - u_a$ , sowie der suction  $s$ . Ein Überblick ist in Wheeler & Sivakumar, (1995); Geiser (1999) und Jommi (2000) gegeben. Obwohl im Rahmen der vorliegenden Arbeit mit Code Bright nur die Infiltrationsprozesse an der Oberfläche welche die eigentliche Grundlage für die Festigkeitsverluste infolge der Veränderungen der Sättigungen im Boden, näher untersucht werden, werden einleitend die wesentlichen Merkmale dieses Stoffgesetzes kurz besprochen. Zudem wird eine mögliche Auswahl der elastoplastischen Bodenparameter für eine Moräne vorgeschlagen.

#### Volumetrische Kompression („Volumetric compression“, $s = \text{const.}$ )

Die volumetrische Kompressibilität bei einer konstanten suction  $s$  ist in Fig. 6-14 dargestellt.

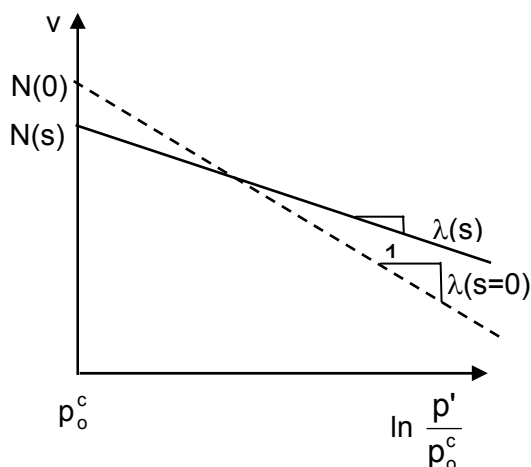


Fig. 6-14 „Isotropic compression line“ bei konstanter suction  $s$ .

Sie wird folgendermassen bestimmt:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_o}{p_o^c}$$

mit

[6-15]

- $v$  : spezifisches Volumen,  $v = 1 + e$ , [-]  
 $\lambda(s)$  : Gradient im  $(1+e)$  und  $\ln(p_o/p_o^c)$  Beziehung, [-]  
 $p_o^c$  : Referenzspannung ("net stress"), [MPa]

$\lambda(s)$  ergibt sich mit:

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta s) + r] \quad [6-16]$$

Dabei entspricht  $\lambda(0)$  in der obigen Darstellung einem gesättigten Zustand mit folgenden Parametern:

- $r, \beta$ : Bodenparameter, wobei  $\beta$  ein Mass für die zunehmende Steifigkeit bei zunehmender suction darstellt und für  $r$  gilt :

$$r = [\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)] \quad [6-17]$$

Qualitativ ist die Reduktion von  $\lambda$  mit zunehmender suction  $s$  in der nachfolgenden Fig. 6-15 dargestellt:

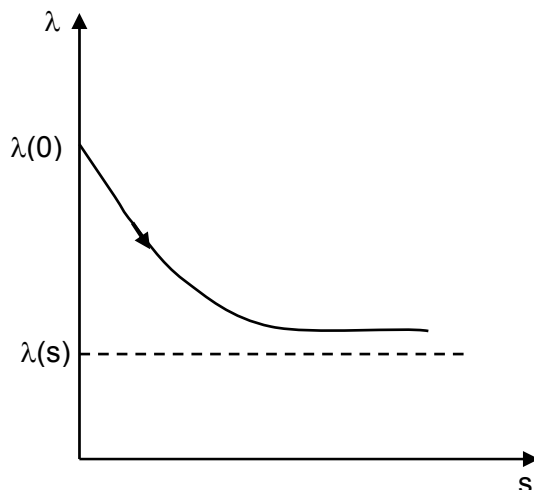


Fig. 6-15 Verlauf  $\lambda$  mit zunehmender suction  $s$  (Geiser, 1999).

$\lambda(s)$  ist eine Funktion von  $\beta$  und ist ebenfalls abhängig vom Sättigungsgrad. Andererseits ist bei der SWCC die Hysterese von massgebender Bedeutung (Ng & Pang, 2000a). Die Reduktion auf diese 2 Parameter, wie sie im BBM formuliert ist, stellt somit eine wesentliche Vereinfachung dar.

### *Deviatoric stress state*

Die Form der Fließfläche basiert auf dem modified Cam-Clay-Modell (Roscoe & Burland, 1968). In Fig. 6-16 ist die elliptische Form sowie die Critical State Line (CSL) bei konstanter suction  $s$  dargestellt. Die CSL wird durch den Gradient  $M$  definiert. Die Steigung der CSL im  $q - p'$  Raum ist dabei unabhängig der suction  $s$  (Fig. 6-16). Die lineare Zunahme der „Kohäsion“ mit steigender suction  $s$  wird mit dem Gradient  $k$  definiert. Die Bezeichnung der Fließfläche erfolgt mit LC („loading collapse“) und infolge der Erhöhung der suction mit SI („suction increase“, Fig. 6-16 und Fig. 6-17).

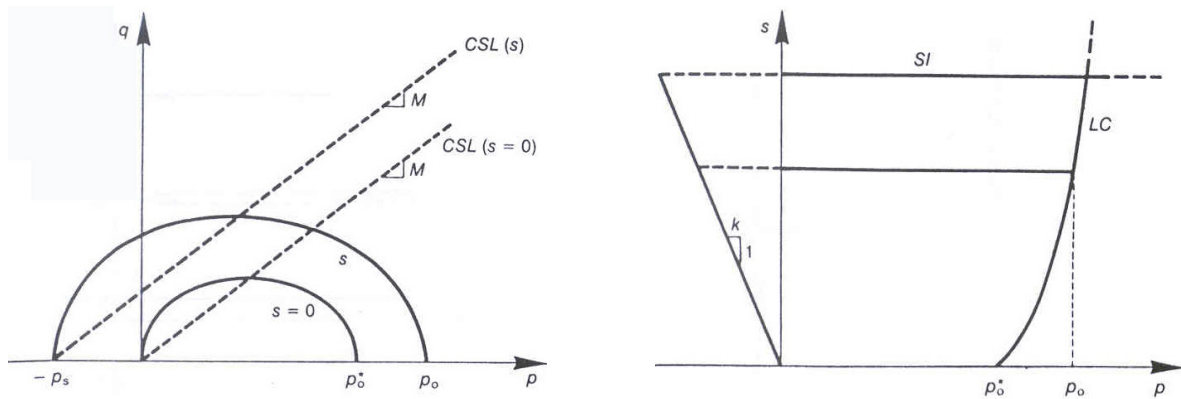


Fig. 6-16 Fließflächen  $q - p'$  und  $s - p'$  Diagrammen (Alonso et al., 1990).

(Fig. 6-17) zeigt die räumliche Fließfläche im  $p'$ - $q$ - $s$  Diagramm.

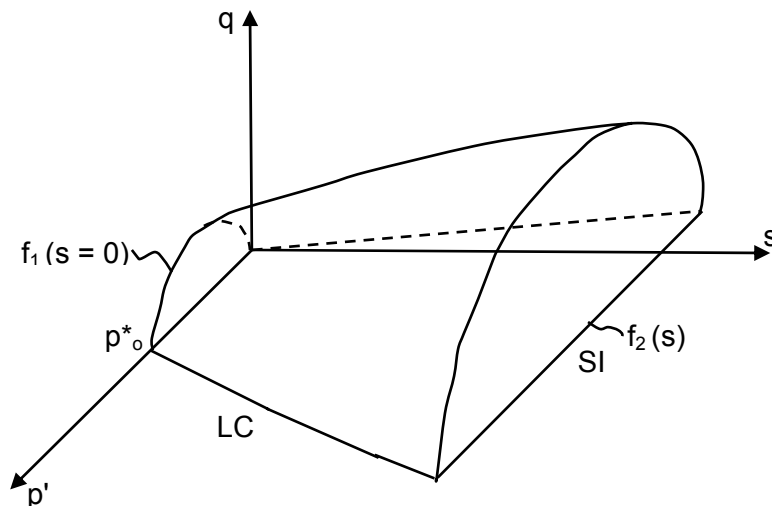


Fig. 6-17 Entwicklung der Fließflächen  $f_1$  und  $f_2$  des BBM bei zunehmender suction  $s$  (Alonso et al., 1990).

Der Einfluss der suction wird mit dem Einbezug von „net stress  $p^*$ “

$$q = M p^* + k$$

[6-18]

berücksichtigt. Dabei ist  $M$  unabhängig von  $s$  und  $k$  steigt linear mit zunehmender suction an (Fig. 6-18 siehe auch Fig. 6-19).

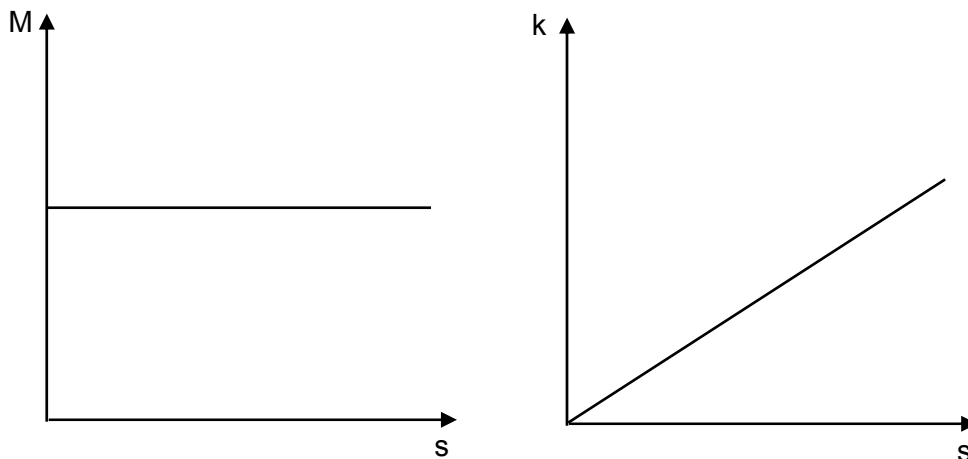


Fig. 6-18 „Critical state parameter“ (Geiser, 1999).

Fig. 6-19 zeigt die Fließfläche LC in Abhängigkeit der suction  $s$  und der Porenzahl  $e$  als Funktion von  $p'$  bzw.  $\ln p'$ .

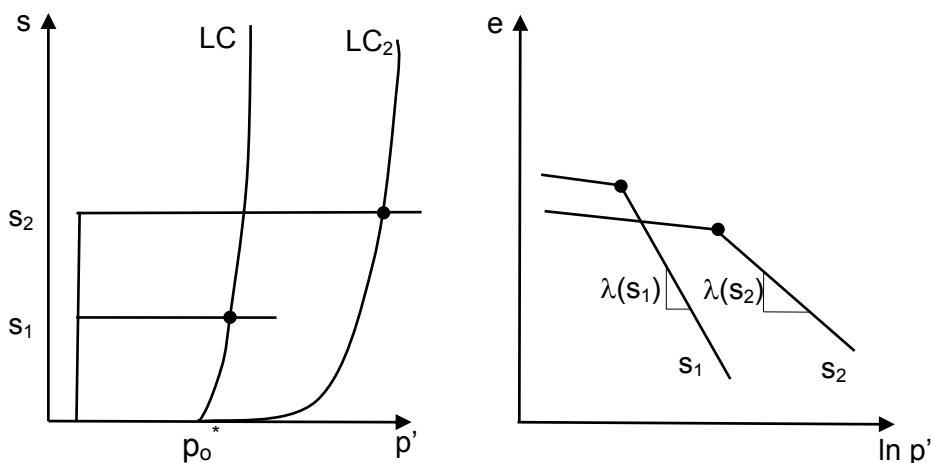


Fig. 6-19 Loading collapse line LC in Function der suction  $s$  (Geiser, 1999).

#### 6.4.2 Bestimmung der Parameter

Das BBM ist im Code Bright implementiert. Zur Ermittlung der fehlenden ungesättigten Parameter des BBM wird davon ausgegangen, dass  $\lambda(s)$  eine Funktion der effektiven Spannung  $p'$  ist und mit zunehmenden  $p'$  entsprechend abnimmt (Fig. 6-14). Zusätzlich gibt es bei einer konstanten suction eine eindeutige  $S_r$  - suction Beziehung. Aus dieser Annahme lässt sich für  $\lambda(s)$  folgende Beziehung ableiten:

$$\lambda(s) = \frac{\lambda(0)p'}{p' + S_r * s} \quad , \quad [-] \quad [6-20]$$

In Fig. 6-20 ist diese Approximation für einen Bereich der suction von 5 – 50 kPa,  $p'$  von 5 – 50 kPa als  $\lambda(s) / \lambda(0)$  dargestellt.

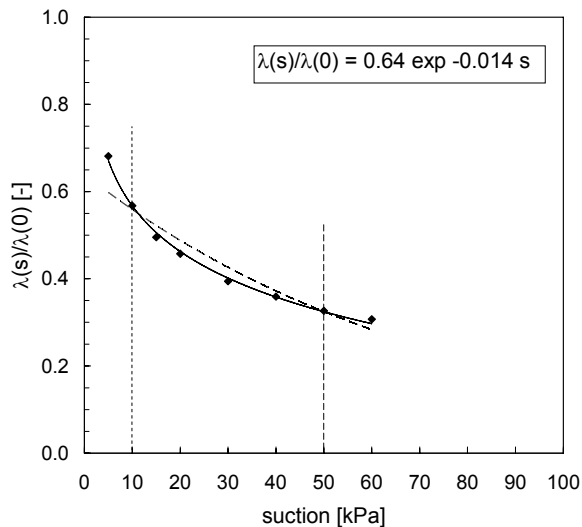


Fig. 6-20 Abschätzung  $\lambda(s) / \lambda(0)$  in Funktion der suction ( $5 < p' < 50$  kPa).

Mit dieser Approximation können mit der Gleichung [6-16] die Werte für  $r$  und  $\beta$  abgeschätzt werden.

Nachstehend ist eine Zusammenstellung der verwendeten Parameter wie sie in dem vorgängigen Kapitel ermittelt werden sind.

#### Elastoplastische Parameter

$\kappa$ [-]	$\kappa_s$ [-]	$K$ [MPa]	$\nu'$ [-]	$\lambda(0)$ [-]	$r$ [-]	$\beta$ [MPa <sup>-1</sup> ]	$k$ [-]	$p_{so}$ [MPa]	$e_o$ [-]	$M$ [-]
0.002	0.0001	67	0.35	0.02	0.36	0.014	1.1	10	0.41	1.54 – 1.91

Tab. 6-4 Elastoplastische Parameter CB.

- $\kappa$  : elastischer „Kompressionskoeffizient“ (Entlastung Fig. 3-12),  
 $s = 0$ , [-]
- $\kappa_s$  : elastischer „Kompressionskoeffizient“ bei Veränderung der suction (Wert geschätzt), [-]
- $K$  : minimales Kompressionsmodul („Minimum bulk modul“), [MPa]
- $\nu'$  : Poissonzahl
- $\lambda(0)$  :  $\lambda = C_c / 2.303$  (Fig. 3-12), [-]
- $r$  : Parameter, der die maximale Bodensteifigkeit definiert, [-]
- $\beta$  : Parameter als Mass für die zunehmende Steifigkeit des Bodens bei steigender suction, [-]
- $k$  : Parameter für die Zunahme der Zugspannung (Kohäsion) mit steigender suction, [-]

- $p_{so}$  : Zugspannung im gesättigten Zustand, [MPa]  
 $p^c$  : Referenzspannung, [MPa]  
 $M$  : Critical State Parameter, 3.7.3, [-]  
 $e_o$  : Porenzahl im Initialzustand (Initial void ratio) = 0.40, [-]

### Hydraulische Parameter

Die gesättigte Durchlässigkeit  $k_s$  sind in Code Bright (CB) in Abhängigkeit zur Porosität definiert mit:

$$k_s = k_{s,0} \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{(1-n_o)^2}{n_o^3}, \quad [\text{m/s}] \quad [6-21]$$

- $n_o$  : Porosität im Initialzustand, [-]  
 $k_{s,0}$  : gesättigte Durchlässigkeit  $k_s$  im Initialzustand, [m/s]

Bei allen Berechnungen wurde eine konstante Porosität als Grundlage verwendet. Entsprechend ist somit  $k_s$  konstant. Im Weiteren werden die Durchlässigkeiten als sogenannte „intrinsic“ Durchlässigkeiten festgelegt (Fig. 6-20). Sie stellen ein Mass für die Durchlässigkeit in porösen Medien. Je grösser der Durchmesser der Poren ist, umso tiefer ist der Fließwiderstand des Fluids. Der Zusammenhang zwischen hydraulischer gesättigter Durchlässigkeit bzw.  $k$ -Wert und der „intrinsic permeability“ bzw. intrinsischer Durchlässigkeit  $k_i$  ist:

$$k_s = k_i \left( \frac{\rho_w}{\mu} \right), \quad [\text{m/s}] \quad [6-23]$$

- $k_i$  : intrinsische Durchlässigkeit, [ $\text{m}^2$ ]  
 $\rho_w$  : Dichte Wasser, [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]  
 $\mu$  : dynamische Viskosität des Wassers,  $\mu = 0.001003$ ,  $20^\circ \text{C}$ , [ $\text{kg}/\text{m s}$ ]

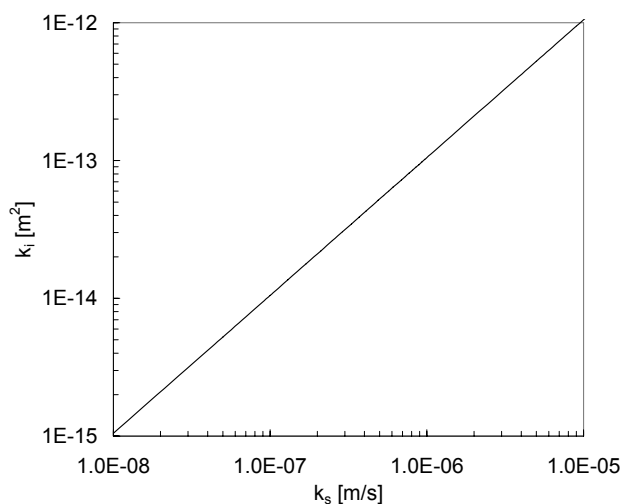


Fig. 6-21 Intrinsic Permeability.



Die entsprechenden Werte betragen unter Annahme eines homogenen Bodens somit:

$k_1$ [m <sup>2</sup> ]	$k_2$ [m <sup>2</sup> ]	$n_0$ [-]
$3 * 10^{-13}$	$3 * 10^{-13}$	0.3

Tab. 6-5 Intrinsic Durchlässigkeit.

Die SWCC wird in Form von van Genuchten dargestellt. Diesbezüglich wird auf Kapitel 3.6, sowie auf Fig. 4-38, verwiesen.

$p_0$ [MPa]	$\sigma_0$ [N/m]	$m_{vg}$ [-]	$S_{r,s}$ [-]	$S_{r,r}$ [-]
0.1	0.072	0.35	0	1

Tab. 6-6 Parameter SWCC.

- $p_0$  : Referenzspannung, atmos. Druck, [MPa]  
 $\sigma_0$  : Oberflächenspannung 0.072, 20° C, [N/m]  
 $S_{r,s}$  : maximale Sättigung der SWCC, [-]  
 $S_{r,r}$  : minimale, residuelle Sättigung der SWCC, [-]

Analog zu den Berechnungen in VS2DT (Fig. 6-7) wurde eine mittlere Niederschlagsintensität von 11.9 mm/h und ein Oberflächenabflusskoeffizient von  $\psi = 0.80$  verwendet. Dies ergibt somit einen Eintrag (flux) von  $q = 6.6 * 10^{-4}$  kg/s.

Als Modell wurde derselbe geometrische Querschnitt wie unter Abschnitt 6.2 verwendet.

### 6.4.3 Resultate

Nachstehend sind in Fig. 6-22 bis Fig. 6-24 eine Auswahl von Resultaten aus den Infiltrationsberechnungen dargestellt. Fig. 6-22 zeigt die Kalibrierung anhand der TDR-Messungen aus Feldversuch 2 (1999) in einer Tiefe  $z = -0.10$  m. Analog zu 6.2 wurde versucht, diese an die gemessenen Feldresultate anzunähern. Als Initialbedingung wurde eine konstante suction, welche einem vol. Wassergehalt  $\theta$  von 20 % entspricht, gewählt. Grundlage bildete dabei die Fig. 4-38 dargestellte SWCC aus den Feldversuchen.

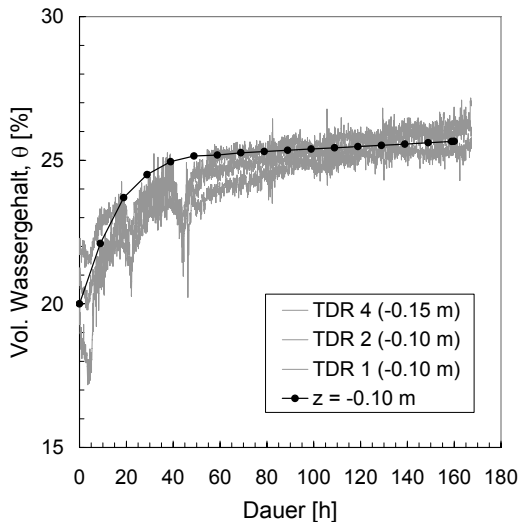


Fig. 6-22 Rückrechnung mit CB für TDR 1, 2, 4 aus Feldversuch 2 (1999).

Bei dieser Kalibrierung wurde versucht den Mittelwert aus TDR 1, 2, 4 sowohl für die ersten 24 Stunden, wie auch für den Bereich über 80 Stunden bestmöglich zu simulieren. Diese Annahme wird dadurch begründet, dass damit die zwei Wassergehaltsreduktionen aus dem Abschalten der Beregnungsanlage nicht mitberücksichtigt werden. Die Auswirkung einer konstanten mittleren Niederschlagsintensität welche bei Versuchsbeginn höher als die gemessene ist, führt zu einem schnelleren Ansteigen des Wassergehaltes um effektiv 2 – 3 %. Dies entspricht einer Zunahme der Sättigung  $S_r$  von rund 6 – 10 %. Diese Berechnung zeigt ebenfalls deutlich, dass für den oberflächennahen Bereich von  $z = -0.10$  m Tiefe die ersten 48 Stunden massgebend für das Sättigungsverhalten sind. Fig. 6-23 zeigt die Auswirkungen in der Tiefe (0 – 0.5 m) für den obengenannten Fall.

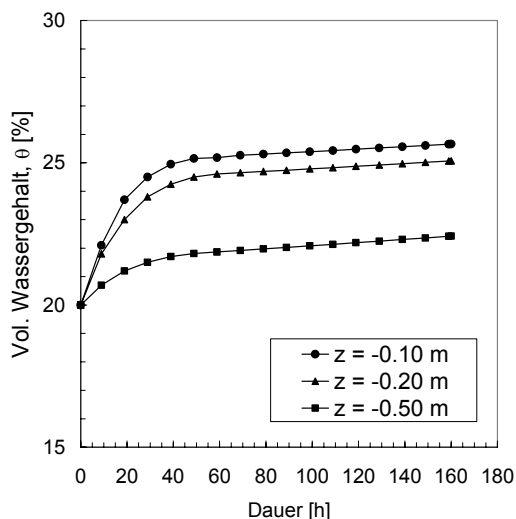


Fig. 6-23 Wassergehaltsverlauf für  $z = -0.1$ ,  $-0.2$  und  $-0.5$  m.

In einer Tiefe von 0.5 m kann nach 160 Stunden mit einer 10 % Erhöhung des Wassergehaltes gerechnet werden, währenddem in 0.1 – 0.2 m Tiefe die massgebende Erhöhung nach 48 Stunden erfolgt ist. Dies bestätigt, dass nur die obersten Bereiche auf Niederschläge reagieren.

In Fig. 6-24 ist eine kurze Sensitivitätsbetrachtung für die Auswirkungen von 3 Niederschlagsintensitäten (6, 11.9, 25 mm/h) in  $z = -0.10$  m dargestellt. Eine Intensität von 25 mm/h bewirkt, dass der Endwert des Wassergehaltes bzw. der Sättigung quasi nach 20 Stunden erreicht wird. Bei einer Intensität von 11.9 mm/h hingegen wird dieser Wert auch nach 50 Stunden nicht erreicht. Eine weitere Halbierung der Intensität auf 6 mm/h hat zur Folge, dass innerhalb der ersten 10 Stunden überhaupt keine nennenswerten Veränderungen in  $z = -0.10$  m Tiefe entstehen.

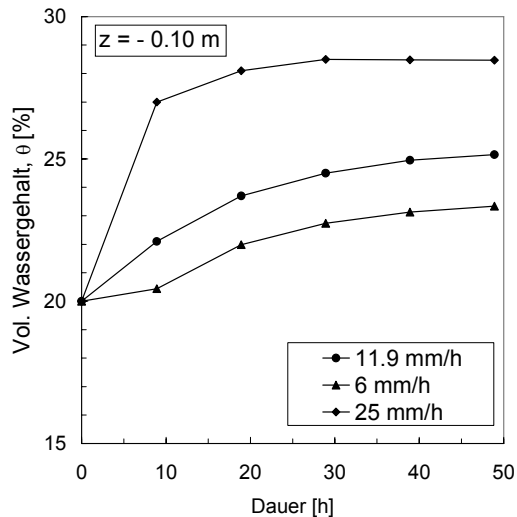


Fig. 6-24 Auswirkung variablen Intensitäten für  $z = -0.10$  m.

Wie aus dieser Berechnung ersichtlich ist, sind die Infiltrationsprozesse in dem massgebenden oberflächennahen Bereich reproduzierbar. Die Berechnungen bestätigen die gemachten Messungen im Feld, dass primär nur die obersten Schichten durch Niederschläge entscheidend beeinflusst werden. Eine entscheidende Tiefenwirkung aus den Niederschlägen kann mit realistischen Niederschlagsintensitäten nicht nachgewiesen werden. Diese Erkenntnis ist eine massgebende Grundlage für die nachfolgenden Risikobetrachtungen.

## 7. Risikobeurteilung

### 7.1 Zielsetzung

Im Bereich der Naturgefahren wird zurzeit intensiv an der Einführung von risikobasierenden Planungsinstrumenten gearbeitet (BUWAL, 1998, 1999; Wilhelm, 1999; Bähler et al., 2001; BWG, 2002; Wegmann et al., 2004). Diese Arbeiten verfolgen Methoden mit einem pragmatischen Ansatz, wie beispielsweise das partizipative Verfahren bei der Beurteilung von Gletschergefahren (Wegmann et al., 2004). Im Folgenden wird versucht, die in den vorhergehenden Kapiteln gewonnenen Erkenntnisse in den allgemeinen Kontext der Naturgefahren zu integrieren. Die Überlegungen richten sich nach der Strategie der PLANAT (2004), welche sich nicht an den Gefahren, sondern wie eingangs erwähnt, vorwiegend an den Risiken orientiert. Dieser risikobasierende Ansatz, wird seit längerer Zeit im Bereich der Naturgefahren verfolgt. Er basiert auf einer Risikoanalyse, Risikobewertung und einer integralen Massnahmenplanung. Ziel eines Risikomanagements ist die Minimierung der Risiken auf ein akzeptables Mass.

### 7.2 Risikokzept

Das von der PLANAT (2004) propagierte Konzept stellt eine methodische Basis für die inhaltliche Lösung im Rahmen eines integralen Risikomanagements im Umgang mit Naturgefahren in einer allgemein gültigen Form dar. Es beruht auf dem in Fig. 7-1 dargestellten Grundmodell. Die Sicherheitsbeurteilung einer bestimmten Situation und die gegebenenfalls notwendige Massnahmenplanung werden in diesem Konzept auf die drei Schlüsselfragen: „Was kann passieren?“, „Was darf nicht passieren?“ und „Was ist zu tun?“ reduziert.

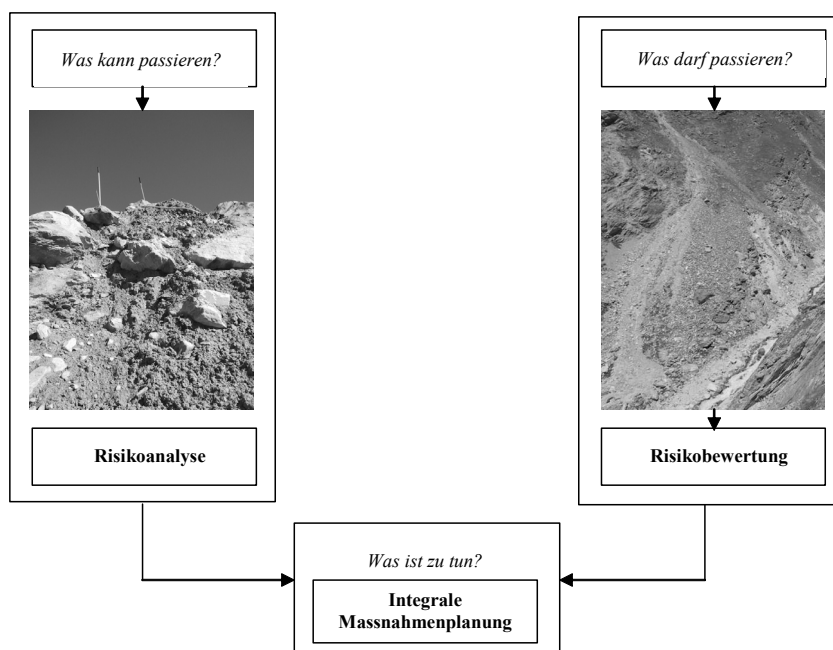


Fig. 7-1 Grundmodelle und Grundelemente des Risikokzeptes (PLANAT, 2004).

Dabei soll angestrebt werden, dass jeder Sicherheitsbeurteilung eine Risikoabschätzung zugrunde gelegt wird, die sich an dem Vorgehen der Risikoanalyse orientiert. Gemäss dem von der PLANAT beschriebenen Vorgehen, soll einer Risikosituation grundsätzlich eine qualitative Analyse zugeführt werden, wobei auch festgehalten wird, dass diese nicht für jede Situation möglich oder nötig bzw. angemessen ist. Oft genügt eine pragmatische, qualitative Beurteilung. Diesem Umstand muss im Speziellen bei der Beurteilung von Instabilitäten von Moränen durch langandauernde Niederschläge Rechnung getragen werden.

Als Mass für den Umgang mit der Sicherheit werden entsprechende Risikogrössen definiert, welche eine Funktion der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses und andererseits des zu erwartenden Schadenausmasses an Objekten und Personen sind. Ein Ereignis ist charakterisiert durch die Wahrscheinlichkeit bzw. Häufigkeit des Auftretens, durch die Intensität und die wahrscheinliche, räumliche Verteilung der gefährlichen Wirkungen (Gefahrenpotential). Ein gefährdetes Objekt ist gekennzeichnet durch seine Art bzw. seinen Wert, sowie seine Verletzlichkeit gegenüber den gefährlichen Einwirkungen denen es ausgesetzt ist. Das Schadenausmass hängt zudem ab von der Expositionswahrscheinlichkeit, d.h. von der Wahrscheinlichkeit, mit der das Objekt im Falle des Ereignisses der Gefährdung ausgesetzt ist.

Für jede Risikoanalyse, welche eine möglichst genaue und objektive Beurteilung der vorhandenen Risiken erlauben soll, lässt sich ein gleichartiger Ablauf definieren. Diese Grobstruktur umfasst folgende Elemente:

- Gefahrenanalyse mit Ereignis- und Wirkungsanalyse (Ausmass der Gefährdung)
- Expositionsanalyse mit der Identifikation der gefährdeten Objekten und ihrer zeitlichen und örtlichen Präsenz
- Analyse der Auswirkungen auf die Objekte mit der Ermittlung der Verletzlichkeit gegenüber den zu erwartenden Einwirkungen und Ermittlungen des Schadenausmasses
- Risikobestimmung und Darstellung der massgebenden Risikogrössen.

Die Risikobewertung hingegen ist eine subjektive Bewertung und richtet sich u.a an Schutzziele aus, welche grundsätzlich ein Mass für ein akzeptables Risiko darstellen. Zusätzlich spielen Faktoren wie individuelle und kollektive Personenrisiken, materielle Schadensrisiken, sowie sozioökonomische Aspekte eine Rolle. Die risikobasierte, integrale Massnahmenplanung verfolgt die Anwendung aller möglichen Massnahmen im Risikokreislauf von Prävention, Intervention und Wiederinstandstellung, wobei alle Massnahmen konsequent aufgrund ihrer risikoreduzierenden Wirkung beurteilt werden.

## 7.3 Risikoanalyse für durch Niederschläge induzierte Instabilitäten

### 7.3.1 Einleitung

Im Folgenden wird versucht, die gewonnenen Ergebnisse und daraus resultierenden massgebend Prozessgrössen und Prozessabläufe, insbesondere diejenigen die sich aus Niederschlägen ergeben, näher einzugrenzen und deren Auswirkungen zu beschreiben (Teyssere & Springman, 2001). Niederschlagsunabhängige Ereignisse, wie etwa Gletscherhochwasser, Dammbüche, Ableiten auf der Felsoberfläche, wie etwa Ereignisse in Münster 1987 und Lowigraben / Simplon 1994 und antropogene Einflüsse, werden dabei ausgeschlossen. Zusätzlich wird auch eine mögliche Prognose für eine zukünftige Entwicklung erstellt.

Veränderungen in den Stabilitätseigenschaften aufgrund einer Veränderung der hydrologischen Eigenschaften wurden von Zimmermann et al., (1997) untersucht. Die Untersuchungen zeigten jedoch keine klare Abhängigkeit zwischen der meteorologischen Vorgeschichte und dem für die Instabilität, wie beispielsweise einem Murgang, notwendigen Niederschlag.

Andererseits zeigten Zimmermann et al., (1997) die Abhängigkeit von Murgängen infolge des Niederschlages. Dabei wurde auch speziell die Entstehung von Murgängen im alpinen Raum über rund 2'000 m.ü.M. untersucht. Die dabei ermittelten kritischen Niederschläge bzw. deren Niederschlagsschwellenwerte müssen jedoch überdurchschnittlich sein. Diese Tatsache wurde durch die Feldversuche dieser Arbeit vollends bestätigt. Es zeigte sich, dass bei einer „normalen“ Grunddisposition, d.h. in einer Situation ohne bedeutenden Vorregen, es ein Ereignis benötigt, dass wesentlich über dem Hundertjährigen liegt. Dies ist auch im Einklang mit der Tatsache, dass in dem untersuchten Gebiet Ereignisse erst nach längeren Regenperioden und Südstaulagen eintreten.

Die Moränen der drei untersuchten Gebieten zeigten im Wesentlichen alle ähnliche bodenmechanische Eigenschaften. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Grundkonstellation für alle betrachteten Fälle zumindest ähnlich ist. Obwohl das untersuchte Material recht heterogen ist, zeigten die Kornverteilungen eine hohe Übereinstimmung. Dies wird vor allem mit der kurzen Transportdistanz des Materials, welches als Moränenbastion im Gletschervorfeld abgelagert ist, begründet. Hydrogeologische Eigenschaften von Lockermaterial in diesen Höhenlagen sind jedoch immer Veränderungen unterworfen und grösstenteils schwer erfassbar.

Bei allen Betrachtungen und Risikoabschätzungen muss immer festgehalten werden, dass lokale Instabilitäten und Rutschungen Bestandteil der natürlichen Prozesse im hochalpinen Raum sind. Dies gilt im Speziellen auch für den Übergangsbereich zur Permafrostgrenze. Ein Risikopotential bilden diese Instabilitäten aber erst, wenn sie mit dem dazu notwendigen Wasserbedarf, meist in Form von Murgängen, den Talboden oder Nutzungen mit entsprechendem Schadenspotential erreichen.

### 7.3.2 Prozessablauf

Die heutige Situation kann allgemein anhand der Merkmale wie Standortgebundenheit, Zeitgebundenheit, Spontanität, Abgrenzbarkeit und Beeinflussbarkeit, welche oft für das Verständnis der Risikowahrnehmung verwendet werden (Petrascheck, 1996), beschrieben werden. Nachstehend wird anhand dieser Risikowahrnehmung die momentane Situation beschrieben.

#### *Standortgebundenheit*

Mit der Standortgebundenheit soll die Tatsache erläutert werden, dass eine Naturgefahr und im Speziellen eine regeninduzierte Instabilität in einer Moräne nicht überall auftreten kann. Es müssen bestimmte Voraussetzungen und Dispositionen vorliegen. Diese können generell klimatischer, topographischer oder geotechnischer Art sein.

Die untersuchten Moränen im Gletschervorfeld weisen durchaus ähnliche geotechnische Eigenschaften auf. Primär gelten die gewonnenen Erkenntnisse für ähnlich gelagerte Fälle in der Region. Analogien zu den untersuchten Fällen können für andere Moränen durchaus gezogen werden.

Geht man davon aus, dass die klimatischen Bedingungen etwa vergleichs- und standortneutral sind, verbleibt für die Charakterisierung der Standortgebundenheit die Topographie. Grundsätzlich könnte man in erster Näherung eine Ausscheidung nach der Steilheit der Moränen vornehmen. Da es sich bei den Instabilitäten jedoch nicht nur um mechanische, sondern um gekoppelte, hydromechanische Prozesse handelt, kann eine Beurteilung, welche rein auf die Steilheit basiert, nicht als abschliessend beurteilt werden. Es muss angenommen werden, dass vor allem bei sehr steilen Moränen, Faktoren wie Oberflächenabfluss und Infiltration und dadurch entstehende Sättigung, verschieden sein können.

#### *Zeitgebundenheit*

Damit wird charakterisiert, dass eine Naturgefahr nicht jederzeit eintreten kann. Auswertungen der Murgangsfrequenzen von Zimmermann et al., (1997) haben gezeigt, dass eine Häufigkeit in den Monaten Juli - September (ca. 75 % aller Murgänge in den Monaten Juli und August) beobachtet werden kann. Eine Korrelation zwischen Murgangereignissen und den Instabilitäten in Moränen scheint in einer ersten Approximation durchaus plausibel.

#### *Spontanität*

Naturgefahren können spontan, also plötzlich oder als permanenter Prozess ablaufen. Beim betrachteten Fall handelt es sich um einen hydromechanisch, gekoppelten Vorgang. Dieser ist zudem wesentlich von der Vorgeschichte, die das Material erfahren hat, abhängig. Zur Erreichung eines kritischen Zustandes wird ein entsprechender Vorregen benötigt. Dabei handelt es sich um einen lang andauernden Niederschlag in der Größenordnung von einigen Tagen. Erst dann ist die notwendige Sättigung und Reduktion der Scherfestigkeit erreicht. So gesehen handelt es sich nur bedingt um spontane Ereignisse. Hingegen ist die Auslösung, der eigentliche Trigger, bei entsprechender Konstellation spontan.

### *Abgrenzbarkeit*

Mit der Abgrenzbarkeit wird das Wirkungsgebiet einer Naturgefahr beschrieben. Die gemachten Beobachtungen zeigen, dass bei den oberflächennahen, durch Niederschlag verursachten Instabilitäten, die Mächtigkeit im Dezimeterbereich liegt. Bei den gemachten Beobachtungen lag der Grenzwert bei rund 0.5 m. Dadurch wird das Materialpotential grundsätzlich eingeschränkt.

Schwierig ist ebenfalls eine Aussage bezüglich der räumlichen Ausdehnung. Lokale Instabilitäten können durchaus eine kleine Reichweite haben. Massgebenden Einfluss haben dabei insbesondere die Blöcke in den Moränen. Diese wirken oft als eine Art Verdübelung. Dieses Phänomen wurde ebenfalls bei den Versuchen beobachtet.

Bei der Abgrenzbarkeit im grösseren Massstab kann von zwei Grunddispositionen ausgegangen werden. Moränenbastionen welche im Vorfeld grössere und flachere Schuttfächer aufweisen, verhindern grundsätzlich durch ihre erhöhte Rauigkeit und grössere Durchlässigkeit ein Weiterleiten eines Ereignisses. Diese Fälle können als klar abgegrenzte Fälle betrachtet werden.

Liegt jedoch in der Falllinie ein möglicher Vorfluter, kann es zu einer entsprechenden Anreicherung und Weiterverfrachtung, im ungünstigen Fall zu einer Verstopfung mit entsprechendem Rückstau und plötzlicher murgangmässiger Entleerung, kommen. Eine eigentliche Abgrenzbarkeit im engeren Sinn ist somit nicht gegeben. Bei der Beurteilung und Priorisierung muss diesem Umstand Rechnung getragen werden.

### *Beeinflussbarkeit*

Die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses lässt sich allgemein bei gravitativen Gefahren durch Massnahmen kaum beeinflussen. Dies gilt im Besonderen für die betrachteten Instabilitäten in den Moränen.

## **7.4 Heutige Risikobeurteilung**

### **7.4.1 Gefahrensituation**

Aus den Resultaten der Untersuchungen und Versuchen, wird nachfolgend die heutige Gefahrensituation anhand der massgebenden Parameter beurteilt.

### *Niederschlag*

Zum Erreichen einer Instabilität im 42° Hang bedurfte es einer totalen Niederschlagsmenge von rund 650 mm in 45 Stunden. Dies entspricht einer durchschnittlichen Regenintensität von 14.5 mm/h. Die kritische Niederschlagsmenge, wie von Sandersen et al., (1996) festgelegt, wurde um 45 % überschritten (Fig. 7-2).



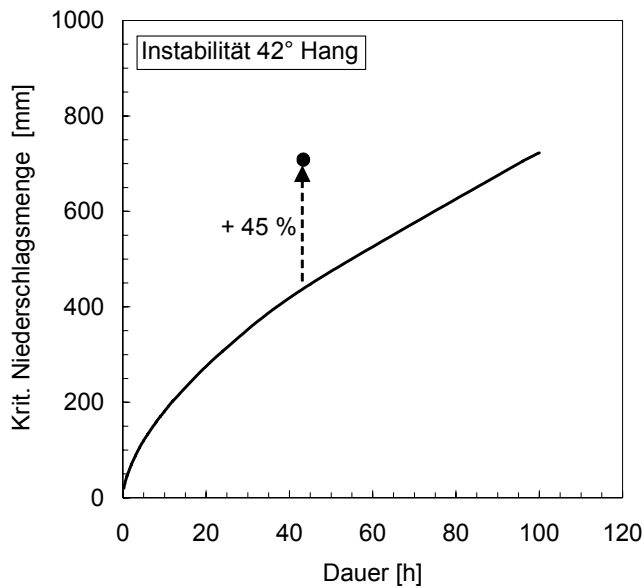


Fig. 7-2 Vergleich Instabilität (Versuch 4, 2000) Gruben mit Niederschlagsgrenzwerten (Sander et al., 1996).

In Fig. 7-3 werden die gemessenen Größen mit der von Zimmermann et al., (1997) definierten Dauer-Intensitätsfunktion verglichen. Zusätzlich werden ebenfalls die kumulierten Niederschlagsmengen aufgezeigt. Für die Instabilität am 42° Hang wird die 2.5 bis 3-fache Niederschlagsmenge benötigt.

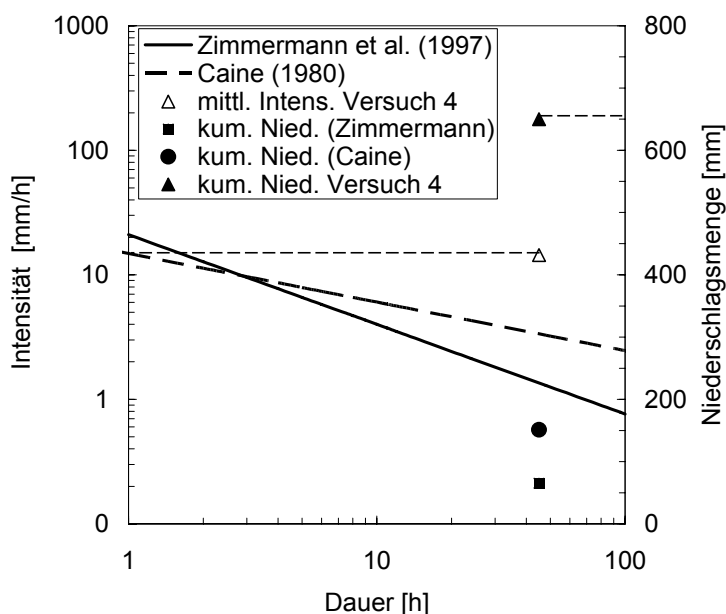


Fig. 7-3 Dauer Intensitätskurven und kumulierter Niederschlag (Caine, 1980; Zimmermann et al., 1997).

Damit also eine Moräne instabil wird, benötigt es eine Wasser- bzw. Niederschlagsmessung, die weit grösser ist als die bekannten „threshold-values“ für Murgänge in inneralpinen Gebieten. Man kann daraus folgern, dass diese Moränen kaum einen direkten Eintrag bei einem Murgangereignis liefern.

### Tiefenwirkung

Ereignisse mit einer Niederschlagsdauer von 5 Tagen und mittleren Niederschlagsintensitäten von 17 mm/h zeigen eine maximale Tiefenwirkung von ca. 0.5 m. Zwar werden in den Feldversuchen Veränderungen noch bis auf - 1.0 m gemessen. Diese befinden sich jedoch in einem nicht relevanten Sättigungsbereich von 20 – 30 % (Fig. 4-20).

### Abfall und Reduktion der Scherfestigkeit

Massgebend für die Stabilität und schlussendlich für die Beurteilung der Gefahrensituation ist der zeitliche Verlauf der Scherfestigkeitsparameter. Basierend auf den in Kap. 6 beschriebenen Ansätzen und den Resultaten aus den Feldversuchen wurde für die obersten 3 Segmente der Moisturepoints (Fig. 4-20) der Verlauf der Sättigung  $S_r$  mit der scheinbaren Kohäsion  $c_{app.}$  aus den Resultaten der Feldversuche überlagert (Fig. 5-15). Für den Feldversuch 2 ergeben sich somit die in Fig. 7-4 dargestellten Resultate. Die maximale scheinbare Kohäsion  $c_{app.}$  wurde mit 17 kPa begrenzt (vgl. Fig. 5-15).

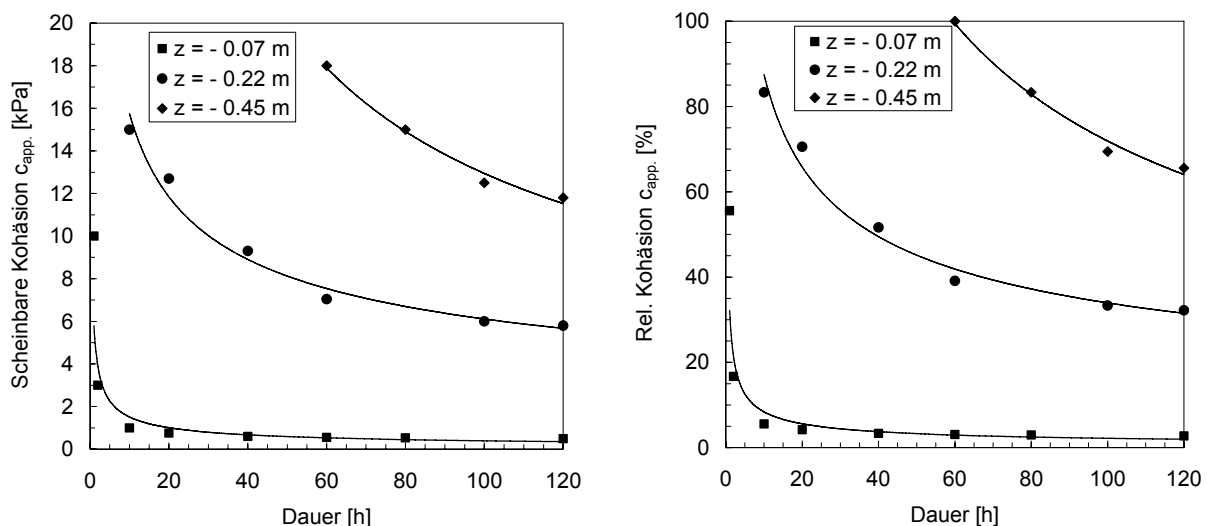


Fig. 7-4 Verlauf von  $c_{app.}$  in Funktion der Zeit (Feldversuch 2, 1999)

Im obersten Bereich ( $z = -0.07$ m) muss mit einem vollständigen Verlust der Kohäsion gerechnet werden. In einer Tiefe von  $z = -0.22$  m erreicht die Reduktion im  $c_{app.}$  nach einer Berechnung von 120 Stunden und einer mittleren Intensität von 11.9 mm/h, immerhin noch einen Wert von rund 40 %. Dies entspricht einem Kohäsionsanteil von 6 – 8 kPa. Nach 24 Stunden sind immer noch 70 % des ursprünglichen Wertes vorhanden (12 – 13 kPa). Gemäss den gemessenen Sättigungsveränderungen in  $z = -0.45$  m, beginnt die Reduktion erst nach rund 60 Stunden und erreicht bei Versuchsende einen Wert von etwa 70 %. Angesichts der Ausgangswertung von 1'900 mm sind diese Werte jedoch nicht relevant.

Fig. 7-5 zeigt die Auswertung von  $c^* = (-u_w) S_r \tan \varphi'_{cv}$  ([6-2], [6-3]) anhand der in Fig. 4-27 und Fig. 4-28 dargestellten Resultaten. Der Reibungswinkel  $\varphi'_{cv} = 39^\circ$  wurde konstant beibehalten.

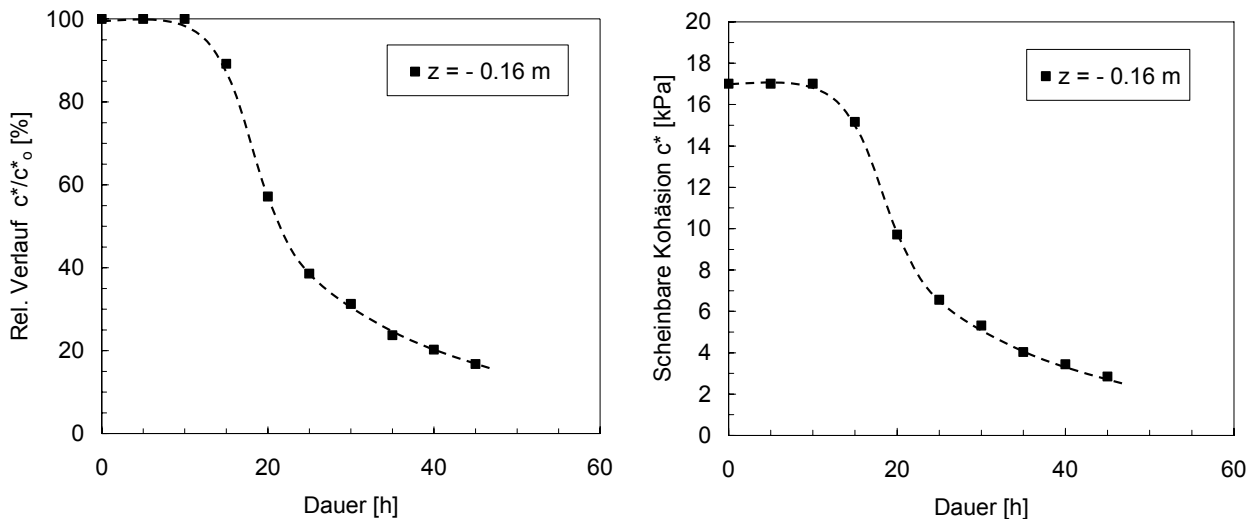


Fig. 7-5 Verlauf  $c^*$  in Funktion der Zeit  $z = -0.16$  m.

Eine erste Reduktion von  $c^*$  in  $z = -0.16$  m erfolgt nach 12 Stunden. Nach 24 Stunden sinkt dieser Wert auf 6 kPa, was rund 40 % der Ausgangsgrösse bedeutet und sich mit den Resultaten aus Fig. 7-4 gut deckt. Nach 45 Stunden (650 mm Niederschlag) beläuft sich die Abminderung auf weniger als 20 % des Ausgangswertes.

#### Durchlässigkeiten auf dem Kegel

Messungen der Rauigkeiten im Gerinne im Kegelbereich des Sirvoltasee (Teyseire, 1995) mittels dem Linienprobenverfahren für einen Korngrössenbereich von 0.01 – 2.0 m, ergaben für die Deckschicht ein  $d_{90}$  von 1.3 – 1.6 m. Dies entspricht einem  $k$ -Wert von rund  $1 \cdot 10^{-1}$  m/s –  $5 \cdot 10^1$  m/s. In derselben Grössenordnung werden auch die Durchlässigkeiten in Gruben und Täschen liegen. Diese „Schuttfächer“ können somit drainierend wirken auf Ereignisse, welche den Kegelbereich erreichen.

#### 7.4.2 Risikosituation

Massgebend, dass überhaupt eine Risikosituation entstehen kann, ist das Vorhandensein von Nutzungen und dem damit verbundenen Schadenpotential. Die Untersuchungen bzw. die Feldversuche lagen bei 2'750 m.ü.M. (Gruben) und 3'050 m.ü.M. (Weingartensee). Diese Standorte befanden sich im Bereich der potentiellen Materialdepots, welche sich generell von rund 2'500 m.ü.M. bis auf knapp über 3'000 m.ü.M. erstrecken. Die Siedlungen und Nutzungen hingegen befinden sich im Talboden auf rund 1'500 m.ü.M. Dies entspricht einer Höhendifferenz von bis zu 1'500 m. Beiden Standorten gemeinsam ist ein periglazialer See, welcher sich auf der Moränenbastion befindet. Bei den Ereignissen am Grubengletscher 1968 und 1970, sowie am Weingartensee 2001, wurde Moränenmaterial aus diesen Höhenbereichen murgangmässig ins Tal befördert. Bei den Ereignissen am Grubengletscher kam es, analog zum Ausbruch des Sirvoltasees 1993 (Teyseire, 1999), zur Bildung einer Bresche mit entsprechender Erosion. Im Unterschied dazu erfolgte beim Weingartensee keine Breschenbildung. Die rückschreitende Erosion wurde durch Blöcke der Moräne verhindert.

Nach einer langandauernden Niederschlagsperiode und einer genügenden Sättigung des Bodens kann eine Ausgangslage eintreten, bei der durch Instabilitäten folgende zwei Szenarien möglich sind:

- Risikosituationen, welche aus lateralen Akkumulationen in Gerinnen entstehen
- Risikosituationen, welche direkt aus Moräneninstabilitäten entstehen.

#### *Risikosituationen, welche aus lateralen Akkumulationen in Gerinnen entstehen*

Diese Kategorie umfasst Risikosituationen, bei denen Szenarien indirekt und zeitlich verzögert auf mögliche Nutzungen einwirken können. Diese Szenarien können als wahrscheinlich und häufig betrachtet werden. Es handelt sich dabei um Anreicherungen von seitlichen Beiträgen in einem Gerinne. Die Weiterverfrachtung erfolgt nicht immer unmittelbar. Die Akkumulation kann, falls keine Umlagerung und Weitertransport durch den natürlichen Geschiebetransport erfolgt, oft über Jahre erfolgen. In diesem Sinne ist die Entwicklung beobachtbar und teilweise vorsehbar. Beispielsweise wurde das Gerinne am Weingartensee unterhalb der Moränenbastion während des Ereignisses 2000 durch zahlreiche kleinere Instabilitäten angereichert. Die Weiterverfrachtung erfolgte jedoch erst durch das Ereignis 2001. Diesem Typ ist, abgesehen vom Auslösemechanismus, zumindest teilweise das Ereignis von Täsch zu zuordnen.

#### *Risikosituationen, welche direkt aus Moräneninstabilitäten entstehen*

Diese Kategorie umfasst Risikosituationen, bei denen Szenarien direkt und ohne Verzögerung auf mögliche Nutzungen einwirken. Diese Risikosituationen bedürfen jedoch einer zusätzlichen Disposition. Einerseits müssen sich die Nutzungen in unmittelbarer Nähe von Moränenbastionen befinden. Vorstellbar wäre diesbezüglich ein Schadenspotential in unmittelbarer Nähe eines Schuttkegels, wie beispielsweise landwirtschaftliche oder touristische Infrastrukturen. Diese Fälle sind jedoch marginal und daher nicht relevant. Andererseits befinden sich oberhalb Moränenbastionen oft periglaziale Seen. In dieser Kombination können bei Instabilitäten Kettenreaktionen entstehen, welche direkt und unverzögert auf Nutzungen im Tal einwirken können. Zu dieser Kategorie gehören, zumindest was die Einwirkungsweise und die Disposition betrifft, im weitesten Sinn die Ereignisse am Gruben und Sirvoltasee. Die Disposition ist erkennbar und präventive Massnahmen sind somit grundsätzlich möglich.

### **7.4.3 Beurteilung der heutigen Risikosituation**

Dispositionen, welche eine direkte Einwirkung erlauben, lassen sich im Allgemeinen durch Früherkennung erfassen. Im Wesentlichen sind dies grossräumige Veränderungen im Gletschervorfeld. Als wahrscheinlichstes Szenario muss heute mit Materialverfrachtungen aus lateralen Einträgen, welche die tiefergelegenen Nutzungen erreichen, gerechnet werden. Auch hier kann davon ausgegangen werden, dass sich diese Akkumulationen nicht schlagartig entwickeln und daher zumindest teilweise beobachtbar sind. Somit kann durch eine gezielte Prävention im Sinne einer ständigen Beobachtung, die heutige Risikosituation relativ gut eingeschätzt werden.

## 7.5 Zukünftige Entwicklung

Grundsätzlich kann man mit den gewonnenen Erkenntnissen den Mechanismus sowie die massgebenden auslösenden Aspekte und Szenarien näher eingrenzen. Eine Einschätzung der aktuellen Gefährdung bleibt jedoch schwierig und muss immer, da Naturgefahren stets Standortgebunden sind, im Einzelfall betrachtet werden. Dies gilt speziell für die betrachteten hochalpinen, sowie glazialen und periglazialen Gebiete. Noch schwieriger sind Prognosen über eine Gefährdung, welche sich aus einer Klimaveränderung, einem graduellen langsamen Prozess, ergeben können. Dabei muss festgehalten werden, dass alle Modellaussagen immer als mögliche Entwicklungen, also als sogenannte Szenarien, bezeichnet werden müssen und daher keine Vorhersage in Echtzeit darstellen (Bloetzer et al., 1998).

Geht man von denen im nationalen Forschungsprogramm 31 definierten Szenarien für eine Klimaentwicklung aus, muss mit einer Erwärmung von 2.3° C im Sommer und 2.4° C im Winter und einer Verminderung der Sommerniederschläge um 10 % und einer Erhöhung um 5 % im Winter bis zum Jahre 2030 (NFP 31, 1996) gerechnet werden. Dies kann dazu führen, dass es wegen der Erwärmung und der Verringerung der Niederschläge zu einer verstärkten Austrocknung des Bodens und damit Entleerung des Bodenspeichers kommen kann. Das würde bedeuten, dass sich die Zeitdauer für eine kritische Sättigung, und damit parallel laufende Abnahme der Scherfestigkeit des Bodens erhöhen würde. Entsprechend müsste man eher mit einer Abnahme der Gefährdung rechnen. Zudem wird gemäss NFP 31 mit einer Verlängerung der Hochwassersaison und einer eventuellen Verstärkung von Starkregen im Spätherbst gerechnet (Oktober, November). Mit der Erhöhung der Permafrostgrenze wird das Potential an möglich mobilisierbarem Material grösser. Dies würde eher eine Verstärkung der Gefahrensituation bedeuten. Somit wird grundsätzlich für den betrachteten Zeithorizont eher von einer im günstigen Fall gleich bleibenden, bis tendenziell leicht zunehmenden Gefährdung gerechnet.

## 8. Ausblick

Ziel dieser Arbeit war es, das bodenmechanische Verhalten von alpinen Moränen, welche sich im unmittelbaren Gletschervorfeld befinden, näher zu untersuchen. Schwergewichtig wurden Eigenschaften, wie das Verhalten bei Niederschlägen, den Änderungen im Spannungs-, Scherfestigkeits- und Deformationsverhalten, sowie die massgebenden Prozesse, welche zu einem Versagen führen, untersucht. Dabei wurde bewusst eine sehr grosse Bandbreite untersucht. Dementsprechend können grundsätzlich auf der Grundlage der gemachten Erkenntnisse in vielen Bereichen weitergehende, gezielte Projekte gestartet werden. Nachfolgend sind dabei einige Möglichkeiten aufgeführt.

### *Feldversuche und Monitoring*

Alle Versuche wurden über eine relative kurze Zeit und einer intensiven Beregnung durchgeführt. Davon abgesehen ist der Versuch 2 (1999), bei welchem noch rund ein Monat nach dem eigentlichen Versuch Messwerte aufgezeichnet wurden. Grundsätzlich wurde dabei ein mögliches extremes Niederschlagsereignis aufgezeichnet. Langzeitaufzeichnungen wurden in diesem Sinne keine durchgeführt. Grundsätzlich müsste von Interesse sein zu wissen, wann die Disposition am ungünstigsten für eine niederschlagsbedingte Instabilität ist. Diesbezüglich wäre eine engere Eingrenzung der jahreszeitlichen Gefährdung eventuell möglich.

### *Modellierungen*

Die Triaxialversuche wurden als ungesättigte Grosstriaxialversuche durchgeführt. Im Rahmen des vorliegenden Projektes konnte gezeigt werden, dass vor allem der Siltanteil einen massgebenden Einfluss auf die geotechnischen Eigenschaften des Bodens ausübt. Entsprechend wäre in einer weiteren Phase Versuche mit kleineren Proben möglich. Damit könnte man das ungesättigte Verhalten eingehender analysieren. Einen weiteren Schritt würden suction-gesteuerte Versuche bilden. Somit wäre es möglich, diejenigen Parameter detailliert zu erfassen, welche für numerische Modellierungen nötig sind. Eine präzisere Modellierung des Bodens wäre somit möglich.

### *SWCC*

Die SWCC bildet die kennzeichnende Grösse für das Sättigungsverhalten eines Bodens. Die Versuche wurden allesamt mit der klassischen „pressure-plate“ Technik durchgeführt und die SWCC anhand des „drying path“ bestimmt. Eine weitere Phase wäre die spannungsabhängige Bestimmung der SWCC unter verschiedenen Laststufen. Damit könnten verschiedenen Tiefen eine bestimmte SWCC zugeordnet werden. Das Analoge gilt für die Hysterese, welche nur an einzelnen Versuchen, und jeweils nur für ein „wetting path“, ermittelt wurde.

### *Übergangsbereich Permafrost zu Lockergestein*

Der Übergangsbereich vom gefrorenen Boden zum ungefrorenen Bereich bildet eine dynamische Zone, wo es zu einem Wechsel der geotechnischen Parameter kommt. Über diesen Grenzbereich in den Moränen ist wenig bekannt. Zudem bildet er die Ab-

grenzung zum mobilisierbarem Material. Da mit einer Erhöhung der Permafrostgrenze gerechnet wird, sind hier die grössten Veränderungen zu erwarten. Aussagen in diesem Bereich könnten eventuell für langfristige Prognosen von Nutzen sein.

#### *Korrelation mit geophysikalischen Messungen*

Bei diesen Versuchen handelt es sich um erste Abklärungen. Dabei wurden die Parameter Korngrösse, Raumgewicht und Wassergehalt, im Wesentlichen als trocken und gesättigt, variiert. Für weitergehende Abklärungen müssten die Zwischenbereiche ebenfalls untersucht werden. Gleich verhält es sich mit den Masstabeffekten.

## 9. Literatur

- Affendi A. & Faisal H.A., (1994), Field measurement of soil suction, Proc. 13<sup>th</sup> *Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, 1013 - 1016.
- Ahuja L.R., Dangler E.W. & El-Swaivy S.A., (1976), Prediction runoff initiation times under field conditions in tropical (Hawaii) soils, *SSSAJ, Vol. 40*, 777 - 779.
- Alonso E., Gens A. & Lloret A., (1995), Effect of rain infiltration on the stability of slopes, Alonso & Delage (eds) / *Unsaturated Soils*, 241 - 249.
- Alonso E.E., Gens A. & Josa A., (1990), A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique, Vol. 40, No. 3*, 405 - 430.
- Anderson S.A. & Sitar N., (1994), Procedures for the analysis of the mobilization of debris flows, Proc. 13<sup>th</sup> *Int. Conf. on SMFE, New Delhi, Vol. 1*, 255 - 258.
- Anderson S.A. & Sitar N., (1995), Analysis of rainfall induced debris flows. J. Geotech. Eng. Div., *ASCE 121, No. 7*, 544 - 553.
- Anderson S.A. & Thallapally Lakshman K., (1996), Hydrologic response of a steep tropical slope to heavy rainfall, in: Senneset (ed.), Landslides, *Glissement de terrain*, 1489 - 1494.
- Arnold A., (2005), Stabilität der aktiven Schicht von Permafrost – Hängen, Diplomarbeit, Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- ASTM Designation D 3080, (1990/2004), Standard Test Method for Direct Shear Tests under Consolidated Drained Conditions, *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM Designation D 4253, (1993/1996), Standard Test Method for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils using a Vibratory Table, *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM Designation D 4254, (1991/1996), Standard Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM Designation D 5321, (1992/2004), Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method, *American Society for Testing and Materials*.
- Bähler F., Wegmann M. & Merz H., (2001), „Pragmatischer Ansatz zur Risiko- beurteilung von Naturgefahren, *Wasser, Energie, Luft, Jahrgang 93, Heft 7/8*, 193 - 196.



- Barsch D., Fierz H. & Haeberli W., (1979), Shallow core drilling and borehole measurements in the Permafrost of an active rock glacier near the Grubengletscher, Wallis, Swiss Alps, 215 - 228.
- Bishop A.W. & Henkel D.J., (1957), The measurement of soil properties in the triaxial test, Ltd. London. Bishop A.W., (1959), The principle of effective stress, *Teknisk Ukeblad Vol. 106, No. 39*, 859 - 863.
- Blümel M. & Semprich S., (2003), Slope Instability – in-situ and Laboratory Testing, *Felsbau No. 21*, 39 - 45.
- Bloetzer W., Egli T., Petrascheck A., Sauter J. & Stoffel M., (1998), *Klimaänderungen und Naturgefahren in der Raumplanung, Synthesebericht NFP 31*, 1998.
- Bolton M.D., (1986), The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique, Vol. 36, No. 1*, 65 - 78.
- Bolton M.D., Lee D.M. & Farrar D.M., (1991), Back-analysis of a pilot scale shear test on coarse granular fill, *Proc. Int. Conf. Engineered Fills, Newcastle U., London*, 214 - 225.
- Bork H.R., (1980), Oberflächenabfluss und Infiltration, Qualitative und quantitative Analysen von 50 Starkregen-Simulationen in der Südheide, *Landschaftsgenese und Landschaftsökologie, Cremlingen-Destsedt, Bd. 6*.
- Bork H.R. & Bork H., (1981), Oberflächenabfluss und Infiltration, Ergebnisse von 100 Starkregensimulationen im Einzugsgebiet der Rambla del Campo Santo (SE-Spanien), *Landschaftsgenese und Landschaftsökologie, Cremlingen-Destsedt, Bd. 8*.
- Brand E.W., (1981), Some thoughts on rain-induced slope failures, *Proc. 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, Stockholm, Vol. 3*, 373 - 376.
- Brand E.W., (1982), Analysis and design in residual soils. *Engineering and Construction in Tropical Residual Soils, Proc. ASCE Geotech. Div. Specialty Conf.*, 89 - 143.
- Brooks R.H. & Corey T., (1964), Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. 3, Colorado State University, Fort Collins*.
- Bunza G., (1978), Vergleichende Messungen von Oberflächenabfluss und Bodenabtrag auf Almflächen des Stubnerkogels im Gasteiner Tal, *Veröffentlichung des österreichischen MaB-Hochgebirgs-Programmes Hohe Tauern, Cernusca A (Ed.), Bd. 2*, 315 - 334.
- Bunza G., (1984), Oberflächenabfluss und Bodenabtrag in der alpinen Grassheide der hohen Tauern an der Grossglockner-Hochalpenstrasse, *Veröffentlichungen des österreichischen MaB-Programmes, Cernusca A. (ed.), Bd. 13*, 155 - 199.
- Bunza G. & Schauer T., (1989), Der Einfluss von Vegetation, Geologie und Nutzung auf den Oberflächenabfluss bei künstlichen Starkregen in Wildbachgebieten der Bayerischen Alpen, *Informationsbericht 2/89 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, München*, 127 - 150.

- BUWAL, (1998), „Methoden zur Analyse und Bewertung von Naturgefahren“, BUWAL, *Umweltmaterialien Nr. 85 – Naturgefahren*, Bern.
- BUWAL, (1999), „Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren – Methode und Fallbeispiele“ *BUWAL Umweltmaterialien Nr. 107/I und 107/II*, Bern.
- BWG, (2002), „Wegleitung zum Hochwasserschutz“, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.
- Caine N., (1980), The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows, *Geogr. Ann.*, Vol. 62, 23 - 27.
- Capecchi F. & Focardi P., (1988), Rainfall and landslides: Research into a critical precipitation coefficient in an area of Italy, 5th ISL, Landslides, *Glissement de terrain*, 1131 - 1136.
- Cecconi M., Evangelista A., Nicotera M. V., Pane V., Cattoni E. & Scotto di Santolo A., (2005), Wetting paths upon shearing: experimental evidence and comparative analysis of two volcanic soils in the area of Napoli and Roma, *Proceedings International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Italy*, 141 - 147.
- Cojean R., (1996), Contribution to the reduction of debris flow damage, with the analysis of triggering factors, initiation, propagation and deposition phenomena, in the alpine region, *Hydrological and Hydrogeological Risks (1995)*, 341 - 359.
- Cortona L., (1999), Laboratory and field investigations on morainic soils, Diplomarbeit 1999, *Institut für Geotechnik*, ETHZ.
- Delmonaco G., Ippolito F. & Margottini C., (1995), The CEC project "Meteorological factors influencing slope stability and slope movement type: evaluation of hazard prone areas", *Hydrological and Hydrogeological Risks (1995)*, 259 - 283.
- Dunne T. & Black R.D., (1970), An experimental investigation of runoff prediction in permeable soils, *WRR* 6 (2), 478 - 490.
- Dunne T. & Dietrich W.E., (1980), Experimental investigation of Horton overland flow on tropical hillslopes, *Zeitschrift für Geomorphologie, Suppl. Bd. 35*, 40 - 59.
- DVWK, (1985), Schriftenreihe des deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau, *Beiträge zu Oberflächenabfluss und Stoffabtrag bei künstlichen Starkniederschlägen, Nr. 71*, 260.
- Dyvik R. & Madshus C., (1985), Laboratory measurements of  $G_{max}$  using bender elements, advances in the art of soil testing under cyclic loads, *Am. Soc. Civ. Engrs.*, 186 - 196.
- Dyvik R. & Madshus C., (1989),  $G_{max}$  measured in oedometer and DSS tests using bender elements, *ISSMFE*, 12, Vol. 1, 39 - 42.
- Emmet W.W., (1978), Overland flow, *Hillslope Hydrology*, M.J. Kirkby (ed.), 145 - 169.

- Evangelista A. & Scotto di Santolo A., (2001), Mechanical behaviour of unsaturated pyroclastic soils, *Proceedings of the International Conference on Landslides*, 35 - 44.
- Flügel W.A., & Schwarz O., (1983), Oberflächenabfluss und Interflow auf einem Braunerde-Pelosol-Standort im Schönbuch, Ergebnisse einer Beregnungsveruches, *Allg. Forst und Jagdzeitung* 154. Jg. 3, 59 - 64.
- Faisal H.A., (2000), Unsaturated tropical residual soils an rainfall induces slope failures in Malaysia, *Proceedings of Unsaturated Soils for Asia* (eds H. Rahardjo, D. Toll and C. Leong), Rotterdam, 41 - 52.
- Fannin R.J. & Wilkinson J.M.T., (1995), An analysis of the Jamieson Creek landslide, *Proc. 48<sup>th</sup> Canadian Geotech. Conf., Vancouver*, 635 - 642.
- Fredlund D.G. & Rahardjo H., (1993), *Soil mechanics for unsaturated soils*, John Wiley & Sons.
- Fredlund D.G., Xing A. & Huang S., (1994), Predicting the permeability function for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 3, 521 - 546.
- Fredlund D.G., Vanapalli S.K., Xing A. & Pufahl D.E., (1995), Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve, *University of Saskatchewan Canada*, 63 - 69.
- Fredlund D.G., Xing A., Fredlund M.D. & Barbour S.L., (1996), The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, No. 3, 440 - 448.
- Fredlund M.D., (1997), SoilVision users manual Version 3.0, SoilVision Systems Ltd., Saskatoon.
- Fredlund D.G., (2000), The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering, *University of Saskatchewan Canada*, 963 - 986.
- Gajo A., Fedel A. & Mongiovi L., (1997), Experimental analysis of the effects of fluid-solid coupling on the velocity of elastic waves in saturated porous media, *Géotechnique*, Vol. 45, No. 5, 993 - 1008.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C.W. & Altschaffl A.G., (1979), Pore distribution and permeability of silty clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1055 (GT), 839 - 856.
- Geiser F., (1999), Comportement mécanique d'un limon non saturé: étude expérimentale et modélisation constitutive, PhD Thesis, *Swiss Federal Institute of Technology*, Lausanne.
- Geotest, (1993), Geophysikalische Messungen am Grubensee, unveröffentlicht.

- Geotest, (1999), Geophysikalische Messungen am Weingartensee, unveröffentlicht.
- Greber D., (1994), Meteorologische Analyse des Unwetters von Brig und Saas-Almagell vom 24. September 1993, *Wasser, Energie, Luft* 86, Heft 1/2.
- Grebner D. & Roesch T., (1998), Flächen-Mengen-Dauer-Beziehungen von Starkniederschlägen und mögliche Niederschlagsgrenzwerte in der Schweiz, Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, *Schlussbericht NFP 31*, Zürich.
- Guldenfels R., (1996), Die Alterung von Bahnschotter aus bodenmechanischer Sicht, *Mitteilungen Institut für Geotechnik, Band 209*.
- Haeberli W., (1992), Zur Stabilität von Moränenseen in hochalpinen Gletschergebieten, *Wasser Energie Luft, Jahrgang 84*, 361 - 364.
- Haeberli W. & Zimmermann M., (1991), Murgänge, *Ursachenanalyse der Hochwasser 1987, BWW No. 4*, 77 - 88.
- Haeberli W., Kääb A., Vonder Mühl D. & Teysseire Ph., (2001), Prevention of outburst flood periglacial lakes at Grubengletscher, Valais, Swiss Alps, *Journal of Glaciology, Vol. 47(156)*, 111 - 122.
- Healy R.W., (1990), Simulation of solute transport in variably saturated porous media with supplemental information on modifications to the U.S. Geological Survey's computer program VS2DT, *Water-Resources Investigations Report*, 90 - 4025.
- Hornberger G.M., Germann P.F. & Beven K.J., (1991), Throughflow and solute transport in an isolated sloping soil block in a forested catchment, *JH 124*, 81 - 99.
- Hsieh P.A., Wingle W. & Healy R.W., (1999), VS2DTI – A graphical user interface for the variably saturated flow and transport computer program VS2DT, U.S. *Geological Survey Water-Resources Investigations Report*, 99 - 4130.
- Huggel C., Kääb A., Haeberli W., Teysseire Ph. & Paul F., (2002), Remote sensing based assessment of hazards from glacier lake outburst : a case study in the Swiss Alps, *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No. 2*, 316 - 330.
- Jensen H., Lang H. & Rinderknecht J., (1992), Extreme Punktregen unterschiedlicher Dauer und Wiederkehrperiode, *Hydrologischer Atlas der Schweiz*.
- Jommi C., (2000), Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils. *Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils* (eds A. Tarantino and C. Mancuso), 139 - 153.
- Jovicic V., Coop M.R. & Simic, M., (1996), Objective criteria for determining  $G_{max}$  from bender element tests, *Géotechnique, Vol. 46, No. 2*, 357 - 362.
- Karl J., Porzelt M. & Bunza G., (1985), Oberflächenabfluss und Bodenerosion bei künstlichen Starkniederschlägen, *DVWK 71*, 37 - 100.

- Khalili N. & Kabbaz M.H., (1998), A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils, *Géotechnique*, Vol. 48, No. 11, 681 - 688.
- Kirchhofer W. & Sevruck B., (1992), Mittlere korrigierte Niederschlagshöhe, *Hydrologischer Atlas der Schweiz*.
- Kobaski S. & Suzuki M., (1987), The Critical Rainfall (danger index) for disasters caused by debris flow and slope failure, *Erosion and Sedimentation in the Pacific Region*, IAMS Publ. 165.
- Kokusho T., (1980), Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Jap. Soc. of Soil Mechanics and Found. Eng.*, Vol. 2, 38 - 46.
- Kolenko A., Teyssere Ph. & Zimmermann M., (2004), Schutzkonzept für Murganggefahr, Fallbeispiel Täsch, *Internationales Symposium, INTERPRAEVENT 2004 - Riva*, 193 - 206.
- Kölla E., (1986), Zur Abschätzung von Hochwassern in Fließgewässern an Stellen ohne Direktmessungen, *Mitteilung Nr. 87, VAW-ETH Zürich*.
- Lang H., Rohrer M., Grebner D., Lorenzi D., Roesch Th., Steinegger U. & Wahrenberger Ch., (1996), Schlussbericht zur Hauptstudie Teil 1: Meteorologische Grundlagen und Möglichkeiten der Hochwasservorhersage im Kanton Wallis, *Geographisches Institut, Abteilung Hydrologie, ETH Zürich, Hochwasserwarnungen für das Wallis*.
- Lapalla E.G., Healy R.W. & Weeks E.P., (1987), Documentation of computer program VS2D to solve the equations of fluid flow in variably saturated porous media, U.S., *Geological Survey Water-Resources Investigations Report*, 83 - 4099.
- Lehnhardt F., (1985), Einfluss morpho-pedologischer Eigenschaften auf Infiltration und Abflussverhalten von Waldstandorten, *DVWK-Schriften*, H71, 231 - 259.
- Leong E.C. & Rahardjo H., (1995), Typical soil-water characteristic curves for two residual soils from granitic and sedimentary formations, Nanyang Technological University Singapore, 519 - 524.
- Leong E.C. & Rahardjo H., (1997a), Permeability Functions for Unsaturated Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 12, 1118 - 1126.
- Leong E.C. & Rahardjo H., (1997b), Review of soil-water characteristic curve equations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 12, 1106 - 1117.
- Lim T.T., Rahardjo H., Chang M.F. & Fredlund D.G., (1996), Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, 618 - 628.
- Lowe J., (1966), Stability analysis of embankments, ASEC, *In Stability and Performance of Slopes and Embankments*, 1 - 33.

- Löw S., (2002), Naturgefahren im Gebiet des Grubengletschers, *Geologischer Kurzbericht, Memorandum ETH 3465/22*, 1 - 8, unveröffentlicht.
- Lynch A.J., Corbett E.S. & Sopper W.E., (1977), Effects of antecedent soil moisture on stormflow volumes and timing, surface and subsurface hydrology, *Fort Collins 3<sup>rd</sup> int. Symp. theoretical Hydrology, Water Res Publ.*, 89 - 111.
- Marshall T.J., (1958), A relation between permeability and size distribution of pores. *Journal of Soil Science*, 9 (1), 1 - 8.
- Moser F. & Hohensinn F., (1982), Geotechnical aspects of soils slips in alpine regions, *Elsevier Science Publishers B.V., Engineering Geology*, Amsterdam, 185 - 211.
- Mikovari A., Peter C. & Leibundgut C., (1995), Investigation of preferential flow using tracer techniques, Tracer Studies for hydrological Systems, *IAHS Publ., No. 229*, 87 - 97.
- Mollenhauer K., Müller S. & Wohlrab B., (1985), Oberflächenabfluss und Stoffabtrag von landwirtschaftlichen genutzten Flächen – Untersuchungsergebnisse aus dem Einzugsgebiet einer Trinkwassertalsperre, *DVWK 71*, 103 - 129.
- Nakagawa K., Soga K. & Mitchell, J.K., (1996), Pulse transmission system for measuring wave propagation in soils, *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 4*, 302 - 308.
- Nakagawa K., Soga K. & Mitchell J.K., (1997), Observation of Biot compressional wave of the second kind in granular soils, *Géotechnique, Vol. 47, No. 1*, 133 - 147.
- Ng C.W.W. & Pang Y.W., (2000a), Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil, *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37*, 1252 - 1264.
- Ng C.W.W & Chiu A.C.F., (2001), Behaviour of a loosely compacted unsaturated volcanic soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1027 - 1036.
- Ng C.W.W. & Pang Y.W., (2000b), Influence of Stress State on Soil-Water Characteristics and slope stability, *Geotechnical Journal, Vol. 126, No. 2*, 157 -166.
- Ng C.W.W., Zhan L.T., Bao C.G., Fredlund D.G., & Gong B.W., (2003), Performance of unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration, *Géotechnique, Vol. 53, No. 2*, 143 - 157.
- Niggli M. & Consuegra D., (1997), Bases hydrologiques de dimensionnement, Influence du barrage de Mattmark sur les crues de la Viège à Viège, EPFL, Etude Consecru.
- Nicotera, M. V., (2000), Interpretation of shear response upon wetting of natural unsaturated pyroclastic soils, *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils (eds A. Tarantino and C. Mancuso)*, Rotterdam: Balkema, 77 - 192.

- Öberg A.-L., (1995), Negative pore pressures - Seasonal variation and importance in slope stability analysis, *Alonso & Delage (eds), Unsaturated Soils*, 907 - 913.
- Öberg A.-L. & Sällfors G., (1997), Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve, *Geotech. Test. J.* 20, No. 1, 40 – 48.
- Patric J.H. & Swanston D.N., (1968), Hydrology of a slide-prone glacial till soil in South-east Alaska, *Journal of Forestry*, Vol. 66, 62 - 66.
- Petrascheck A., (1996), Grundsätze zur Berücksichtigung der Wassergefahren in der Raumplanung in der Schweiz, *Internationales Symposium INTERPRAEVENT 1996 - Garmisch-Partenkirchen*, 59 - 70.
- Petrascheck A., (1793), Über die Wirkung systematischer Entwässerungen an Haängen, *Diss ETH Zürich*.
- Pilgrim D.H, Huff D.D. & Steele T.D., (1978), A field evaluation of subsurface and surface runoff, II Processes, *JH* 38, 319 - 341.
- PLANAT, (2004), Strategie Naturgefahren Schweiz, *Synthesebericht*, Biel, 1 - 81.
- Prevost J.H. & Hoeg K., (1976), *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 13, No. 4, 418 - 429.
- Rahardjo H., Leong E.C., Gasmol J.M. & Deutscher M.S., (1998), Rainfall-induced slope failures in Singapore: Investigation and repairs, *13<sup>th</sup> Southeast Asian Conf.* Vol. 1, 147 - 152.
- Rahardjo H., Lee T.T., Leong E.C. & Rezaei R.B., (2005), Response of a residual soil slope to rainfall, *Canadian Geotech. Journal*, Vol. 42, No. 11, 340 - 351.
- Richards L.A., (1928), The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators, *Journal of Agricultural Research* 37, 12 - 31.
- Roscoe, K.H. & Burland, J.B., (1968), On the generalised stress-strain behaviour of wet clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, 535 - 609.
- Sagaseta C., Cuellar M. & Pastor M., (1991), Cyclic loading, 10<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, 981 - 999.
- Salinero I.S., Roesset J.M. & Stokoe K. H., (1986), Analytical studies of body wave propagation and attenuation, *Report GR 86-15*, University of Texas.
- Sandersen F., Bakkehoi S. & Lied K., (1996), The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls, rockslides and rockmass stability, Senneset (ed.), *Landslides, Glissement de terrain*, Vol. 1, 97 - 114.
- Schaub D., (1989), Die Bodenerosion im Lössgebiet des Hochrheintales (Möhliner Feld/Schweiz) als Faktor des Landschaftshaushaltes und der Landwirtschaft, Diss. Universität Basel, *Physiogeographica*, Bd. 13.

- Scherrer S., (1997), Abflussbildung bei Starkniederschlägen, *Mitteilungen VAW 147*, Zürich.
- Schofield A.N. & Wroth C.P., (1968), Critical state soil mechanics, McGraw Hill, London.
- Schwarz O., (1985), Direktabfluss, Versickerung und Bodenabtrag in Waldbeständen. Messungen mit einer transportablen Berechnungsanlage in Baden-Württemberg, *DVWK*, 71, 185 - 230.
- Sitar N., Anderson S.A. & Johnson K.A., (1992), Conditions for initiation of rainfall-induced debris flows, New-York ASCE. *Proc. Stability and Performance of Slopes and Embankments II, Vol. I*, 834 - 849.
- SN 670 008a, (1997), Identifikation der Lockergesteine, Labormethode mit Klassifikation nach USCS, *Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS*, 1 - 15.
- SN 670 335a, (1989), Versuche: Dichte des Bodens, *Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS*, 1 - 21.
- SN 670 330 b, (1990), Versuche: Verdichtung nach AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), *Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS*, 1 - 7.
- Spierenburg S.E.J., van Esch J.M. & Koehorst B.A.N., (1995), Slope stability during infiltration, *Alonso & Delage (eds), Unsaturated Soils*, 309 - 314.
- Springman S.M. & Teysseire Ph., (2001), Artificially induced rainfall instabilities on moraine slopes. *Proc Int. Conf. on Landslides, Davos, ed. M. Kühne et al., VGE, Essen*, 209 - 223.
- Springman S.M., Jommi C. & Teysseire Ph., (2003), Instabilities on moraine slopes induced by loss of suction: a case history, *Géotechnique, Vol. 53, No.1*, 3 - 10.
- Sokollek V. & Süssmann W., (1981), Einfluss von Bodennutzung und Standorteigenschaften auf Oberflächenabfluss, Bodenabtrag und Stoffaustrag bei simulierten Starkregen. *Mitt. deutsche Bodenkundl. Gesellschaft*, 20, 361 - 378.
- Sun Y., Nishigaki M. & Kohno I., (1995), A study of stability analysis of shallow layer slope due to raining permeation, *Alonso & Delage (eds), Unsaturated Soils*, 315 - 320.
- Swartzendruber D. & Hillel D., (1975), Infiltration and runoff for small field plots under constant intensity rainfall, *WRR, Vol. 11, No. 3*, 445 - 451.
- Tarantino A. & Mongiovi L., (2003), Numerical Modelling of shallow landslides triggered by rainfall, *International Conference on Fast Slope Movements, Sorrento*, 491 - 495.
- Teysseire Ph., (1999), Gefährliche Gletscherseen im Kanton Wallis, CENAT / VAW, Fachtagung Naturgefahren, *Gletscher und Permafrost*, 15 - 18.



- Teyssiere Ph., Cortona L. & Springman S.M., (2000), Water retention in a steep moraine slope during periods of heavy rain, *Proceedings of Unsaturated Soils for Asia* (eds H. Rahardjo, D. Toll and C. Leong), 831 - 836.
- Teyssiere Ph. & Springman S.M., (2001), Geotechnische Risiken bei der Beurteilung von Naturgefahren, *Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Vol. 143*, 55 - 64.
- Topp G.C., Davis J.L. & Annan A.P., (1980), Electromagnetic Determination of Soil Water, Content: Measurements in Coaxial Transmission Lines. *Water Resources Research* 16.3, 574 - 582.
- Tsuboyama Y., Sidle R.C., Noguchi S. & Hosoda I., (1994), Flow and solute transport through the soil matrix and macropores of a hillslope segment, *WRR* 30 (4), 879 - 890.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G. & Pufahl D.E., (1999), The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till, *Géotechnique, Vol. 49, No. 2*, 143 - 159.
- Van Genuchten M.Th., (1980), A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am.* 44, 892 - 898.
- Vaughan P.R. & Kwan C.W., (1984), Weathering structure and in situ stress in residual soils, *Géotechnique, Vol. 34, No. 1*, 43 - 59.
- VAW, (1987; 1992), Murgänge, *Interner Bericht* 97.6.
- VAW, (1995), Gravimetrie im Bereich der Moränenbastion Gruben, Kanton Wallis, *Interner Bericht* 52.41, 15.
- VAW, (1999), Schlussbericht über geophysikalische und photogrammetrische Untersuchungen an Gletscherseen im Gebiet Gruben, *VAW-Bericht Nr. 52.42*.
- VAW, (2002), Luftbilder Gruben, unveröffentlicht.
- VAWE, (1955; 1959), Laboruntersuchungen Stausee Mattmark, *Interner Bericht Nr. 954*.
- Viggiani G. & Atkinson J.H., (1995a), Interpretation of bender element test, Technical note, *Géotechnique, Vol. 45, No. 1*, 129 - 154.
- Viggiani G. & Atkinson J.H., (1995b), Stiffness of fine-grained soil at very small strains, *Géotechnique, Vol. 45, No. 2*, 249 - 265.
- Vonder Mühl D., (1996), Geophysikalische Untersuchungen zur Struktur und Stabilität eines Moränendamms am Grubengletscher, *INTERPRAEVENT, Garmisch-Partenkirchen*, 123 - 132.
- Watabe Y., Leroueil S. & Le Bihan J.-P., (2000), Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till, *Can. Geotechnique Vol. 37*, 1184 - 1194.

- Wegmann M., Bruderer A., Funk M. & Wuilloud Ch., (2004), Partizipatives Verfahren zum Risikomanagement bei Naturgefahren, *Internationales Symposium INTERPRAEVENT 2004 – Riva*, 297 - 308.
- Wheeler S.J. & Sivakumar V., (1995), A elasto-plastic critical state framework for unsaturated soils. *Géotechnique*, Vol. 45, No. 1, 35 - 53.
- Whipkey R.Z., (1965), Subsurface Stromflow from forested slopes, *Bull. of IASH X*, No. 1, 74 - 85.
- Wilhelm Chr., (1999), Kosten-Wirksamkeit von Lawinenschutz – Massnahmen an Verkehrsachsen, *BUWAL Praxishilfe*.
- Wilkinson J.M.T., (1996), Landslide initiation: A unified geostatistical and probabilistic modelling technique for terrain stability assessment, *The University of British Columbia*, 1 - 247.
- Worreschk B., (1985), Beitrag zur Berechnung der Abflussbildung in landwirtschaftlich genutzten Einzugsgebieten, *Diss. TU Braunschweig*, 161.
- Wood M.D., (1990), Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press.
- Yair A. & Lavee H., (1974), Areal contribution to runoff on scree slopes in an extreme environment – a simulated rainstorm experiment, *Zeitschrift für Geomorphologie. Suppl. Bd. 21*, 106 - 121.
- Yong F. & Townsend F.C., (1980), Laboratory shear strength of soil, *STP 74, ASTM*.
- Zhu J.H., (1995), Shear strength and soil behaviour on a residual soil slope. MSc Thesis, *University of Hawaii*, Manoa.
- Zhu J.H. & Anderson S.A., (1998), Determination of shear strength of Hawaiian residual soil subjected to rainfall-induced landslides, *Géotechnique*, Vol. 48, No. 1, 73 - 82.
- Zimmermann M., Mani P. & Gamma P., (1997), Murganggefahr und Klimaänderung - ein GIS-basierter Ansatz, Hochschulverlag AG an der ETH Zürich, *Schlussbericht NFP 31*.

## **10. Danksagungen**

Diese Arbeit wurde finanziert durch das Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), der Dienststelle für Wald und Landschaft (DWL), Sektion Naturgefahren, und der Dienststelle für Strassen- und Flussbau (DSFB) des Kantons Wallis.

An erster Stelle möchte ich mich bei Prof. Sarah Springman bedanken. Dank ihrer grosszügigen Unterstützung und steten Hilfsbereitschaft war es überhaupt möglich, diese Arbeit als freier Teilzeitmitarbeiter durchzuführen. Prof. Cristina Jommi sei für die Übernahme des Koreferates und für die zahlreichen Anregungen ebenfalls gedankt. Ein besonderer Dank geht an Dr. Armin Petrascheck, Koreferent, welcher durch seine Gesamtsicht viel am Gelingen des Projektes beigetragen hat.

Besonderen Dank geht auch an Charly Wuilloud für sein stetes Interesse und seinen grossen Einsatz zum Entstehen dieses Projektes. Dr. Dominique Bérod sei an dieser Stelle ebenfalls herzlich verdankt.

Dank gebührt Dr. Olivier Lateltin und Dr. Hugo Raetzo vom BWG für die Begleitung und Unterstützung des Projektes.

Allen an der Arbeit in irgendeiner Weise beteiligten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern am Institut für Geotechnik sei ebenfalls gedankt. Speziell erwähnt seien Ernst Bleiker, Dusan Bystricky, René Rohr, Marco Sperl, Adrian Zweidler, Heinz Buschor, Alfred Ehrbar und Pierre-André Mayor.

In den vergangenen Jahren lernte ich im Rahmen dieses Projektes viele Personen kennen, die alle auf ihre Art zum Gelingen der hier vorliegenden Arbeit beitrugen, deren Namen ich hier aber nicht alle auführen kann. Ihnen allen sei an dieser Stelle meine Dankbarkeit ausgesprochen.

Visp /Zürich, im Oktober 2005

Ph. Teyssere

## 11. Lebenslauf

**Name:** Teysseire Philipp  
**Geburtsdatum:** 29.05.1962  
**Bürgerort:** Genf  
**Zivilstand:** verheiratet, 3 Kinder  
**Beruf:** Dipl. Bauing ETH/SIA  
**Muttersprache:** D  
**Fremdsprachen:** F, E, I  
**Funktion:**

- Geschäftsinhaber Teysseire & Candolfi AG, Visp und Siders
- Geschäftsführer Matterhorn Engineering AG, Zermatt

### Berufliche Ausbildung

1987 Abschluss Bauingenieur Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich (ETHZ)  
1987 - 1990 Institut für Geotechnik IGT (vormals Grundbau und Bodenmechanik), Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich (ETHZ), Prof. Dr. J. Huder, Prof. H.J. Lang  
ab 1990 Ingenieurbüro Teysseire & Candolfi AG, Visp / Siders  
u.a. tätig als Projekt Ingenieur und Projektleiter im Tunnelbau, Wasserbau (Hochwasserschutzkonzepte) und Geotechnik  
1990 - 1992 freier Mitarbeiter am Institut für Geotechnik IGT (50 %)  
1995 - 1996 Nachdiplomstudium (NDS) Ausbildung QIII (Qualitätsmanagement), Fachhochschule Sitten  
ab 1999 - 2005 wissenschaftl. Mitarbeiter beim Institut für Geotechnik (IGT), ETHZ, Prof. Dr. S. Springman (Teilzeit), Projekt: „Geotechnische Eigenschaften von Moränen“.  
ab 2002 Mitglied Korps für hum. Hilfe (DEZA/SKH), Soforteinsatzteam Prävention (SET)  
u.a. Einsatz bei den Überschwemmungen 2002 in Sachsen

### Mitgliedschaft Verbände

**SIA** Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Sektion VS  
Vizepräsident 1994 - 1997  
Präsident 1997 - 2000  
**FGU** Fachgruppe für Untertagebau (SIA)  
**SGBF** Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik  
**ISSMFE** Int. Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering  
**ISRM** Int. Society for Rock Mechanics  
**SWV** Schweizerische Wasserwirtschaftsverband  
**REG A** Stiftung der schweizerischen Register der Ingenieure, der Architekten und der Techniker

### Publikationen

- **Teyseire Ph.**, Gefährliche Gletscherseen im Kanton Wallis, CENAT / VAW, Fachtagung Naturgefahren, Gletscher und Permafrost, 1999, S. 15 - 18.
- Kääb A., Haeberli W., **Teyseire Ph.**, Entwicklung und Sanierung eines Thermokarst am Gruben-Blockgletscher (Wallis), UKIP, Institut de Géographie de l'Université de Fribourg, 10, S. 145 – 153

- **Teysseire Ph.**, Clausen W., Steinschlagsystem bestehend aus Schutzvorhängen als Objektschutz, Proceedings 9. Interpraevent, Villach, 2000, S. 349 – 358
- Weber M., Hunzinger L., **Teysseire Ph.**, Minor H. E., Hochwasserumleitung mit Geschiebe- und Holzurückhalt in einem Wildbach, Proceedings 9. Interpraevent, Villach, 2000, S. 357 – 368
- **Teysseire Ph.**, Cortona L., Springman S., Water retention in a steep moraine slope during periods of heavy rain, Unsaturated Soils for Asia, Unsat ASIA 2000, Singapur 2000, S. 432 - S. 441
- Springman S., **Teysseire Ph.**, Artificially induced rainfall instabilities on moraine slopes, Davos 2001, S. 245 - 261
- Haerberli W., Käab A., Vonder Mühl D., **Teysseire Ph.**, Prevention of outburst floods from periglacial lakes at Gruben Glacier, Valais, Swiss Alps. Journal of Glaciology, 2000
- **Teysseire Ph.** Nigg U., Ereignisanalysen Sefinot-Ackersand und Baltschieder, in Hochwasser 2000, BWG, Serie Wasser Nr. 2, S. 199-205, S. 266 -210, 2002
- Huggel M., Käab A., Haerberli W., **Teysseire Ph.**, Paul F., Remote Sensing based assessment of hazard from glacier lake outburst, Can. Geotech. J., 39, 1-15, 2002
- **Teysseire Ph.**, Springman S., Geotechnische Risiken bei der Beurteilung von Naturgefahren, SGBF 2001, Brig
- Springman S., Jommi C., **Teysseire P.**, Instabilities on moraine slopes induced by loss of suction: a case history, Géotechnique Symposium, London, 2003, S. 3-10
- Walther P., Müller U, Schmid F., **Teysseire Ph.**: Neues Hochwasserschutzkonzept für die Müglitz. In: Gewässerschutz - Wasser - Abwasser 190. 36. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft, Aachen, 2003
- **Teysseire Ph.**, Jordan F., Boillat J.-L., Integrated flood mitigation concept for the City Visp in Valais, 10. Interpraevent, Trento, 2004, s. 251 - 262
- Kolenko A., Zimmermann M.; **Teysseire Ph.**, Schutzkonzept für Murganggefahr, Fallbeispiel Täsch, 10. Interpraevent Trento, 2004, S. 193 - 206
- Jäggi M., Nigg U.; **Teysseire Ph.**, The sediment disaster of Baltschieder, 10. Interpraevent, Trento, 2004, S. 165 - 180
- Müller U., Walther P., Hunzinger L., **Teysseire Ph.**, Hochwasserschutzkonzepte für die Nebenflüsse der oberen Elbe in Sachsen, Fallbeispiel Schmiedeberg, 10. Interpraevent, Trento, 2004, S. 213 - 223

#### Kontaktadresse

Geschäft: Teysseire & Candolfi AG  
 Terbingerstr. 18.  
 3930 Visp  
 Tel. 027 948 07 00  
 Fax. 027 948 07 01  
 E-mail: [ph.teysseire@t-c.ch](mailto:ph.teysseire@t-c.ch)

Privat: Teysseire Philipp  
 Tirlenerstr. 4  
 3930 Visp  
 Tel. 027 946 47 05