

**DIE ZUGFESTIGKEIT BINDIGER BÖDEN  
ALS KRITERIUM DER RISSGEFÄHRDUNG  
MINERALISCHER OBERFLÄCHENABDICHTUNGEN**

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen der BAUHAUS-UNIVERSITÄT WEIMAR

vorgelegt von

**Rainer Zeh**

Geboren in Rottweil a. N.

**Weimar**

Gutachter:

1. Prof. Dr.-Ing. K. J. Witt
2. Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schanz
3. Prof. Dr.-Ing. H. Schulz

Disputation am 12. März 2007



## Vorwort des Herausgebers

Bei der Suche nach dem optimalen Aufbau einer Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten stehen neben den Regelsystemen nach der TASI zahlreiche Alternativen zur Wahl. Wegen der Unkenntnis des Langzeitverhaltens und der Beständigkeit erinnert die aktuelle Diskussion über die beste verfügbare Technik an Lessings Ringparabel in Nathan der Weise. Drei Söhne erhalten vom Vater je einen identisch aussehenden Ring. Aber nur ein Ring ist der echte, der beliebt macht und Führungsanspruch begründet, während die beiden anderen Fälschungen sind. In Unkenntnis der Wirkungsweise glaubt jeder der Söhne, den Wundering zu besitzen. Der Richter ist weise. Er rät, dass jeder in die Kraft seines Ringes vertrauen möge. In tausend Jahren soll dann anhand der bis dahin belegten Wirkung erneut entschieden werden. Möglicherweise seien ja auch alle drei Ringe unecht.

Obwohl der hier verankerte Ansatz der Beobachtung übertragbar ist, muss in Anbetracht der rechtlichen und monetären Folgen der Entlassung einer Deponie aus der Nachsorge früher erkannt werden, welches Abdichtungssystem das Wahre ist und über lange Zeiträume hinweg seine Funktion erwartungsgemäß erfüllen wird. Während das Langzeitverhalten von Geokunststoffen mittlerweile gut erforscht ist und sich die Beständigkeit synthetischer Materialien quantifizieren lässt, schwindet das Vertrauen in die tonmineralischen Komponenten, nach dem vereinzelt bei Aufgrabungen Trockenrisse und durchwurzelte Dichtungen nachgewiesen wurden. Die Natur belegt, dass bindige Böden über geologische Zeiträume hinweg stabil und gering wasserdurchlässig sein können. In der Natur ist aber auch zu beobachten, dass tektonische und klimatische Einwirkungen Gefügeänderungen, Trennflächen und Schrumpfrisse in Boden und Fels erzeugen können. Welche physikalischen Ursachen haben diese Phänomene bezogen auf die tonmineralischen Abdichtungen?

Das übergeordnete Ziel dieser Dissertation war es, den Bedingungen der Beständigkeit und der Trockenrissinitiation in tonmineralischen Oberflächenabdichtungen näher zu kommen, um die erforderliche Schutzwirkung des Gesamtsystems quantifizieren zu können. Herr Zeh hat während seiner Assistentenzeit an der Bauhaus-Universität Weimar zunächst damit begonnen, die klimatischen Einwirkungen zu analysieren, indem er die Dynamik des Wasserhaushaltes in einer Oberflächenabdichtung numerisch simulierte. Der Schwerpunkt dieser Dissertation ist aber die Seite des Materialwiderstandes, i.e. der Einfluss der Ausgangsbedingungen und der Entwässerungscharakteristik bindiger Böden auf deren Zugfestigkeit und Verformbarkeit. So war zunächst zu untersuchen, inwieweit sich der Einbauwassergehalt und die Verdichtung auf die Struktur und das Risspotenzial solcher Böden auswirken. In anschaulichen Experimenten wurden typische Dichtungsmaterialien analysiert. Das Phänomen der Rissinitiation lässt sich mit dem zusammengetragenen Wissen und den

experimentellen Ergebnissen nachvollziehbar erklären. Der qualitative Einfluss von Einbauwassergehalt und Trocknungsverlauf ist auf alle nicht quellfähige bindige Böden übertragbar.

Am Ende der Arbeit werden die mechanischen und die hydraulischen Effekte aus der klimatischen Einwirkung mit dem Materialwiderstand zu einer Grenzzustandsgleichung zusammengeführt. Dieses Risskriterium ist zwar in seiner Handhabung noch etwas sperrig, gleichwohl werden mit der Dissertation die bodenphysikalischen Zusammenhänge der Trockenrissbildung dargestellt und quantifiziert. Der Widerstand bindiger Böden nimmt mit der Beanspruchung nur unterproportional zu und lässt sich durch Materialauswahl und Einbaubedingungen nur wenig verbessern. Die aus der klimatischen Einwirkung resultierende transiente Beanspruchung muss durch die Schutzwirkung des Gesamtaufbaus auf das verträgliche Intervall der Beanspruchbarkeit der Abdichtung begrenzt werden.

Weimar, April 2007

Karl. J. Witt

## Danksagung

Mein besonderer Dank gilt meinem Mentor und Erstgutachter dieser Arbeit Herrn Prof. Dr.-Ing. K. J. Witt. Er hat diese Arbeit initiiert, fachlich begleitet und meine Forschungsaktivitäten unterstützt, wo immer ihm das möglich war.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schanz danke ich für die vielfältigen Gespräche und Anregungen sowie die Übernahme eines der Koreferate.

Ebenfalls bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Schulz für die Übernahme eines der Koreferate und für seine konstruktive Kritik an dieser Arbeit.

Ohne die Unterstützung der Geotechnikabteilung der MFPA Weimar unter der Leitung von Herrn K. Lemke, insbesondere vertreten durch Herrn A. Klimitsch und den zahlreichen, hier namentlich nicht erwähnten Studenten wäre diese Arbeit nie zustande gekommen. Ein besonderer Dank gilt somit auch ihnen.

Sehr unterstützt haben mich ebenso das angenehme und kenntnisreiche Umfeld meiner Kollegen der beiden Professuren Grundbau und Bodenmechanik.

Zuletzt gilt mein herzlichster Dank meiner Frau, meiner Familie, der Familie Schmidt sowie meinen engen Freunden für die jahrelange Unterstützung und Motivation.

Rainer Zeh



# Gliederung

	Seite	
Kapitel 1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Ziele und Gliederung	3
Kapitel 2	Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten	5
2.1	Oberflächenabdichtungssysteme	5
2.2	Beständigkeit von mineralischen Dichtungen in Oberflächenabdichtungen	7
Kapitel 3	Bodenmechanische Grundlagen	13
3.1	Charakteristika bindiger Böden	13
3.2	Struktur bindiger Böden	19
3.3	Teilsättigung in Böden	25
3.4	Zugfestigkeit bindiger Böden	36
3.5	Fazit bodenmechanische Grundlagen	44
Kapitel 4	Versuche	47
4.1	Vorbemerkungen	47
4.2	Versuchseinrichtung und –durchführung	48
4.2.1	Probenherstellung und Versuchsablauf der Zugversuche	48
4.2.2	Beschreibung der Schrumpfversuche und der Bestimmung von Wasserspannungskurven	50
4.2.3	Materialparameter	53
4.2.4	Schrumpfversuche	56
4.2.5	Bestimmung der Wasserspannungskurven	59
4.3	Zugversuche	64
4.3.1	Erläuterungen	64
4.3.2	Zugfestigkeiten	65
4.3.3	Verformungen und Dehnungsmoduli	75
4.3.4	Indirekte Zugversuche - einaxiale Druckversuche an Ton Plessa	86
4.3.5	Wasserspannung zu Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck	86
4.4	Diskussion und Fazit	87
Kapitel 5	Zugfestigkeitsberechnungen	90
5.1	Analytische Ansätze nach der Kapillarthorie poröser Medien	90
5.1.1	Vorgehen nach Schubert	92

---

	Seite	
5.1.2	Vorgehen nach Molenkamp & Nazemi	94
5.1.3	Berechnungsergebnisse (nach Schubert und Molenkamp & Nazemi)	96
5.2	Ansatz nach Morris et al.	99
5.3	Ansatz nach der ‚best-fit‘ Methode	103
5.3.1	Zugfestigkeiten	103
5.3.2	Dehnungsmodul	104
5.4	Fazit Zugfestigkeitsberechnungen	105
Kapitel 6	Rissgefährdung mineralischer Dichtungen	106
6.1	Vorbemerkungen	106
6.2	Wasserhaushalt von Oberflächenabdichtungen	107
6.2.1	Das Modell BOWAHALD	107
6.2.2	Beispielhafte Berechnungen für einen trockenen Standort	107
6.3	Spannungen in Oberflächenabdichtungen	115
6.3.1	Einleitung	115
6.3.2	Ansatz der effektiven Spannungen	116
6.3.3	Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen	118
6.3.4	Vergleich der beiden Spannungsansätze	120
6.4	Abschätzung der Rissgefährdung mineralischer Dichtungen unter Berücksichtigung von Spannungs- und Zugfestigkeitsverläufen infolge Wassergehaltsänderungen	122
6.4.1	Vorgehen bei den Berechnungen	122
6.4.2	Beispielhafte Berechnungen	124
6.5	Diskussion und Empfehlungen	128
Kapitel 7	Zusammenfassung und Ausblick	135
7.1	Zusammenfassung	135
7.2	Ausblick	138
Literaturverzeichnis		139
Anlagen		156

# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Regelquerschnitte der Oberflächenabdichtungssysteme (TA-SIEDLUNGS-ABFALL, 1993)	S. 2
Abbildung 3.1: a) Die Stellung der Böden im Kreislauf der Lithosphäre (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998), b) Einteilung und Benennung klastischer Sedimente nach der Korngröße in logarithmischer Darstellung (aus JASMUND & LAGALY, 1993)	S. 14
Abbildung 3.2: a) Einteilung der wichtigsten Tonminerale (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998), b) Entstehungsverlauf der Tonminerale (aus MITCHELL, 1993)	S. 15
Abbildung 3.3: Größenordnungen von Poren, Körnern und weiteren Kennwerten von Böden (aus SCHICK, 2002a)	S. 16
Abbildung 3.4: Korngrößenverteilung von Tonmineralien (aus JASMUND & LAGALY, 1993)	S. 17
Abbildung 3.5: Adsorptions- und Kapillarwasser in einem Ton, nach HEIBROCK (1996)	S. 18
Abbildung 3.6: Gefügebildung bei blättchenförmigen Tonmineralteilchen a – d (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998), rechts) clay structures (a) dispersed, (b) flocculated, (c) complex arrangement of a natural clay (LANCELLOTTA, 1995)	S. 19
Abbildung 3.7: Größenordnung der Elemente eines tonigen Bodens (aus HEIBROCK, 1996)	S. 20
Abbildung 3.8: a) feinkörnige Bodenstruktur – 1: Intraaggregatporen, 2: Interaggregatporen, 3: große Interaggregatporen, b) mögliche Mikrostruktur von Tonen mit Größeneinteilung von Poren, c) Aggregatorientierung durch Verdichtung (nach NAGARAJ et al., 1990, bzw. NAGARAJ & MIURA, 2001)	S. 20
Abbildung 3.9: Strukturschnitt (aus AUST, 2003, nach HEIBROCK, 1996)	S. 21
Abbildung 3.10: Typische Gefügestruktur gemischtkörniger Böden, schluffiger Ton (aus MITCHELL, 1993)	S. 21
Abbildung 3.11: Schrumpfen von Böden, a) aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (1998) b) aus TARIQ & DURNFORD (1993)	S. 23
Abbildung 3.12: a) ungesättigtes Bodenelement, b) vereinfachte Volumen- und Massenanteile und c) Massen-Volumen Verhältnisse eines teilgesättigten Bodenelements (aus FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	S. 25
Abbildung 3.13: Hydraulisches Potential, Matrixpotential, Gravitationspotential und Wassergehalt in einer homogenen Bodensäule im Gleichgewicht (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998)	S. 26
Abbildung 3.14: Der Äquivalentdurchmesser $d$ und die Kapillarhöhe $h$ einer Bodenpore als Ersatzwert (aus HARTGE & HORN, 1999)	S. 27
Abbildung 3.15: Kapillarer Aufstieg, nach HEIBROCK (1996)	S. 28

---

Abbildung 3.16: Kapillare Aufstiegshöhe (und Wasserspannung bzw. Matrixpotential) in Abhängigkeit vom Kapillarradius (aus HEIBROCK, 1996)	S. 28
Abbildung 3.17: a) Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt nach Bodenart, b) Einfluss des Tongehalts auf den Wasserspannungsverlauf bei gleichem Porenvolumen (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998)	S. 29
Abbildung 3.18: a) Wasserspannungskurven für verschiedene Böden, b) Sättigungszo- nen in der Wasserspannungskurve (VANAPALLI et al., 1996)	S. 29
Abbildung 3.19: Definition der Bezeichnungen einer typischen Wasserspannungskurve bei Ent- und Bewässerung (aus FREDLUND & XING, 1994)	S. 30
Abbildung 3.20: a) Hysterisis der Wasserspannungskurve bzw. Durchlässigkeit, b) scanning curves - Hysteresekurven (aus LU & LIKOS, 2004)	S. 31
Abbildung 3.21: pF-Kurven (Wasserspannungskurven) für Tonaggregate aus einzelnen Messpunkten, a) uni- und b) bimodal gefittet, flächenhafte Verteilung der abgeleiteten äquivalenten Porengrößenverteilung (aus DURNER, 1991)	S. 31
Abbildung 3.22: Erweitertes Mohr-Coulomb Diagramm für teilgesättigte Böden (aus FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	S. 33
Abbildung 3.23: Scherspannung infolge steigender Wasserspannung $(u_a - u_w)_f$ an der Bruchfläche (aus LU & LIKOS, 2004)	S. 34
Abbildung 3.24: Scherspannungsdiagramm für teilgesättigte Böden, links nach Fredlund et al. (1978), rechts aus LU & LIKOS (2004)	S. 35
Abbildung 3.25: Zusammenhang zwischen Wasserspannungskurve und Scherfestigkeit (aus LU & LIKOS, 2004, nach VANAPALLI et al., 1996)	S. 35
Abbildung 3.26: Indirekte und direkte Zugversuche a) Biegeversuch, b) Druckversuch, c) pneumatische Bruchmethode (SNYDER & MILLER, 1985b), direkte Zugversuche i. e. S – d) SCHERBECK (1992) und HEIBROCK (1996) ohne, JUNGE (1999) mit Tensiometer, e) MIKULITSCH & GUDEHUS (1995), f) WENDLING (2004) und g) TANG & GRAHAM (2000)	S. 37
Abbildung 3.27: Bruchspannungen für 2 bindige Böden (aus VOMOCIL & CHANCELLOR, 1967)	S. 38
Abbildung 3.28: Einfluss der Wassergehalte bzw. Wasserspannung auf die Zugfestigkeit (aus FARRELL et al., 1967)	S. 39
Abbildung 3.29: Bruchspannung bezogen auf den Wassergehalt, links Gault Clay, rechts Balderhead Clay (aus AJAZ & PARRY, 1975)	S. 39
Abbildung 3.30: Die Veränderung der Zugbruchdehnung in Abhängigkeit vom Wassergehalt, a) Gault Clay, b) Balderhead Clay (aus AJAZ & PARRY, 1975)	S. 40
Abbildung 3.31: Abhängigkeit der Zugkennwerte und des E-Moduls von der Konsistenzzahl (aus SCHERBECK, 1992)	S. 40

---

Abbildung 3.32: Wassergehaltsabhängige Zugfestigkeit, a) Lehm, b) Ton (aus CAUSARANO, 1993)	S. 41
Abbildung 3.33: Einfluss der Aggregatgrößen, a) Lehm, b) Ton (aus CAUSARANO, 1993)	S. 41
Abbildung 3.34: Zugfestigkeit als Funktion der Wasserspannung (aus HEIBROCK, 1996)	S. 42
Abbildung 3.35: Einaxiale Zugfestigkeiten des TM Bodens (BRAUNS et al., 1999)	S. 42
Abbildung 3.36: Zugfestigkeitswerte zu Wasserspannungen (aus TANG & GRAHAM, 2000)	S. 43
Abbildung 3.37: Zugfestigkeiten für einen Kaolin-Ton (modifiziert, aus HEIBROCK et al., 2003)	S. 44
Abbildung 3.38: Ergebnisse aus Zugversuchen an einem Ton (NAHLAWI et al., 2004)	S. 44
Abbildung 4.1: Schematischer Ablauf der Probenherstellung	S. 49
Abbildung 4.2: Schematischer Querschnitt einer Zugprobe (aus HAGNER, 2004)	S. 49
Abbildung 4.3: Trimmapparat für Proben (links), Zugversuchseinrichtung mit Probe (mitte), sowie Probe nach Bruch (rechts)	S. 49
Abbildung 4.4: Probekörper beim Trocknen (links), mit Paraffin versiegelter Probekörper vor der Tauchwägung (rechts)	S. 51
Abbildung 4.5: a) Druckapparat (pressure plate apparatus PP), b) CMH-Messgerät und Dose mit Probe	S. 52
Abbildung 4.6: Körnungslinien der Tone Plessa und Themar	S. 53
Abbildung 4.7: Proctorkurve der Tone Plessa A (oben), Plessa B (mitte) und Themar (unten)	S. 54
Abbildung 4.8: Schrumpfkurven Ton Plessa	S. 56
Abbildung 4.9: Schrumpfkurven Ton Plessa im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Zugversuchen (Serie A)	S. 57
Abbildung 4.10: Schrumpfkurven Ton Plessa im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Zugversuchen (Serie B)	S. 57
Abbildung 4.11: Schrumpfkurve Ton Themar im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Zugversuchen (Serie A und B)	S. 58
Abbildung 4.12: Anpassung der ursprünglichen Werte ( $S_r < 1$ ) aus den Schrumpfversuchen auf Werte von $S_r = 1$ nach Gl. 4.2, Ton Plessa (Pl100o)	S. 58
Abbildung 4.13: Vol. Wassergehalt zu Wasserspannung, Mittelwerte der Rohdaten für Versuche am Ton Plessa, basierend auf STOFFREGEN (2004)	S. 61

---

Abbildung 4.14: Roh-Ergebnisse der CMH-Versuche an den Tonen Plessa und Themar (nach KÄMMER, 2004)	S. 62
Abbildung 4.15: Wasserspannungskurve für den Ton Plessa (Pl100o), gefittet mit Ansatz nach GARDNER (1958) und FREDLUND & XING (1994)	S. 62
Abbildung 4.16: Wasserspannungskurve für den Ton Plessa (Pl100o) mit Lufteintrittspunkt (AEV) und Restwassergehalt (ResV), gefittet mit Ansatz nach FREDLUND & XING (1994)	S. 63
Abbildung 4.17: Wasserspannungskurvenverläufe infolge Entwässerung, Be- und Wiederentwässerung (scanning-curves), Ton Plessa (p18-100o)	S. 63
Abbildung 4.18: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit	S. 67
Abbildung 4.19: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Wasserspannung zu Zugversuche	S. 68
Abbildung 4.20: Vergleich Versuche Ton Plessa, Trockendichte zu Zugfestigkeit	S. 68
Abbildung 4.21: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Trockendichten zur Proctorkurve	S. 69
Abbildung 4.22: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit	S. 69
Abbildung 4.23: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Wasserspannung zu Zugfestigkeit	S. 70
Abbildung 4.24: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Trockendichte zu Zugfestigkeit	S. 70
Abbildung 4.25: Vergleich Versuche Ton Plessa B, Trockendichte zur Proctorkurve	S. 71
Abbildung 4.26: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Themar (Th100o)	S. 71
Abbildung 4.27: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Themar (Th100o)	S. 72
Abbildung 4.28: Trockendichte zu Zugfestigkeit, Ton Themar (Th100o)	S. 72
Abbildung 4.29: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Themar (T16-100o)	S. 73
Abbildung 4.30: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Themar (T16-100o)	S. 73
Abbildung 4.31: Trockendichte zu Zugfestigkeit, Ton Themar (T16-100o)	S. 74
Abbildung 4.32: Vergleich Versuche, Ton Themar (T16-100o, Th100o), Trockendichte zur Proctorkurve	S. 74
Abbildung 4.33: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung	S. 76

---

Abbildung 4.34: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul	S. 76
Abbildung 4.35: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Wasserspannung zu Dehnungsmodul	S. 77
Abbildung 4.36: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Trockendichte zu Dehnungsmodul	S. 77
Abbildung 4.37: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung	S. 78
Abbildung 4.38: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul	S. 78
Abbildung 4.39: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Wasserspannung zu Dehnungsmodul	S. 79
Abbildung 4.40: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Trockendichte zu Dehnungsmodul	S. 79
Abbildung 4.41: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung	S. 80
Abbildung 4.42: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul	S. 81
Abbildung 4.43: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), Wasserspannung zu Dehnungsmodul	S. 81
Abbildung 4.44: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), Trockendichte zu Dehnungsmodul	S. 82
Abbildung 4.45: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung	S. 82
Abbildung 4.46: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul	S. 83
Abbildung 4.47: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), Wasserspannung zu Dehnungsmodul	S. 83
Abbildung 4.48: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), Trockendichte zu Dehnungsmodul	S. 84
Abbildung 4.49: Probenherstellung und Druckversuchseinrichtung (aus HAGNER, 2005)	S. 85
Abbildung 4.50: Abgeleitete Zugfestigkeiten aus einaxialen Druckversuchen am Ton Plessa (qPl), vol. Wassergehalt zu Zugfestigkeit	S. 85
Abbildung 4.51: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A und B), Wasserspannung zu Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck [ $e \cdot \sqrt{(Sr)}$ ]	S. 86

Abbildung 4.52: Vergleich Versuche Ton Themar (Serie A und B), Wasserspannung zu Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck [ $e \cdot \sqrt{(Sr)}$ ]	S. 87
Abbildung 5.1: Schema der Kapillarbrücke zwischen zwei Feststoffkugeln (links) aus JUNGE (1999) und (Mitte) aus SCHUBERT (1982), (rechts) raue Kugeln (MOLENKAMP & NAZEMI (2003b))	S. 90
Abbildung 5.2: Idealisierte Luft-Wasser Grenzflächen (links), Einfluss der Wasserspannung (Mitte), Luft-Wasser-Boden Beziehung inklusive Kräfte zwischen zwei Kugeln, ungesättigter Zustand und Annahme toroidaler Geometrie (rechts), aus LU & LIKOS (2004)	S. 91
Abbildung 5.3: Bestimmung des Brückenwinkels für die Kontaktarten (links) Kugel zu Kugel und (rechts) Kugel zu Fläche (SCHUBERT, 1982)	S. 93
Abbildung 5.4: Bestimmung der dimensionslosen Kraft für die Kontaktarten (links) Kugel zu Kugel und (rechts) Kugel zu Fläche bei unterschiedlichen Abständen (SCHUBERT, 1982)	S. 93
Abbildung 5.5: Dimensionslose Kontaktkraft bezogen auf das Volumenverhältnis der Fest- bzw. Flüssiganteile (SCHUBERT, 1982)	S. 94
Abbildung 5.6: Geometrien und Ansätze (MOLENKAMP & NAZEMI, 2003b)	S. 95
Abbildung 5.7: Dimensionslose Kontaktkraft (MOLENKAMP & NAZEMI, 2003b)	S. 95
Abbildung 5.8: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillartheorie für den Ton Plessa (Pl100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand $a/x = S = 0$	S. 97
Abbildung 5.9: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillartheorie für den Ton Plessa (Pl100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand $a/x = S = 0,001$	S. 97
Abbildung 5.10: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillartheorie für den Ton Themar (Th100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand $a/x = S = 0$	S. 98
Abbildung 5.11: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillartheorie für den Ton Themar (Th100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand $a/x = S = 0,001$	S. 98
Abbildung 5.12: links - Nichtlinearität von $\varphi^b$ anhand von Versuchsergebnissen, rechts - Vereinfachter Ansatz für die Entwicklung von $\varphi^b$ (aus Fredlund et al., 1987)	S. 100
Abbildung 5.13: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für den Ton Plessa (Pl100o), mit konstantem $\varphi^b = \varphi' - 5^\circ$	S. 101
Abbildung 5.14: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für den Ton Plessa (Pl100o), mit variablem $\varphi^b$ ( $\varphi^b = \varphi'$ und $\varphi^b = \varphi' - 10^\circ$ )	S. 101
Abbildung 5.15: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für den Ton	S. 102

Plessa (P1100o), mit variablem  $\varphi^b$  ( $\varphi^b = \varphi'$  und  $\varphi^b = \varphi' - 15^\circ$ )

Abbildung 5.16: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für den Ton Themar (Th100o), mit konstantem $\varphi^b = \varphi' - 5^\circ$	S. 102
Abbildung 5.17: Vergleich Gleichung (5.8) mit den Zugversuchsergebnissen, Ton Plessa	S. 103
Abbildung 5.18: Vergleich Gleichung (5.8) mit den Zugversuchsergebnissen, Ton Themar (Th100o)	S. 104
Abbildung 6.1: Niederschlag am Standort Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003)	S. 108
Abbildung 6.2: Evapotranspiration am Standort Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c	S. 109
Abbildung 6.3: Verlauf der vol. Wassergehalte in den Rekultivierungsteilschichten, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c	S. 110
Abbildung 6.4: Verlauf der vol. Wassergehalte in Entwässerungs- und Auflagerschichten, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c	S. 110
Abbildung 6.5: Verlauf der vol. Wassergehalte in der mineralischen Dichtung Ton Plessa, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c	S. 111
Abbildung 6.6: Vergleich des Verlaufs des vol. Wassergehalts in der ersten mineralischen Dichtungsteilschicht infolge variierender Durchlässigkeitsbeiwerte der mineralischen Dichtung, Ton Plessa, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003)	S. 113
Abbildung 6.7: Vergleich des Verlaufs des vol. Wassergehalts in der ersten beiden mineralischen Dichtungsteilschicht für verschiedene Verdichtungszustände des Tons Plessa in der mineralischen Dichtung, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003)	S. 114
Abbildung 6.8: Schematische Darstellung des Schrumpfverhaltens einer mineralischen Dichtung, a) Ausgangszustand, b) Schrumpfen, c) Rissbildung	S. 116
Abbildung 6.9: Spannungszustandsvariablen für teilgesättigte Böden in 3- bzw. 2-dimensionaler Darstellung (aus FREDLUND & RAHARDJO, 1993)	S. 119
Abbildung 6.10: Beispielhafte Berechnung des Rissbeginns (Gl. 6.16 bzw. 6.23 kleiner Null) über die Wasserspannung, Vergleich der Ansätze der effektiven Spannungen und der unabhängige Spannungs-Zustandsvariablen	S. 121
Abbildung 6.11: Porenzahl zu Wasserspannung für den Ton Plessa (P1100o) als Dichtungsmaterial	S. 123
Abbildung 6.12: Wasserspannung bei Risseintritt in Abhängigkeit vom Erdruchdruck, mineralische Dichtung aus Ton Plessa (P1100o), $D_{Reku} = 1,0$ m	S. 126
Abbildung 6.13: Wasserspannung bei Risseintritt in Abhängigkeit von der Rekultivierungsschichtdicke, mineralische Dichtung aus Ton Plessa (P1100o), $K_0 = 0,577$	S. 126
Abbildung 6.14: Zeitlicher Verlauf des Risskriterium nach Gl. 6.23 für den Aufbau	S. 127

Op4c (Tabelle 6.1) mit  $K_0 = 0,577$

Abbildung 6.15: (Negative) Dehnungen nach Gl. 6.21 und Gl. 6.22 für den Aufbau Op4c (Tabelle 6.1) mit $K_0 = 0,577$	S. 127
Abbildung 6.16: Schematische Darstellung des Schrumpfverhaltens eines bindigen, aggregierten Bodens samt Verteilung der Porenluft und -wassers in der Bodenstruktur	S. 129
Abbildung A.4.1: Wasserspannungskurve für Ton Plessa (P197f)	S. 156
Abbildung A.4.2: Wasserspannungskurve für Ton Plessa (P197tr)	S. 156
Abbildung A.4.3: Wasserspannungskurve für Ton Themar (Th100o)	S. 158
Abbildung A.4.4: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P1100o)	S. 158
Abbildung A.4.5: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P1100o)	S. 159
Abbildung A.4.6: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197f)	S. 159
Abbildung A.4.7: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197f)	S. 160
Abbildung A.4.8: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197tr)	S. 160
Abbildung A.4.9: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197tr)	S. 161
Abbildung A.4.10: Festigkeits-Dehnungsverlauf, Ton Themar (Th100o), Proben bei $w_i = 11,5 \%$	S. 161
Abbildung A.4.11: Abgeleitete Zugfestigkeiten aus einaxialen Druckversuchen am Ton Plessa (qPl), Trockendichte zu Zugfestigkeit	S. 162

# Symbolverzeichnis

## Kapitel 1

$s$	Wasserspannung
$w$	Wassergehalt
$S_r$	Sättigungsgrad

## Kapitel 2

$d$	Durchmesser
$i$	Gradient
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert
$k_{f,sat}$	Durchlässigkeitsbeiwert bei gesättigten Verhältnissen
$k_{gas}$	Gasdurchlässigkeit
$D_{Pr}$	Verdichtungsgrad

## Kapitel 3

a bis c	Fittingparameter / Konstante
$g$	Erdbeschleunigung
$h$	Höhe (z. B. Kapillarrhöhe)
$i$	Anzahl / Nummerierung der Funktionen
$r, R$	Radius (z. B. Äquivalentradius, Kapillarradius)
$t$	Temperatur
$w$	Wichtung oder Wassergehalt
AEV	Lufttrittspunkt
FK	Feldkapazität
PWP	Permanenter Welkepunkt
$c'$	effektive Kohäsion
$u_a$	Bodenluftdruck
$u_w$	Bodenwasserdruck, Porenwasserdruck
$(u_a - u_w)$	Matrixwasserspannung
$(u_a - u_w)_f$	Wasserspannung an der Bruchfläche
$I_p$	Plastizität
$^{\circ}K$	Grad Kelvin
$\chi$	Bodenabhängige Zustandsvariable (nach BISHOP)
$\delta$	Benetzungs- bzw. Kontaktwinkel
$\gamma(t)$	Temperaturabhängige Oberflächenspannung
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel
$\varphi^b$	Winkel der die Zunahme der Scherkräfte infolge Wasserspannung beschreibt
$\pi$	Osmotische Wasserspannung
$\theta_w$	Volumetrischer Wassergehalt
$\theta_s$	Sättigungswassergehalt
$\rho_w$	Dichte des Wassers
$\sigma$	Totale Normalspannung
$\sigma'$	Effektive Normalspannung
$(\sigma_f - u_w)$	Effektive Normalspannung an der Bruchfläche
$\tau$	Scherspannung
$\psi$	Gesamtpotential (Bodenkunde), Totale Wasserspannung (Bodenmechanik)
$\psi_z$	Gravitationspotential

$\psi_m$	Matrixpotential
$\psi_o$	Osmotisches Potential
$\psi_g$	Gaspotential
$\psi_p$	Auflastpotential
$\psi_H$	Hydraulisches Potential
$\psi_{AEV}$	Wasserspannung bei Lufteintritt
$\psi_r$	Wasserspannung bei Restwassergehalt

#### Kapitel 4

c	Konstante [ $\text{cm}^3 / \text{g}$ ]
d	Konstante
e	Porenzahl
w	Wassergehalt
$c'$	Kohäsion
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert
$u_v$	Dampfdruck des Porenwassers
$u_{v0}$	Sättigungsdruck des Wasserdampfes
$w_a$	Wasseraufnahme
$w_l$	Fließgrenze
$w_p$	Ausrollgrenze
A	Fläche
R	Gaskonstante ( $8,31432 \text{ J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$ )
T	Absolute Temperatur
$E_s$	Steifemodul
$I_p$	Plastizitätszahl
$I_c$	Konsistenzzahl
$R_h$	Relative Luftfeuchte ( $u_v/u_{v0}$ )
$V_{GI}$	Glühverlust
$^{\circ}\text{C}$	Grad Celsius
$\varphi'$	Reibungswinkel
$\rho_s$	Korndichte
$v_{w0}$	Spezifische Volumen von Wasser
$\omega_v$	Molare Masse von Wasserdampf
$\Psi$	Totale Wasserspannung

#### Kapitel 5

a bis c	Fitting-Parameter / Konstante
d	Kugeldurchmesser
e	Porenzahl
f bis j	Fitting-Parameter / Konstante
r, R	Radius
t	Zugfestigkeit
x	Kugeldurchmesser (nach SCHUBERT, 1982)
a/x	Abstandsverhältnis (nach SCHUBERT, 1982)
$c'$	Effektive Kohäsion
2s	Abstandsverhältnis (nach MOLENKAMP & NAZEMI, 2003b)
$u_a$	Porenluftdruck
$p_k$	Kapillardruck (entspricht Wasserspannung)
$r^2$	Varianz
$(u_a - u_w)$	Wasserspannung
F	Kraft

$V_l$	Flüssigkeitsvolumen
$V_s$	Feststoffvolumen
$\alpha_t$	Abminderungswert
$\delta$	Kontaktwinkel
$\gamma$	Oberflächenspannung
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel
$\varphi^b$	Winkel der Scherfestigkeitszunahme infolge der Wasserspannungen
$\sigma$	Oberflächenspannung
$\sigma_f$	Zugfestigkeit
$\Psi$	Normierte Wasserspannung

## Kapitel 6

$e$	Porenzahl
$s$	Wasserspannung
$e_0$	Ausgangsporenzahl
$m_2^s$	Axialer Kompressionsbeiwert
$s_{AEV}$	Wasserspannung am Lufteintrittspunkt
$u_a$	Porenluftdruck
$(u_a - u_w)$	Wasserspannung
$E$	Elastizitätsmodul
$H$	Räumlicher Elastizitätsmodul bezüglich Wasserspannungsänderungen
$C_a$	Axialer Kompressionsbeiwert
$K_0$	Erdruchdruckbeiwert
$S_r$	Sättigungszahl
$S_{r,Res}$	Restsättigungszahl
$\chi$	Bodenabhängige Zustandsvariable (nach BISHOP)
$\varepsilon_v$	Vertikaldehnung
$\varepsilon_h$	Horizontaldehnung
$\varepsilon_{vol}$	Volumetrische (3-dimensionale) Dehnung
$\theta$	Volumetrischer Wassergehalt
$\theta_{res}$	Volumetrischer Restwassergehalt
$\theta_{sat}$	Volumetrischer Sättigungswassergehalt
$\varphi'$	Effektiver Reibungswinkel
$\sigma', \sigma'_v, \sigma'_h$	effektive Spannungen
$\sigma, \sigma_v, \sigma_h$	totale Spannungen
$\nu$	Querdehnzahl (Poisson-Zahl)



# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Einer der negativen Aspekte einer modernen Industriegesellschaft ist die große Produktion von Abfällen jeglicher Art und deren Entsorgung. Mit dem steigenden Abfallaufkommen in Deutschland während der letzten Dekaden wurden seitens der öffentlichen Hand bzw. des Gesetzgebers Vorgaben für umweltverträgliche Lösungen zur Vermeidung, Verwertung und Ablagerung entwickelt und diese durch Vorschriften bzw. technische Regelwerke gesetzlich untermauert. Für Deponien und in eingeschränkter Weise für Altablagerungen sind u. a. die ABFALLABLAGERUNGSVERORDNUNG ABFLABLV (2001), die DEPONIEVERORDNUNG DEP V (2002) sowie deren Vorgänger die TA-ABFALL (1991) bzw. TA-SIEDLUNGSABFALL (1993) maßgebend. Der technische Ansatz der letztgenannten Verordnungen basiert auf dem zuerst von STIEF (1986) postulierten Multibarrieren-Konzept das u. a. den Barrieren Basisabdichtung plus Geologische Barriere, Deponiekörper und Oberflächenabdichtung entscheidende Aufgaben zur langfristig sicheren Ablagerung zuweist.

Aus bautechnischer Sicht ist für die Zukunft vorwiegend nur noch die Oberflächenabdichtung für Deponien und Altablagerungen von Bedeutung, da sich in den 90er Jahren das Abfallaufkommen und somit der Bedarf an neuen Deponieflächen aufgrund der steigenden Deponierungsgebühren und der Einführung der strengen Wiederverwertungsvorschriften stark reduziert hat. Der Bau neuer Deponien und damit von Basisabdichtungen ist fast völlig zum Erliegen gekommen.

Die Regelwerke (z. B. DEPONIEVERORDNUNG, 2002) schreiben für die Oberflächenabdichtung einen, je nach Deponieklasse, fest vorgeschriebenen Regelaufbau vor. Abweichende Aufbauten sind mit Einschränkung möglich. Der Regelaufbau besteht (vgl. Abbildung 1.1), beginnend mit der Oberfläche des Deponiekörpers, aus einem Auflager, evtl. einer Gasdränschicht, darüber die mineralische Dichtung, bei höheren Deponieklassen wird diese zudem mit einer Kunststoffdichtungsbahn samt Schutzschicht bedeckt, darauf folgend eine mineralische Entwässerung und zuletzt die Rekultivierungsschicht mit dem anstehenden Bewuchs. Von entscheidender Bedeutung für die umweltrelevanten Einflüsse ist hierbei die Dichtung in Form einer alleinigen mineralischen Dichtung oder als sog. Kombinationsdichtung mit aufliegender Kunststoffdichtungsbahn. Die Dichtung soll u. a. das Eindringen von Niederschlag als Sickerwasser in den Deponiekörper und damit indirekt ins Grundwasser verhindern sowie vor evtl. Gasaustritten in die Atmosphäre aus dem noch aktiven oder teilaktiven Deponiekörper schützen.

Trotz mehrerer bundes- bzw. länderseitig initiiertter Forschungsvorhaben und Studien (z. B. AUGUST et al. 1998, BAYFORREST, 2002) sind für die Oberflächenabdichtungssysteme und deren Komponenten noch eine Vielzahl von Fragen nicht oder nur teilweise geklärt. Ein wichtiger Aspekt ist

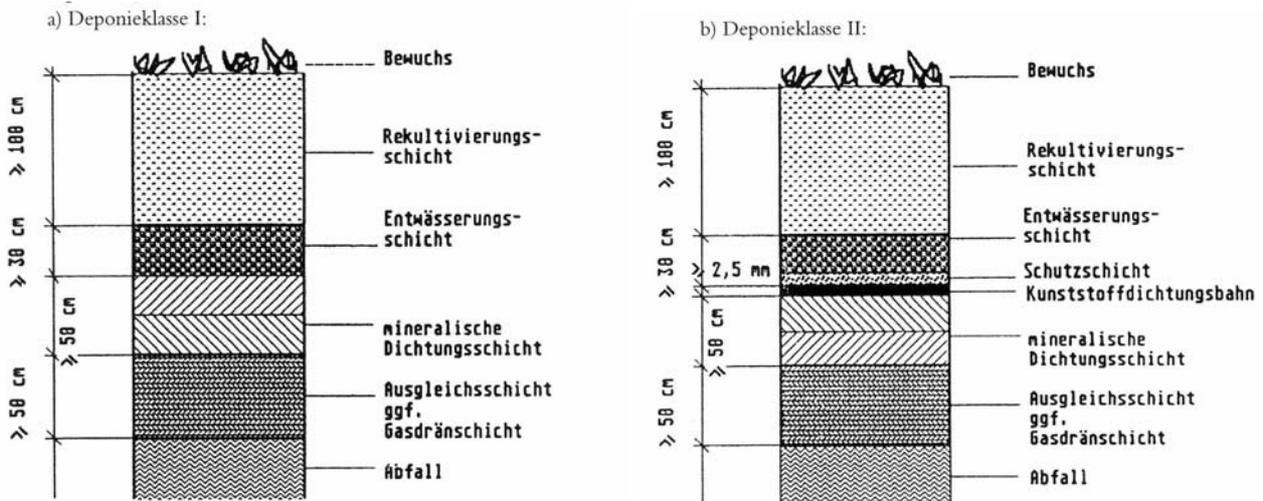


Abbildung 1.1: Regelquerschnitte der Oberflächenabdichtungssysteme (TA-SIEDLUNGSABFALL, 1993)

hierbei insbesondere die Austrocknungsproblematik der mineralischen Dichtung. Schon Anfang der 90er Jahre berichtete u. a. MELCHIOR (1993) von überraschend hohen Wasserdurchlässigkeiten nach wenigen Betriebsjahren in Testfeldern zu Oberflächenabdichtungen bei denen verschiedene Aufbauten vergleichend untersucht wurden. Bei mehreren Aufgrabungen konnte eine großflächige Rissbildung im Makro- wie auch Mikrobereich festgestellt werden. Weitere Untersuchungen anderer Autoren bestätigen die genannte Austrocknungsproblematik der mineralischen Dichtung in Oberflächenabdichtungssystemen. Als Hauptursache der verminderten Funktionsfähigkeit der mineralischen Dichtung nach oft wenigen Jahren wurde eine (Schrumpf-) Rissbildung bei Wasserentzug festgestellt wobei dieser Entzug wiederum mehrere Ursachen haben kann: ungeeignete Einbaubedingungen, wechselnde Feuchtigkeits- und Temperaturgradienten, Pflanzenwurzeln usw. (siehe insbesondere RAMKE et al. 2002a, 2002b).

Aus bodenmechanischer Sicht ist die mineralische Dichtungskomponente einer Oberflächenabdichtung i. d. R. ein teilgesättigter bindiger Boden, dessen mechanische und hydraulische Eigenschaften stark vom aktuell vorherrschenden Wassergehalt (bzw. -verlauf) in der Dichtung selbst abhängt (z. B. MILLER et al., 2002). Als wichtige Eigenschaften sind die Wasserdurchlässigkeit, das Schrumpf- und Quellverhalten sowie die Zug- und Scherfestigkeit des Bodens zu nennen. All diese Eigenschaften hängen mehr oder weniger von der bodenstrukturell bedingten Beziehung zwischen Wassergehalt  $w$  (oder Sättigungsgrad  $S_r$ ) und der sog. Wasserspannung  $s$  ab. Die Berücksichtigung dieser Beziehung erweitert die herkömmliche, Vollsättigung betrachtende Bodenmechanik entscheidend wie u. a. FREDLUND & RAHARDJO (1993) und LU & LIKOS (2004) umfassend zeigen.

Für die Rissbildung in mineralischen Dichtungen spielen insbesondere die wasserspannungsabhängige Zugfestigkeit und das Schrumpfverhalten des Bodens eine entscheidende Rolle. Über diese Eigenschaften wird das Versagen des Bodens (Zugversagen) und somit die Entstehung von Rissen maßgeblich beeinflusst. Bisher ist jedoch der Kenntnisstand über die Zugfestigkeit teilgesättigter bindiger Böden im Hinblick auf mineralische Dichtungen recht gering. Ergebnisse aus Versuchen sowie analytische Ansätze liefern u. a. MORRIS et al. (1992), HEIBROCK (1996, 1997), TANG & GRAHAM (2000) und HEIBROCK et al. (2003). Bei der Auswahl geeigneter Böden oder Einbautechniken für mineralische Dichtungen in Oberflächenabdichtungen wurde die Zugfestigkeit bisher nur begrenzt berücksichtigt (z. B. JUNGE, 1999).

Diese Arbeit soll somit hauptsächlich der Verbesserung des Verständnisses der Zugfestigkeitsentwicklung teilgesättigter, verdichteter, bindiger Böden dienen. Mit diesen Erkenntnissen kann dann die Rissentstehung bzw. –gefährdung der mineralischen Dichtung eindeutig besser quantifiziert werden.

## **1.2 Ziele und Gliederung**

Schwerpunkte dieser Arbeit sind Laborversuche zur Bestimmung des bodenmechanischen Verhaltens bindiger Böden unter Zug- und Schrumpfbeanspruchung und die Rissgefährdungsabschätzung mineralischer Dichtungen in Oberflächenabdichtungen mit Hilfe parametrisierter Versuchsergebnisse, standortspezifischer Wasserhaushaltssimulationen sowie der Berechnung der wirkenden Spannungen.

Die Grundlagen des Aufbaus, der Funktionsweise und der Problempunkte von Oberflächenabdichtungen für Deponien und Altablagerungen werden in Kapitel 2 zusammenfassend untersucht. Der Fokus liegt insbesondere auf der mineralischen Dichtung.

Das Kapitel 3 ‚Bodenmechanische Grundlagen‘ betrachtet die Charakteristika und Struktur bindiger Böden, das Verhalten und Ansätze zur Teilsättigung in Böden allgemein und gibt des Weiteren einen Literaturüberblick zu Zugversuchen an (bindigen) Böden und Bodengemischen.

Die verschiedenen eigenen Versuche sowie die untersuchten Böden werden in Kapitel 4 vorgestellt. Im Detail werden die verwendete Versuchseinrichtung, die Versuchsdurchführung und die gewonnenen Ergebnisse ausführlich beschrieben. Schwerpunkte sind hierbei die Bestimmung der Wasserspannungskurven, der Schrumpfkurven und insbesondere die ausführliche Präsentation der Zugversuche abzielend auf die erreichbaren Zugfestigkeiten und Dehnungen.

Analytische Ansätze zur Berechnung der Zugfestigkeit bindiger, teilgesättigter Böden behandelt das Kapitel 5. Mehrere Ansätze werden in diesem Zusammenhang vorgestellt und mit den Versuchsergebnissen aus Kapitel 4 verglichen.

In Kapitel 6 werden zu Beginn ein numerisches Wasserhaushaltsmodell sowie zwei verschiedene Spannungsansätze näher vorgestellt. Die Ergebnisse der Wasserhaushaltsmodellierungen und der Spannungsberechnungen werden dann bei Einbeziehung der materialspezifischen Zugfestigkeit zur Quantifizierung der Rissgefährdung von mineralischen Dichtungen herangezogen. Beispielhafte Berechnungen zeigen das Vorgehen detailliert. Eine ausführliche Diskussion und allgemeine Empfehlungen für mineralische Dichtungen in Oberflächenabdichtungssystemen schließen dieses Kapitel ab.

Die Zusammenfassung in Kapitel 7 bewertet nochmals die wichtigsten Untersuchungsergebnisse und Ansätze zu den einzelnen Arbeitspunkten. Des Weiteren werden noch offene Fragen und Problempunkte zum Themenkomplex punktuell aufgezeigt.

## 2 Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten

### 2.1 Oberflächenabdichtungssysteme

Oberflächenabdichtungssysteme (OAD) sind in der Regel das Abschlussbauwerk eines Deponiekörpers oder einer Altlast. Hierbei muss dieses Bauwerk den Deponiekörper vor eintretendem Sickerwasser schützen und verhindern, dass Deponiegase und weitere Emissionen die Umwelt belasten. Zusätzlich soll die Deponie mit Hilfe des obersten Teils des Oberflächenabdichtungssystems (meistens der Bewuchs) im Sinne einer Rekultivierung in die Umgebung eingebettet werden.

In Deutschland wird der Regelaufbau von Oberflächenabdichtungen in der DEPONIEVERORDNUNG DEP V (2002) – früher TA-ABFALL (1991), die TA-SIEDLUNGSABFALL (1993) – festgelegt; zudem gab und gibt es teilweise von den Bundesländern weitere Vorgaben (z. B. für Thüringen, TLU, 1994). Die Regelaufbauten werden einzelnen Deponieklassen (DK) zugeordnet, wobei alternative Aufbauten bzw. Teilkomponenten zulässig sind.

Die Deponieklassen werden durch das Schadstoffinventar der Abfälle (Ablagerungen) unterteilt (s. auch ABFABLV, 2001). Die Tabelle 2.1 gibt Details zum Aufbau der Regelsysteme nach DEP V und EU-RICHTLINIE (1999). Die beiden Dichtungskomponenten sind die mineralische Dichtung MD (für DK 1 bis 3) und die Kunststoffdichtungsbahn KDB (für DK 2 und 3). Aufgrund der oft sehr hohen Kosten und mancher Zweifel an der langfristigen Funktionstüchtigkeit einzelner Komponenten-

Tabelle 2.1: Regelsysteme - Oberflächenabdichtung

Systemelemente	BRD (Deponieverordnung DEP V, 2002)			EU-Richtlinie (1999)	
	DK 1	DK 2	DK3	nicht gefährlich	gefährlich
Oberfläche	Gefälle nach Abklingen der Setzungen $\geq 5\%$			k. A.	k. A.
Rekultivierungsschicht* $\geq 100\text{cm}$	oder Überdeckung mit gleicher Schutzwirkung, Ausbildung nutzungsabhängig		k. A.	$\geq 100\text{cm}$	$\geq 100\text{cm}$
Entwässerungsschicht $\geq 30\text{cm}$	vollflächig, $k_f \geq 1 \cdot 10^{-3}$			$\geq 50\text{cm}$	$\geq 50\text{cm}$
Schutzschicht	entfällt	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.
Kunststoffdichtungsbahn $\geq 0,25\text{cm}$	entfällt	Zulassung erforderlich, vorzugsweise Recyclingmaterial	Zulassung erforderlich, kein Recyclingmaterial	-	ja
mineralische Dichtung $\geq 50\text{cm}$	$k_f \leq 5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ , $D_{Pr} > 95\%$ , feucht		$k_f \leq 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ , $D_{Pr} > 95\%$ , feucht	undurchlässig	undurchlässig
Ausgleichsschicht $\geq 50\text{cm}$	grobkörniger Boden nach DIN 18196			k. A.	k. A.
Gasdränschicht $\geq 30\text{cm}$	entfällt	Kalziumkarbonatanteil $\leq 10 \text{ M-\%}$		erforderlich	nicht erforderlich
Abfall	Abf AblV §3, §4		Anhang D, TA-Abfall	Siedlungsabfall, nicht gefährliche Abfälle	gefährliche Abfälle

\* Die DEP V quantifiziert die erforderlichen Eigenschaften der Rekultivierungsschicht genauer in Anhang 5. k. A. – keine Angaben

ten bzw. Gesamtsysteme werden sehr häufig alternative Aufbauten entwickelt und genehmigt. Im besonderen Blickpunkt liegen hierbei die Dichtungen. Als Alternativen werden geosynthetische Tondichtungsbahnen (umgangssprachlich: Bentonitmatten), vergütete mineralische Dichtungen, Kapillarsperren oder auch die Kunststoffdichtungsbahn als alleiniges Dichtungselement verwendet. Eine detaillierte Zusammenfassung zu den in Deutschland gebräuchlichen Alternativen und weiteren Komponenten der Oberflächenabdichtungen ist u. a. in ZEH & WITT (2002b) zusammengetragen.

Die Regelwerke (DEPV, 2002) fordern für die mineralische Dichtung einen Wasserdurchlässigkeitskoeffizienten von  $k_f \leq 5 \cdot 10^{-9}$  m/s bei den DK 1 und 2; ein  $k_f \leq 5 \cdot 10^{-10}$  m/s bei DK 3 bei einem Gradienten von jeweils  $i = 30$ . Die im Feld langfristig wirkende Infiltrationsrate hängt neben der mineralogischen Zusammensetzung stark von der Einbaugüte der Dichtung ab. Die klimatischen Verhältnisse, die Aggregatgröße und -stabilität, die Einbauweise und die Verdichtung bestimmen die Wasserdurchlässigkeit und die Langzeitbeständigkeit der mineralischen Schicht wesentlich. Das Dichtungsmaterial besteht in der Regel aus fein- oder gemischtkörnigen Böden. Bodenmechanisch handelt es sich entweder um Tone und Schluffe, um stark tonige bzw. stark schluffige Sande und Tone oder um zusammengesetzte Bodengemische (sog. ‚Designböden‘). Die Dichtungsböden sollen mindestens 20 Gew.-%, Feinstkornanteil ( $d < 2 \mu\text{m}$ ) haben, wobei ein Anteil von mind. 10 Gew.-% an aktiven Tonmineralen einzuhalten ist (Angaben nach TA-ABFALL, 1991). Weitere Anforderungen (nach TA-ABFALL) betreffen den Karbonatanteil ( $\leq 15$  Masse-%), die organische Substanz ( $\leq 5$  Gew.-%) und die Verarbeitbarkeit (homogen, gleichmäßiger Wassergehalt,  $D_{pr} > 95\%$ , nasser Ast der Proctorkurve). Zudem muss die Erosionsstabilität gegenüber angrenzenden Elementen gewährleistet sein. Neben der Dichtungswirkung vor eindringendem Wasser kann die mineralische Dichtung aufgrund ihrer chemischen bzw. physikalischen Materialeigenschaften auch den diffusiven und konvektiven Schadstofftransport sowie eine Retardation stark herabsetzen (z. B. AUGUST et al., 1998, BURKHARDT & EGLOFFSTEIN, 1995).

Tabelle 2.2 zeigt in einer Übersicht, welche Einwirkungen das Bauwerk Oberflächenabdichtung u. U. über die ‚Lebensdauer‘ erfährt und wie es diesen durch entsprechende Funktionen der einzelnen Komponenten entgegenwirken muss. Die für die mineralische Dichtung maßgebenden Einwirkungen sind die Infiltration von Wasser, evtl. Gas von unten aus dem Deponiekörper, eine Bioturbation seitens Pflanzen oder Tieren, sich ändernde Wasserspannungsverhältnisse infolge Feuchte- oder Temperaturbewegungen, welche sich direkt auf die Bodeneigenschaften auswirken (Volumen, Scherfestigkeiten) und evtl. Verformungen aus Bewegungen des Deponiekörpers und / oder des Untergrundes. Als Widerstand wird den genannten Einwirkungen eine geringe Durchlässigkeit (dargestellt durch Durchlässigkeitskoeffizienten wie  $k_{f,sat}$ ,  $k_{gas}$ ), der Wasserhaushalt der die mineralische Dichtung überdeckenden Schichten, die Zugfestigkeit, das Selbstheilungsvermögen und die Plastizität des Dichtungsmaterials entgegengesetzt.

Tabelle 2.2: Einwirkungen und Widerstände der Komponenten einer OAD

Einwirkungen	Widerstände
<i>Rekultivierungsschicht</i>	
a) Wasserinfiltration (Menge, Intensität) Klima allgemein (Temperatur, UV, usw.)	a) Wasserhaushalt incl. Vegetation (Verdunstung, Wasserspeicherung)
b) Erosion (Oberfläche, Entwässerung)	b) geschlossene Vegetation, Bodenabstufung
c) Bioturbation (Pflanzen, Tiere)	c) Wurzelsperre, Bodendichte
d) Herstellung (Dichte, Bodenarten)	d) geeignete Böden, gute Einbauverfahren
<i>Entwässerungsschicht</i>	
a) Sickerwasserinfiltration	a) Dränkapazität, Mindestneigung
b) Clogging	b) Filterkriterien, Abstufung
c) Bioturbation	c) Wasserhaushalt Rekultivierungsschicht
d) Verformungen	d) Auflager, Mülleinbau
<i>Dichtung</i>	
a) Infiltration (Wasser, Gas)	a) minimale Durchlässigkeit (Wasser, Gas)
b) Wasserspannungen (Feuchte- / Temperaturgradient)	b) Zugfestigkeit, Selbstheilungsvermögen, Gesamtwasserhaushalt
c) Bioturbation	c) Wasserhaushalt Rekultivierungsschicht
d) Verformungen	d) Plastizität, Selbstheilungsvermögen
e) Alterung	e) Langzeitbeständigkeit
f) Herstellung	f) Einbauverfahren
<i>Gasdränage / Ausgleichsschicht</i>	
a) Clogging (Boden, Chemisch)	a) Filterkriterien, chemischer Widerstand
b) Verformungen	b) Mindestneigung, Mülleinbau

## 2.2 Beständigkeit von mineralischen Dichtungen in Oberflächenabdichtungen

Die Hauptgefährdungen von mineralischen Dichtungen sind die Bildung von Rissen infolge Zwangsverformungen oder Schrumpfvorgängen durch Austrocknung (z. B. temperaturinduziert) sowie die Bildung von Kanälen durch Bioturbation (Pflanzenwurzeln, evtl. Tiergänge). Relevante Verformungen für das Dichtungssystem treten i. d. R. nur lokal begrenzt auf. Hier können dann jedoch bei sehr kleinen Verformungsradien Zugrisse entstehen. Die maximal zulässigen Radien sind sehr stark bodenabhängig und reichen von ca. 70 bis 200 m (vgl. z. B. EDELMANN, 1998, QUANDT, 2000, THOMAS, 2004). Im Fall der Bioturbation entziehen Pflanzenwurzeln der Dichtung direkt Bodenwasser, so dass Risse entstehen. Die Wurzelröhren von abgestorbenen Wurzeln können Wasserwegigkeiten bilden. Tritt jedoch eine Austrocknung der mineralischen Dichtung als Folge zu hoher Wasserspannungen ein (z. B. Wasserentzug durch Wurzeln, Verdunstung, größere Temperaturgra-

dienten), so ist dies i. d. R. ein flächiges Langzeitversagen, vgl. u. a. MALLWITZ (1996), GOTTHEIL & BRAUNS (1997), BRAUNS et al. (2000). Die Dichtung schrumpft und nach Überschreiten der maximal aufnehmbaren Zugfestigkeit des Bodens entstehen Risse. Gewisse selbstheilende Eigenschaften (Quellvermögen) können den meisten bindigen Böden zugesprochen werden, jedoch wurden hier unterschiedliche Ergebnisse ermittelt (MALLWITZ, 1996, WUNSCH, 1997). Das Ganze ist stark abhängig von den einzelnen Böden und dessen Ton- und Mineralanteilen. Ein immer wiederkehrendes Schließen von Schrumpfrissen ist unter den normalen Randbedingungen einer Oberflächenabdichtung (geringe Überlagerungsspannungen) langfristig somit nicht zu erwarten, zumal die Rissufer durch Beläge, Einspülungen oder Abplatzungen geschädigt sein können. Im Folgenden wird auf einige der genannten Punkte detailliert eingegangen, um den aktuellen ‚Stand der Technik‘ zur Austrocknungsproblematik aufzuzeigen.

Ein sehr guter und umfassender Überblick zu Ergebnissen aus Testfeldern und Aufgrabungen in Deutschland findet sich in RAMKE et al. (2002b), dem Ergebnisbericht zu einem Workshop, der sich mit der Austrocknungsproblematik in Oberflächenabdichtungssystemen beschäftigte und den aktuellen Wissensstand wiedergibt. Im Ergebnisbericht werden die im Tagungsband (RAMKE et al., 2002a) aufgeführten Einzelbeiträge zusammengefasst und die wichtigsten Ableitungen klar dargestellt. Die Tabelle 2.3 zeigt eine vereinfachte Ergebnisübersicht verschiedener Autoren. Darauf basierend werden im Ergebnisbericht folgende Schlussfolgerungen gezogen:

- In Oberflächenabdichtungen herrschen wechselfeuchte Bodenverhältnisse vor. Die Schichten sind weitgehend wasserungesättigt. Der Abfluss aus kiesigen Entwässerungsschichten kommt im Sommerhalbjahr je nach Standort und Witterungsverlauf unterschiedlich lange zum Erliegen. Die im restlichen Jahresverlauf in der Entwässerungsschicht messbaren maximalen Wasseraufstauhöhen sind gering und treten i. d. R. nur kurzfristig auf.
- In der Rekultivierungsschicht können je nach Standort, Witterungsverlauf, bodenhydrologischem Aufbau und Bewuchs zeitweise sehr hohe Wasserspannungen auftreten, die eine aufwärtsgerichtete Wassernachlieferung aus den tieferen Schichten des Abdichtungssystems in flüssiger und dampfförmiger Phase nach sich ziehen.
- Pflanzenwurzeln dringen u. U. in mineralische Abdichtungen ein und verstärken die Austrocknung und Rissbildung, sofern sie nicht in der Rekultivierungsschicht ausreichend Wasser finden oder durch Wurzelsperren (z. B. KDB) daran gehindert werden.
- Auf der Abdichtungsschicht liegende Elemente des Oberflächenabdichtungssystems führen nur zu einer geringen Auflast (i. A. ca. 15 bis 50 kN/m<sup>2</sup>).
- Das eingesickerte Niederschlagswasser nimmt im Boden Stoffe (u. a. Ionen, Salze, Metallhydroxide, Huminstoffe) auf, die in der Abdichtung zu einem Ionenaustausch oder zu Ausfällungen

auf Bodenaggregaten führen können. Beides kann das Quellvermögen der Tonminerale negativ beeinflussen.

- Solange noch organische Stoffe durch exotherme Prozesse im Abfallkörper abgebaut werden, ist zu erwarten, dass über lange Zeit im Jahresverlauf mit dem Deponiegas Wasserdampf an die Unterseite der mineralischen Abdichtung herangeführt wird. Mit dem Abkühlen des Deponiekörpers geht dieser Einfluss zurück.

Weitere Einzelheiten zu Ergebnissen aus Testfeldmessungen und Aufgrabungen in Deutschland finden sich u. a. in MELCHIOR (1993), VIELHABER (1995), ZISCHAK (1997), MAIER-HARTH & MELCHIOR (2001), ZEH & WITT (2002b).

Tabelle 2.3: Vereinfachte Übersicht über die Ergebnisse von Testfeldern und Aufgrabungen (Auswahl der Beispiele in den Beiträgen), aus RAMKE et al. (2002b)

Verfasser / Bericht	Rekultivierungsschicht	Entwässerungsschicht	Abdichtungsschicht	Schäden / Bemerkungen
MELCHIOR ET AL.	75 cm	25 cm; Kies 1/8	60 cm; Geschiebemergel	Austrocknung
	75 cm	25 cm; Kies 1/8	60 cm; Geschiebemergel	Austrocknung, Durchwurzelung
BREH ET AL.	100 cm	15 cm; Kies 2/32	60 cm;	starke Erhöhung Durchlässigkeit
WAGNER / SCHNATMEYER	75 cm	40 cm;	30 cm; Ton	(keine)
	75 cm	-	30 cm; Ton	Austrocknung, Durchwurzelung
GRÖNGRÖFT ET AL.	20 cm	60 cm; Sand	150 cm; Hafenschlick	starke Erhöhung Durchlässigkeit
HENKEN-MELLIES	20 cm	-	150 cm; tu-Sand	nur Abdeckung
VIELHABER ET AL.	75 cm	25 cm; Kies	2,5 mm KDB; 60 cm BMD	keine
URBAN-KISS/ RETTENBERGER	40 cm	15 cm; Kies	60 cm; Lößlehm	Austrocknung, Durchwurzelung
MELCHIOR / VIELHABER	30 cm	-	50 cm; Geschiebeboden	Gefügebildung, Durchwurzelung
MAIER-HARTH / MELCHIOR	70 cm	-	30 cm; Ton, bentonitv.	Austrocknung, Durchwurzelung
	170 cm	-	30 cm; Löß, bentonitv.	Austrocknung, Durchwurzelung
FEIN	100 cm	1 cm; Dränmatte	70 cm; Klebsand	keine Schäden, erhöh. Durchl.
MELCHIOR ET AL.	55 cm	-	7,5 cm; TRISOPLAST	keine
	140 cm	30 cm; Sand	6 cm; TRISOPLAST	keine

Ein sehr umfangreiches Untersuchungsprogramm zu Oberflächenabdichtungen in den USA ist von ROESLER & BENSON (2002) publiziert worden. Hier wurden über einen längeren Zeitraum 21 Testfelder mit verschiedenen Aufbauten über die ganzen USA verteilt eingerichtet und untersucht. Die Klimazonen reichten von arid bis humid. Umfangreiche numerische Vergleichsberechnungen des Wasserhaushalts schlossen dieses Untersuchungsprogramm ab. Die Autoren betonen in ihrer Zusammenfassung ausdrücklich die Gefahr von austrocknungsbedingten Rissen in mineralischen Dichtungen. Einige Testfelder zeigten eindeutig eine starke Durchlässigkeitzunahme infolge Rissbildung in den mineralischen Dichtungen.

Mehrere sich teilweise direkt beeinflussende Vorgänge in Oberflächenabdichtungssystemen führen zu wechselnden Wasserspannungsverhältnissen in mineralischen Dichtungen und den weiteren Komponenten der Oberflächenabdichtung. Wie noch in Kapitel 3 näher erläutert werden wird, steigen die Wasserspannungen mit sinkendem Wassergehalt im Boden, d. h. je trockener der Boden, desto höher die Spannungen. Einen besonderen Einfluss auf die genannten Verhältnisse hat der jahreszeitliche Verlauf des Klimas (Niederschlag, Temperatur, Luftfeuchte, Globalstrahlung, Exposition). In Kombination mit dem Bewuchs wird der Wasserumsatz und die Versickerung im System gesteuert. Das Wasser wird im Boden gespeichert (besonders in der Rekultivierungsschicht) und bei Bedarf von den Pflanzen über die Wurzeln wieder dort entzogen, verbraucht und direkt bzw. indirekt an die Atmosphäre abgegeben (Evapotranspiration). Der Wassereintrag bzw. die gespeicherte Menge an Wasser im Boden variiert jedoch über das Jahr (und die Jahre) gesehen, so dass die Pflanzenwurzeln öfters den Bereich der Rekultivierungsschicht aufgrund von Trockenstress verlassen, wie die Ergebnisse aus den Testfeldern und Aufgrabungen zeigen. Hier treten dann durch die Wurzeln höhere Wasserspannungen im Boden auf, die in eine Abgabe von Bodenwasser münden, woraus dann eine Volumenreduzierung / Schrumpfen der mineralischen Dichtung folgt. Des Weiteren können auch Wurzelkanäle bzw. -röhren entstehen, die nach dem Absterben der Wurzeln bevorzugte Wasserwegigkeiten bilden.

Die Temperaturgradienten im Oberflächenabdichtungssystem werden ebenfalls stark vom Jahresverlauf des Klimas beeinflusst. Der anisotherme Temperaturgradient zwischen Oberfläche und Deponiekörper bringt in der Summe (flüssige und gasförmige Phase) einen Feuchtefluss vom wärmeren in Richtung des kälteren Rands (vgl. z. B. Säulenversuche, ZEH & WITT, 2003, WITT ET AL., 2004). Die Größe, Richtung und die Richtungsdauer pro Jahr hängt somit direkt von der Temperatur im Deponiekörper – oft nach Ablauf von exothermen Reaktionen – und von der Oberfläche ab. In der Summe wird daraus langfristig eine Änderung der Wassergehalte in der mineralischen Dichtung zu erwarten sein. Kritische Phasen bezüglich der Austrocknung sind besonders in den Sommermonaten bei gleichzeitig ‚abgekühltem Deponiekörper‘ zu erwarten bzw. im Winter bei noch ‚aktivem‘ Deponiekörper (siehe z. B. VIELHABER, 1995, DÖLL et al., 1995).

Ein weiterer Punkt zielt auf die Einbaubedingungen der Komponenten ab. Nach der DEPONIEVERORDNUNG (2002) und der GDA 2-31 (2000) sind für die Rekultivierungsschicht nur geeignete Böden mit einer hohen nutzbaren Feldkapazität (vgl. Kap. 3.1) und einer damit einhergehenden niedrigen Lagerungsdichte zu verwenden. Die Schichtmächtigkeit sollte in Abhängigkeit vom Bewuchs, Standort usw. gewählt werden und überschreitet somit häufig die Mindestmächtigkeit von 1,0 m. Mit diesen Vorgaben kann die Rekultivierungsschicht über das ganze Jahr ein ausreichendes Wasserdargebot (Wasserspeicher) an die Pflanzen liefern, damit diese mit ihren Wurzeln nicht, wie oben erwähnt, unter Trockenstress an bzw. in die Dichtung wachsen.

Sehr umstritten ist inzwischen für die mineralische Dichtung die Vorschrift des Einbaus auf dem feuchten Ast der Proctorkurve größer 95 % der Proctordichte (DEPV, 2002). Die Forderung resultiert aus der dann besseren Verarbeitbarkeit und aus den somit zu erzielenden sehr niedrigen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten  $k_f$ . Jedoch wird hierbei der entstandene Aggregatzustand und die Struktur außer Acht gelassen (vgl. HORN, 2002, RAMKE et al., 2002b). Der Boden befindet sich nämlich im sog. Normalschrumpfungsbereich (siehe z. B. TARIQ & DURNFORD, 1993, SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998) und erfährt bei der kleinsten Änderung des Wassergehalts die größtmögliche Volumenänderung. Bei einer Trocknung kann die aufnehmbare Zugfestigkeit des Bodens somit sehr schnell überschritten werden und Risse entstehen. HEIBROCK (2000, 2002) z. B. benennt zwei mögliche Werte als Grenzgröße der Rissbildung – 2 % Wassergehaltsabnahme als konservativen Wert bzw. das Absinken des Matrixpotentials unter den Lufteintrittspunkt des Bodens (s. Kapitel 3.1).

Für die Wasserspannungszunahmen (d. h. Austrocknung) in mineralischen Dichtungen werden seit kurzem auch der Einfluss von unterschiedlich großen Luftdrücken außerhalb und innerhalb des Oberflächenabdichtungssystems sowie ebenfalls durch Druckgradienten induzierte Porenluftströmungen in der Entwässerungsschicht in Betracht gezogen (RAMKE et al., 2002b). All diese Effekte sollen einen Wassertransport aus der mineralischen Dichtung fördern. Der Wissensstand dazu ist jedoch noch recht gering.

Um die einwandfreie Funktion der mineralischen Dichtung langfristig zu gewährleisten, stehen eine Reihe von Lösungsansätzen zur Verfügung. Unterscheiden kann man diese in direkte und indirekte Maßnahmen. Die indirekten stellen einen Schutz bzw. die Randbedingungen für die mineralische Dichtung dar. Sie zielen auf eine Abminderung der Einwirkung ab. Eine Erhöhung der Widerstandsfähigkeit erhält man durch direkte Maßnahmen, welche die ‚Struktur‘ bzw. die Kennwerte der Dichtung betreffen. Hierzu gehört evtl. der Einbau auf dem trockenen Ast der Proctorkurve (HORN, 2002, HORN & BAUMGARTL, 2002, RAMKE et al., 2002b), d. h. die Dichtung bzw. der Boden ist ‚vorgespannt‘ und befindet sich nicht mehr im Normalschrumpfungsbereich. Der bindige Boden liegt in einem stärker aggregierten Zustand vor und soll somit ‚stabiler‘ gegenüber Wassergehaltsänderungen sein (mehr dazu ebenfalls in Kapitel 3). Für eine vergleichbare Dichtigkeit ist jedoch ein

höherer Verdichtungsaufwand erforderlich sowie ein entsprechend standfestes Auflager.

Infolge unterschiedlicher Einbaubedingungen (trockener bzw. feuchter Ast Proctor, dadurch flockulierte bzw. disperse Bodenstruktur) variiert auch die aufnehmbare Zugfestigkeit der Dichtungsböden, die - wie schon genannt - die mechanische Grenze zur Rissbildung darstellt. Die folgenden Untersuchungen in dieser Arbeit zeigen, dass die Zugfestigkeit stark von den vorherrschenden Wasserspannungen und der Bodenstruktur abhängig ist.

Der Begriff Wasserspannungen führt wieder zu den indirekten Maßnahmen. Eine gut dimensionierte Überdeckung (Entwässerung, Rekultivierungsschicht, Bewuchs) der Dichtung soll ganzjährig ein ausreichendes Wasserdargebot für das Gesamtsystem bringen und somit die Werte für die Wasserspannungen in der mineralischen Dichtung auf zulässige bzw. vertretbaren Größen halten.

Die sog. kapillarbrechende Schicht KBS aus Feinsand oder schluffigem Sand als Schutz- und Wasserspeicherschicht zwischen mineralischer Dichtungskomponente und Entwässerungsschicht ist eine weitere, z. Z. in der Untersuchung befindliche, indirekte Schutzmaßnahme zur Reduzierung der Austrocknungsgefahr (RAMKE, 2002b, ZEH & WITT, 2003, WITT et al., 2004, WITT & ZEH, 2004). Ebenfalls als Schutzschicht vor Pflanzenwurzeln kann eine aufliegende Kunststoffdichtungsbahn eingesetzt werden. Jedoch kann hier u. U. auch eine Austrocknung nach mehreren Jahrzehnten bei ungünstigen Randbedingungen von unten erfolgen (VIELHABER, 1995).

Zur Bewertung der Rissbildung in mineralischen Dichtungen von Oberflächenabdichtungssystemen ist die Zugfestigkeit ein wesentlicher Parameter. Deren Größe hängt vor allem von den vorherrschenden Wasserspannungen ab sowie auch vom Gefüge (Aggregate, Struktur), das jedoch direkt auch wieder den Spannungsverlauf beeinflusst. Die wasserspannungsabhängige Zugfestigkeit der bindigen Böden einer Dichtung ist somit eine sehr wichtige Kenngröße in der Betrachtung und Bewertung der Langzeitfunktion von Oberflächenabdichtungen. Im Folgenden werden allgemeine Grundlagen, Versuche zur Zugfestigkeit bindiger Böden und Bewertungsansätze zur Austrocknungsgefährdung von mineralischen Dichtungen näher vorgestellt.

## 3 Bodenmechanische Grundlagen

### 3.1 Charakteristika bindiger Böden

Im Stoffkreislauf der Lithosphäre sind die Böden eine wichtige Teilkomponente (Abb. 3.1a). Sie sind das direkte Ergebnis der Gesteinsumwandlung infolge unterschiedlichster Prozesse wie Verwitterung, Abtragung, Transport, Ablagerung usw. und gleichzeitig aber auch wieder das Ausgangsmaterial für die Bildung neuer Gesteine - über den Zwischenschritt der Sedimentation (mehr z. B. in FECKER & REIK, 1996). Die Gesteine bestehen chemisch und strukturell aus variierenden Anteilen verschiedener Minerale (Silikate, Karbonate, Sulfate, usw.), diese wiederum aus verschiedenen Atomen bzw. Atomverbindungen (z. B. Si, O, -OH).

Die Böden (Lockergesteine) werden vor allem über die Korngröße charakterisiert und i. d. R. als Summenkurve im Korngrößendiagramm dargestellt. Die Nomenklatur wie auch verschiedene Größeneinteilungen der Äquivalentdurchmesser sind in Abbildung 3.1b wiedergegeben. Zudem existieren Maßsysteme wie Dreieckssysteme (vgl. u. a. SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998, HARTGE & HORN, 1999). Die Bezeichnungen für die Kornfraktionen sind (Blöcke), Steine, Kies, Sand, Schluff und Ton. Die Kornform geht von fast kugelförmiger Form beim Sand, über den unregelmäßigeren Schluff in die vorwiegend blättchenförmigen Tonminerale des Tons über. Diese blättchenförmigen Tonminerale sind insbesondere für die Plastizität („Bildsamkeit“) der Tone verantwortlich. Tone und Schluffe werden bindige oder feinkörnige Böden genannt, Sande, Kiese, Steine usw. nichtbindige bzw. grobkörnige Böden.

Für die vertiefende Betrachtung der bindigen Böden im Zusammenhang mit der Zugfestigkeit und den Anforderungen an mineralische Dichtungen spielen insbesondere die Eigenschaften der Tonminerale sowie ihrer Aggregatformen und -verbindungen eine wichtige Rolle. Ein bindiger Boden kann als eine Mischung aus einzelnen Tonmineralien / Tonpartikeln, Tonaggregaten / Tonclustern (aggregierte Tonmineralien) und größeren, komplexeren Verbindungen mit weiteren Kornfraktionen wie Schluffen oder Sande angesehen werden (vgl. Kapitel 3.2).

Für ein besseres Verständnis soll im folgenden ein kurzer Überblick zu den wichtigsten Grundlagen / Eigenschaften der Tonminerale gegeben werden. Weiterführende Erläuterungen zu Tonen und Tonmineralen finden sich u. a. in MITCHELL (1993), JASMUND & LAGALY (1993), HILTMANN & STRIBRNY (1998) und NAGARAJ & MIURA (2001).

Der Aufbau eines Tonminerals lässt sich in vier „Aufbaustufen“ unterteilen - die einzelnen Atome an sich (Si, O, Mg, Al, -OH), daraus die Tetraeder- bzw. Oktaederschichten. Diese bilden dann die Zwei- und Dreischichtmineralien (Silikatschichten) und aus einer gleichmäßigen oder variierenden Abfolge von ca. 5 – 80 dieser Schichten ergibt sich dann das Tonmineral als Elementarteilchen.



Tonmineral. Eine Zusammenstellung verschiedenerer Tonminerale samt weiterer Angaben findet sich in den Abbildungen 3.2 und 3.3 sowie Tabelle 3.1. Abbildung 3.3 zeigt eine Einordnung der Korn- und Porengrößen mit weiteren Details.

Eine Reihe von bodenphysikalischen Eigenschaften der Tone lässt sich mit dem oben beschriebenen Aufbau der Tonminerale erklären (siehe JASMUND & LAGALY, 1993, HILTMANN & STRIBRNY, 1998).

Aufgrund der Feinkörnigkeit sind mit Tonböden sehr geringe Durchlässigkeiten gegenüber Wasser (bzw. polaren Flüssigkeiten) zu erreichen. Des Weiteren hängt dies von der Korngrößenverteilung vom Gefüge und den vorhandenen Porenräumen ab. Abbildung 3.4 zeigt eine typische Korngrößenverteilung von bekannten Tonmineralien – Montmorillonit (Bentonit), Illit und Kaolinit.

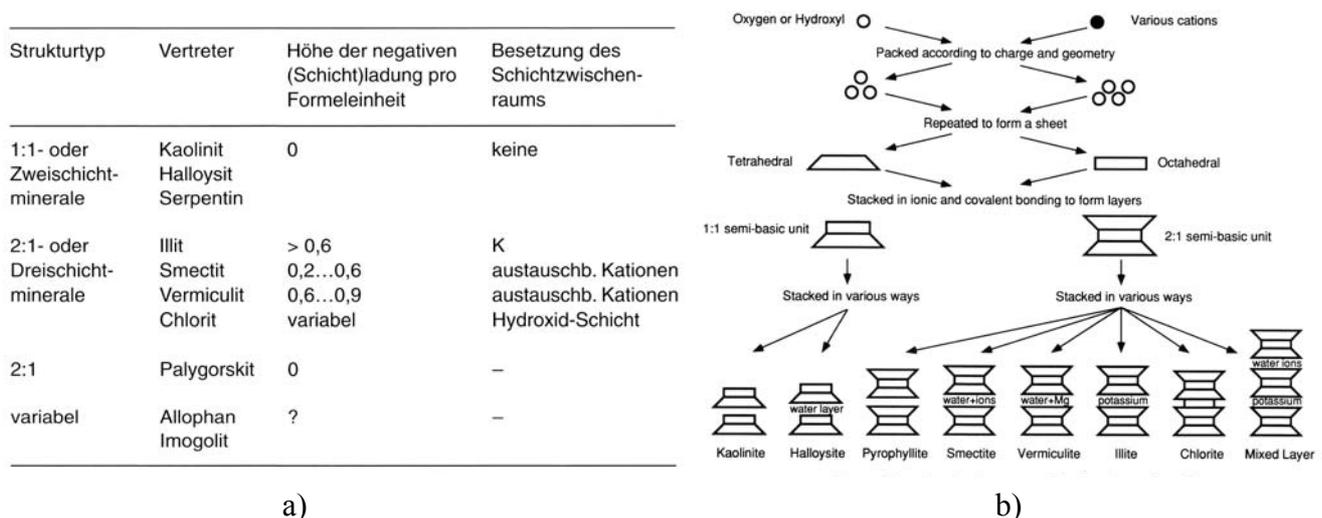


Abbildung 3.2: a) Einteilung der wichtigsten Tonminerale (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998), b) Entstehungsverlauf der Tonminerale (aus MITCHELL, 1993)

Tabelle 3.1: Mineralogische und chemische Kenndaten verschiedener Tonminerale (nach HILTMANN & STRIBRNY, 1998)

Tonmineral	Kaolinit	Smectit	Illit	Chlorit
Bautyp	2-Schicht-Mineral	3-Schicht-Mineral	3-Schicht-Mineral	3-Schicht-Mineral
Dicke einer einzelnen Schicht [nm]	0,71	0,91	0,91	
Durchmesser der Schichten [nm]	100 – 5000	30 – 300	100 – 5000	bis 20000
Anzahl der Schichten	25 – 80	5 – 12	5 – 80	
Quellfähigkeit	-	+	-	-
Kationenaustauschkap. [meq/100g]	3 – 15	80 – 120	20 – 50	10 – 40
Spez. Oberfläche [m <sup>2</sup> /g]	30	800	100	≤ 200
Negativer Ladungsüberschuß	0,0	0,2 – 0,6	0,6 – 0,9	variabel

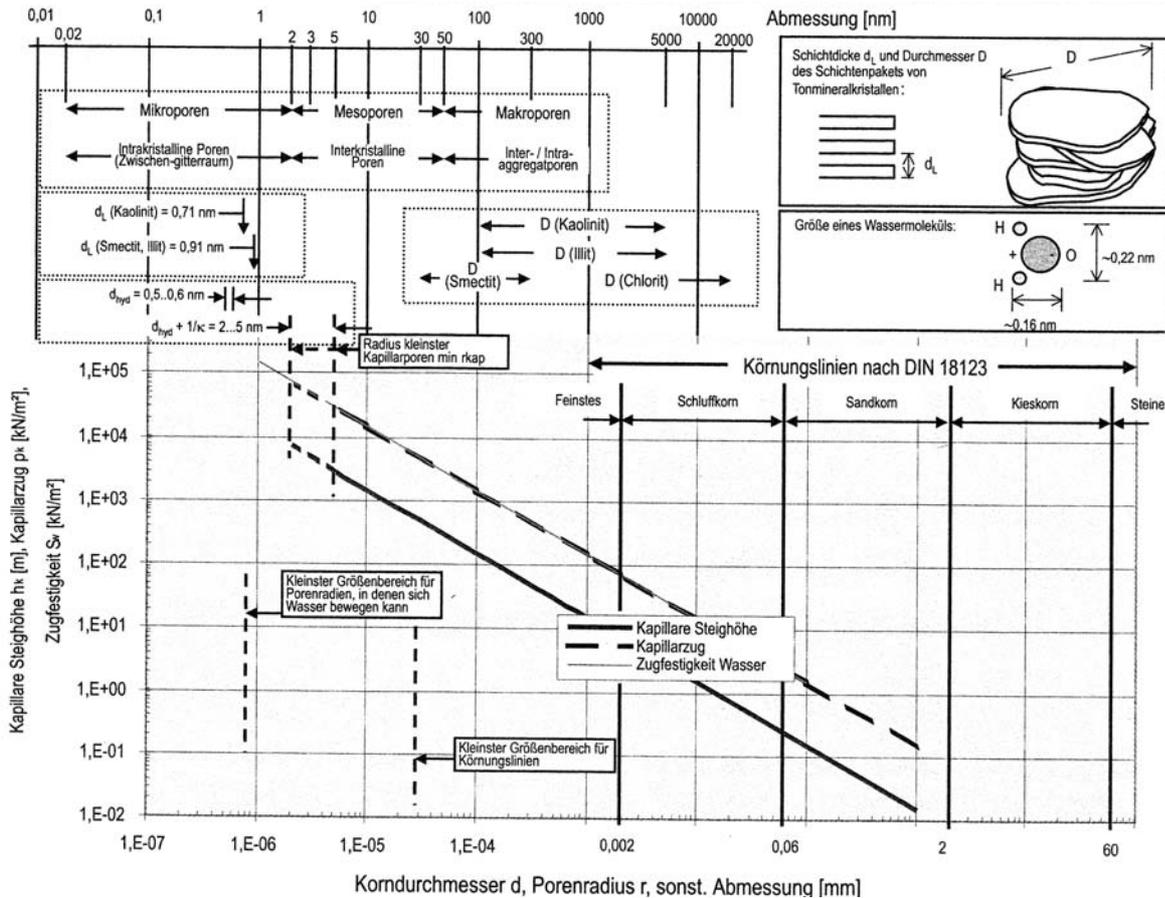


Abbildung 3.3: Größenordnungen von Poren, Körnern und weiteren Kennwerten von Böden (aus SCHICK, 2002a)

Die sehr große Oberfläche (innen wie außen) der Tonminerale führt zu einem hohen Adsorptionsvermögen für gelöste chemische Substanzen (vgl. Werte in Tabelle 3.1). Besonders 3-Schichtminerale können in großer Anzahl Kationen aus und an den bestehenden Mineralstrukturen austauschen bzw. anlagern. Dieser Vorgang wird durch die Kationenaustauschkapazität (KAK) quantitativ erfasst. Sie ist abhängig von der Oberfläche, der Art und der Höhe der Lösungskonzentration und dem pH-Wert.

Die Plastizität  $I_p$  bei Tonen hängt von der Art, der Anziehung und Abstoßung der Tonminerale sowie von der Zusammensetzung der Porenlösung ab. Tabelle 3.2 führt beispielhafte Kennwerte für Tonminerale in unterschiedlichen Kationenarrangierungen auf. Die plastischen Eigenschaften bewirken unter (langsamer) Belastung, dass sich z. B. Tonschichten bruchlos verformen können. Weitere beeinflussende Faktoren der Plastizität sind der Porenwasserüberdruck, die Art der angelagerten Kationen (vgl. Tabelle 3.2) und der Anteil organischer Beimengungen.

Das Scherverhalten der einzelnen Tonminerale unterscheidet sich ebenfalls aufgrund deren unterschiedlichen Strukturen. Haupteinflussfaktoren sind die Anisotropie der Teilchen und die Ladung

Tabelle 3.2: Plastizitätseigenschaften als Attenberg-Grenzen (nach JASMUND & LAGALY, 1993)

Probe	w <sub>l</sub> [%]	w <sub>p</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]
Kaolinit-Ca <sup>2+</sup>	74	31	43
Kaolinit-Na <sup>+</sup>	69	31	38
Kaolinit-Na <sup>+</sup> , Phosphat	33	24	9
Illit-Ca <sup>2+</sup>	93	32	61
Illit-Na <sup>+</sup>	76	29	47
Illit-Na <sup>+</sup> , Phosphat	54	29	25
Montmorillonit-Ca <sup>2+</sup>	190	50	140
Montmorillonit-Na <sup>+</sup>	431	48	383

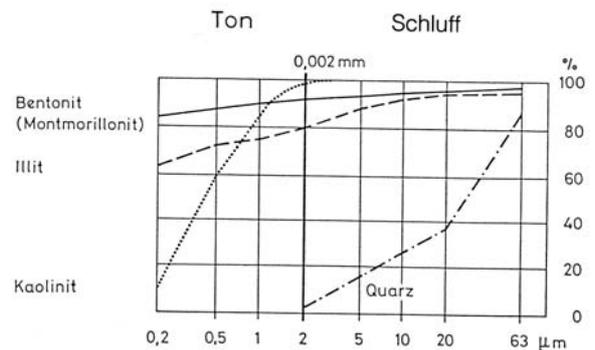


Abbildung 3.4: Korngrößenverteilung von Tonmineralien (aus JASMUND & LAGALY, 1993)

an den Schichtflächen. Plättchenförmige Tonmineralteilchen ordnen sich beim Scheren unter Normalspannung zu parallelen Kontakten an. Bei Kaolinit z. B. beruht die hohe Scherfestigkeit auf den recht ‚grobkörnigen‘ Tonaggregaten. Bei Montmorillonit wird das Scherverhalten weitgehend vom starken Zusammenhalt der Schichten bestimmt (vgl. JASMUND & LAGALY, 1993).

Eine weitere charakteristische Eigenschaft einiger Tonminerale ist das Quellen. Die Tonminerale vergrößern das Volumen durch Einlagerung von Wasser (bzw. anderer Verbindungen) zwischen den Schichten, d. h. nutzbarer Porenraum zwischen den Mineralen wird dabei gleichzeitig reduziert. Randbedingungen für das Quellen sind die Zusammensetzung des Tones, die Auflast sowie Elektrolytgehalt und pH-Wert der Porenlösung (HILTMANN & STRIBRNY, 1998). JASMUND & LAGALY (1993) unterteilen den Quellvorgang in intrakristallines und osmotisches Quellen. Intrakristallines Quellen beschreibt die Aufnahme von Wasser durch Hydratation der austauschbaren Kationen. Der Ionenkonzentrationsunterschied an der Tonmineraloberfläche und in der Porenlösung ist dagegen für das osmotische Quellen verantwortlich.

Bodenwasser allgemein kann in gebundenes und ungebundenes Wasser unterteilt werden. Das ungebundene Wasser (Kapillärwasser) bewegt sich frei im Porenraum des Bodens und folgt den Gesetzen der Schwerkraft. Das gebundene Wasser (Adsorptionswasser) wird durch Bindungskräfte an den Tonmineralen gehalten. Die Boden-Grenzflächen sind meistens mit einem Film von adsorbierten Wassermolekülen überzogen. Dieser Wasserfilm variiert in seiner Dicke je nach Angebot des im Boden vorkommenden Wassers. Stoßen verschiedene Mineralteilchen des Bodens aneinander so bilden sich in diesen Bereichen Menisken (vgl. Abbildung 3.5).

Aus physikalischer Sicht wird das Bodenwasser in einem Ton also durch Adsorptions- und Kapillarkräfte an die Tonteilchen gebunden. Diese beiden Bodenwasserarten umhüllen die Oberfläche der Tonminerale. Die Bindung des Wassers an die Bodenteilchen ist im Boden nicht überall gleich.

Das Wasser in den größeren Poren ist weniger stark an den Boden gebunden, so dass es schon beim Aufbringen eines geringen Druckes entzogen werden kann (vgl. Kap. 3.3 - Wasserspannungen). Für die Entwässerung der kleinen Poren ist ein erheblich größerer Druck notwendig.

Das Adsorptionswasser wird in zwei Arten unterschieden, das Haftwasser und das Saugwasser. Das Saugwasser ist das Wasser das unmittelbar an das Tonteilchen grenzt. In diesem Bereich des Adsorptionswassers wirken die van-der-Waal'schen Kräfte und Wasserstoffbrücken zwischen den Sauerstoffatomen der festen Oberfläche des Tonminerals und den Wassermolekülen. Diese Bindungskräfte nehmen in ihrer Wirkung mit zunehmender Entfernung ab und die bindende Wirkung der diffusen Doppelschicht wird durch die elektrostatischen Felder der Gegenionen dominant. Die Verknüpfung der Wassermoleküle entsteht dann nur noch über Wasserstoffverbindungen – das Haftwasser. Die Hydratationsfähigkeit der austauschbaren Kationen sowie die spezifische Oberfläche spielen hierbei eine wichtige Rolle. Hat der Wasserfilm eine bestimmte Dicke erreicht, so ist eine weitere Wasseradsorption nur noch über den osmotischen Effekt möglich. Dafür muss die Konzentration der angelagerten Kationen größer sein als die der Bodenwasserlösung.

An den Kontaktstellen der festen Tonteilchen entstehen aufgrund der Kapillarkondensation Menisken des Bodenwassers. Dieses Wasser wird Kapillarwasser genannt. Die Meniskenbildung erfolgt an der Grenzfläche von Bodenluft und Bodenwasser. Aufgrund des Bestrebens dieser Schicht, immer den energieärmsten Zustand anzunehmen, zieht sich die Grenzfläche zusammen. Die Krümmung wird durch das Zusammenwirken von Adhäsionskräften zwischen Feststoffoberfläche und Wassermolekülen mit Kohäsionskräften zwischen den Wassermolekülen unter Bildung von Wasserstoffbrücken erzeugt. Steigt der Wassergehalt des Bodens, so schließt sich der Meniskus ringförmig und die Bodenluft wird aus den Poren verdrängt (siehe auch HEIBROCK, 1996).

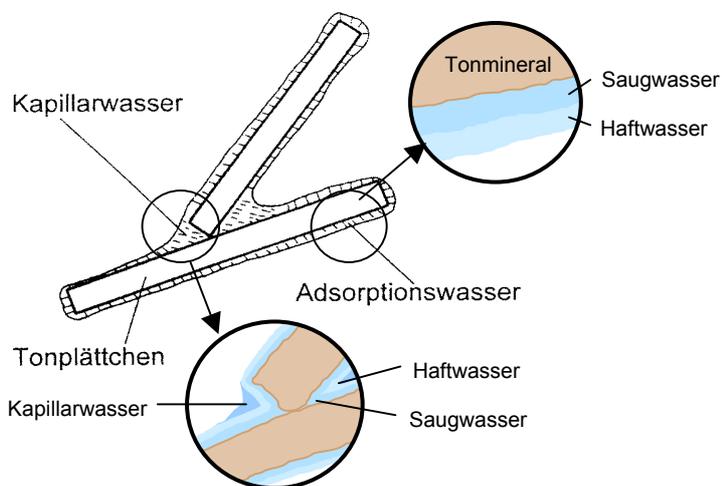


Abbildung 3.5: Adsorptions- und Kapillarwasser in einem Ton, nach HEIBROCK (1996)

### 3.2 Struktur bindiger Böden

Tone bestehen i. d. R. nicht nur aus einzelnen Tonmineralteilchen (Tonpartikeln) unterschiedlichster Form, sondern in größerem Maß aus einem Konglomerat einzelner und wiederum zusammengefügt bzw. -haftender Tonmineralteilchen, sog. Tonaggregate (Abb. 3.6 und 3.8 b). Die Tonaggregate (Größe zwischen 0,01 und 1  $\mu\text{m}$ ) werden durch die Koagulation primärer Tonpartikel gebildet. Beeinflusst wird dies, im Kleineren, durch verschiedene Kräfte an den Mineralien direkt – u. a. Van-der-Waals-Kräfte, Brückenbindungen, Coulombsche Kräfte und durch weitere Grenzkkräfte wie auch durch Verdichtung, Belastung, Alterung usw. bei komplexeren Strukturen. Aufgrund dieser Einwirkungen entstehen die verschiedensten Anordnungen. Abbildung 3.6 zeigt einige mögliche Bodenstrukturen – links: a peptisiert, b aggregierte Fläche – Fläche, c aggregierte Fläche – Kante, d aggregierte Kante – Kante oder rechts: (a) dispersed, (b) flocculated und (c) complex arrangement.

Alle genannten Strukturformen – Tonpartikel, Tonaggregate (aus mehreren Tonpartikeln) wie auch größere, komplexere Strukturen (Tonaggregate mit Schluff, Sand etc.) – besitzen Porenräume, in denen sie Wasser anlagern können. Bei sehr kleinen Poren in den Tonaggregaten selbst spricht man von Intraaggregatporen oder Mikroporen, bei größeren, zwischen den Tonaggregaten oder in komplexeren Strukturen, von Interaggregatporen oder Makroporen. Diese Definitionen und deren Grenzen werden durch verschiedene Autoren jedoch nicht eindeutig festgelegt (u. a. DIAMOND, 1971, JASMUND & LAGALY 1993, HEIBROCK, 1996, HILTMANN & STIRBRNY, 1998, NAGARAJ & MIURA, 2001, CUISINIER & LALOU, 2003, HEIBROCK et al., 2003 bzw. Tabelle 3.3 und Abbildung 3.7). Zusammenfassend haben – als hier gewählte Festlegung – Intraaggregatporen eine Größe von 0,002 bis 0,01  $\mu\text{m}$  (d. h. bis 2 nm, Abb. 3.8 a) 1). Darüber liegen die kleineren Interaggregatporen mit 0,01 bis 0,1  $\mu\text{m}$  und die größeren mit 0,1 bis 10  $\mu\text{m}$  (vgl. Abb. 3.8 a) 2 und 3). Das in den Intraaggregatporen gebundene Wasser ist von mechanischen Einflüssen (Auflast, Verdichtung) weitgehend unabhängig, vorwiegend beeinflusst wird es durch die unterschiedlichen Wechselwirkungen mit den

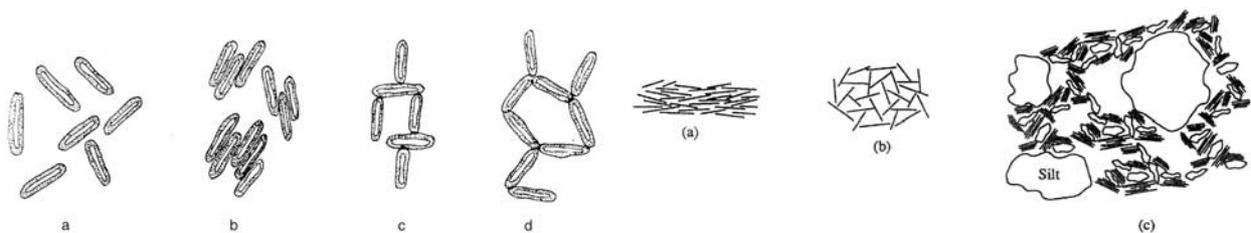


Abbildung 3.6: Gefügebildung bei blättchenförmigen Tonmineralteilchen a – d (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998), rechts) clay structures (a) dispersed, (b) flocculated, (c) complex arrangement of a natural clay (LANCELLOTTA, 1995)

Tabelle 3.3: Grenzen von Kleinstporen (HILTMANN &amp; STIRBRNY, 1998)

Bezeichnung	Grenzdurchmesser in [nm]	Porenbezeichnung bezogen auf einen Ton
Makroporen	> 50	Interaggregatporen Intraaggregatporen
Mesoporen	50 – 2	Interkristalline Poren
Mikroporen	2 – 0,02	Intrakristalline Poren

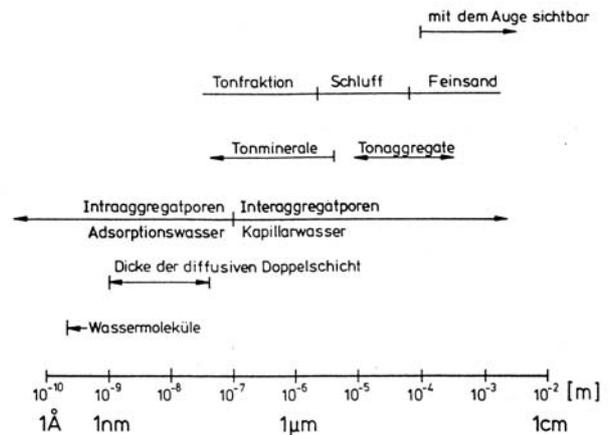


Abbildung 3.7: Größenordnung der Elemente eines tonigen Bodens (aus HEIBROCK, 1996)

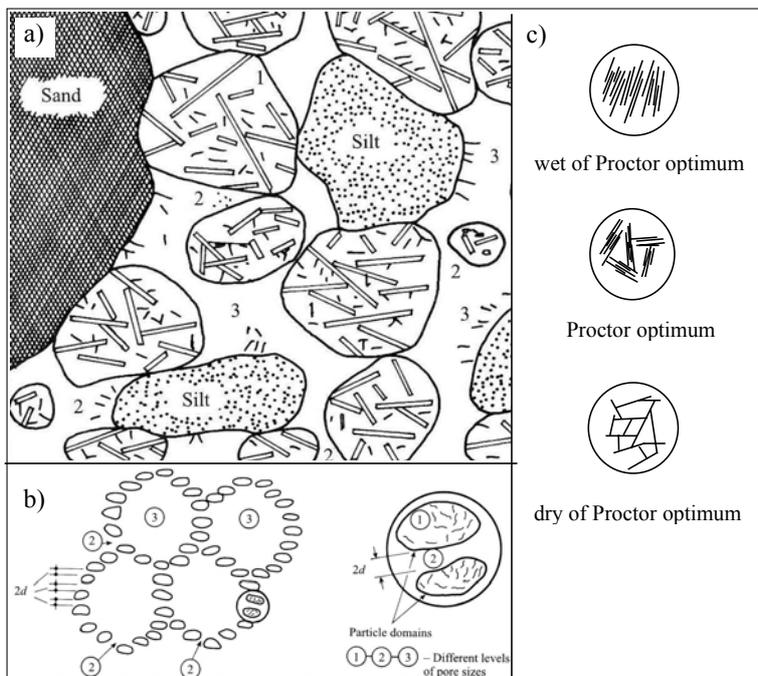


Abbildung 3.8: a) feinkörnige Bodenstruktur – 1: Intraaggregatporen, 2: Interaggregatporen, 3: große Interaggregatporen, b) mögliche Mikrostruktur von Tonen mit Größeneinteilung von Poren, c) Aggregatorientierung durch Verdichtung (nach NAGARAJ et al., 1990, bzw. NAGARAJ & MIURA, 2001)

Tonmineraloberflächen, sehr begrenzt durch Kapillarkräfte. Das Wasser in den Interaggregatporen kann fast vollständig als Kapillarwasser angesehen werden. Verdichtungs- und Konsolidationsvorgänge beeinflussen die Größe und Anzahl der Interaggregatporen und somit auch den Wasseranteil.

Die Abbildungen 3.8 a) und 3.9 zeigen schematisch einen typischen Strukturschnitt der beschriebenen Modellvorstellung.

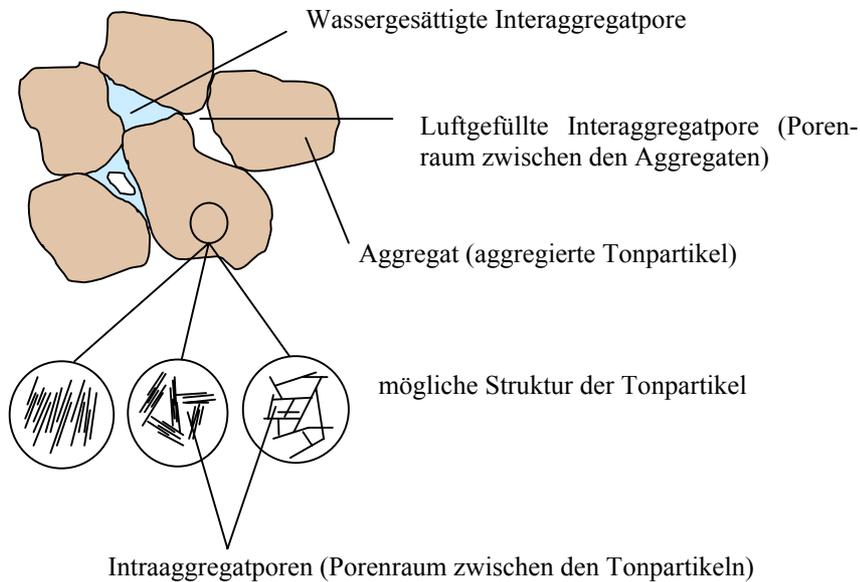


Abbildung 3.9: Strukturschnitt (aus AUST, 2003, nach HEIBROCK, 1996)

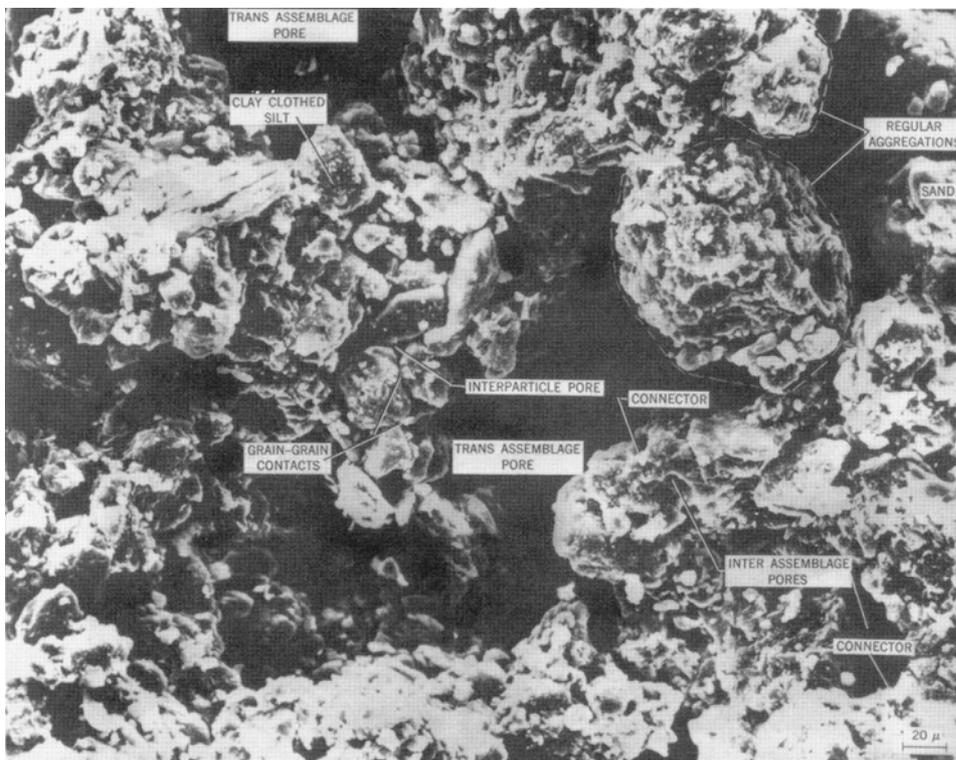


Abbildung 3.10: Typische Gefügestruktur gemischtkörniger Böden, schluffiger Ton (aus MITCHELL, 1993)

Die Gefügestruktur von Mischböden, d. h. einer Zusammensetzung aus mehreren Korngrößenfraktionen (Ton, Schluff, Sand usw.), wie das in der Natur die Regel ist, zeigen anschaulich die Abbildungen 3.8 a) und 3.10. In den Zwischenräumen der größeren Körner / Feststoffaggregate lagern sich die kleineren Tonmineralaggregate an. Es bildet sich dadurch eine recht homogene Matrix. Die bodenmechanischen Eigenschaften werden jedoch i. d. R. von den bindigen Anteilen (Tonaggregaten) gesteuert.

Mit der Zunahme des Tongehalts steigt bei natürlichen Böden das Porenvolumen, damit auch der Anteil der Intraaggregatporen. Ursache ist die schlechtere Verdichtungsfähigkeit der plättchenförmigen Tonmineralteilchen im direkten Vergleich zum eher kugeligen Sand.

Hinsichtlich der Betrachtung bindiger Böden als Dichtungsschicht und den in Kapitel 4 folgenden Versuchen spielt die Verdichtung unter Proctor-Bedingungen eine wichtige Rolle. Entscheidend ist u. a. ob man auf dem sog. feuchten oder trockenen Ast der Proctorkurve verdichtet (z. B. DIAMOND, 1971, VANAPALLI et al., 1999). DIAMOND (1971) beschreibt bei seinen Untersuchungen zur Porengrößenverteilung verdichteter Tone, dass feuchter eingebaute Proben einen sehr geringen Anteil an Poren größer  $0,1 \mu\text{m}$  vorweisen, wohingegen trockener Eingebaute einen relevanten Anteil von Poren zwischen  $0,1$  und  $5 \mu\text{m}$  besitzen und des Weiteren oft eine bimodale Porengrößenverteilung aufweisen. Poren bis  $10 \mu\text{m}$  finden sich unabhängig von den Einbaubedingungen in variierender Anzahl. Ähnliche Ergebnisse können durch BHASIN & LOVELL (1981), GRIFFITHS & JOSHI (1989) und CUI (1993) bestätigt werden. Es zeigt sich zudem, dass Intraaggregatporen ( $d \leq 0,1 \mu\text{m}$ ) durch Konsolidation und Verdichtung kaum beeinflusst werden. Abbildung 3.8 c) zeigt typische Strukturformen verdichteter Proben - trockener Ast mehr (metastabile) flockulierte Strukturen, feuchter Ast disperse (parallele) Strukturen und am Proctor Optimum eine Mischung aus beidem. Ableiten lässt sich somit, dass trocken eingebaute Böden (bezüglich des Proctoroptimums) eine größere Anzahl an sowie generell größere (Interaggregat-) Poren besitzen. Die feucht eingebauten Böden haben eine geringere Anzahl und vor allem kleinere Poren infolge der vorwiegend parallelen Anordnung der Aggregate. Dadurch sind sie in ihrer Struktur auch weit stabiler als die trocken eingebauten. Die Trockenen können zudem je nach Randbedingung bei Wasserzunahme bzw. -abnahme einen Kollaps der vorherrschenden metastabilen Kartenhausstruktur erfahren.

Zur Bestimmung der Porengrößenverteilung bzw. der Bodenstruktur wird i. d. R. die Quecksilber- und Stickstoffporosimetrie (vgl. z. B. GRIFFITHS & JOSHI 1989, WAN et al., 1995, SIMMS & YANFUL, 2001, 2002, CUISINIER & LALLOU, 2003, VULLIET et al., 2004) eingesetzt. Neuere, ursprünglich aus der Medizin stammende visuelle Verfahren sind z. B. die Elektronenrastermikroskopie – Environmental Scanning Electron Microscopy ESEM (DOEHNE & STULIK, 1990, WILLIAMS & MIKNIS, 1997, MONTES, 2004) und die sog. Neutron-Tomographie (DULIU, 1999, VULLIET et al., 2004). Ergänzt werden die genannten Verfahren häufig durch analytische Ansätze und Berechnun-

gen. Wie noch in Kapitel 3.3 näher beschrieben wird, kann auch aus der Wasserspannungskurve eine äquivalente Porengrößenverteilung bestimmt werden. Grundlage hierbei sind die Annahmen, dass erstens die Porengeometrie nach dem Kapillarmodell als ein Bündel von Kapillarröhren beschrieben werden kann und zweitens, dass die Porengrößenverteilung während des Versuchs (bei der Bestimmung der Wasserspannungskurve) generell konstant ist und sich nicht ändert. SIMMS & YANFUL (2001, 2002) zeigen jedoch, dass diese Annahmen bei der Bestimmung mittels Quecksilberporosimetrie recht konservativ sind. Zum Einem verkleinern sich die Poren durch die Erhöhung der Wasserspannung („klassisches“ Schrumpfen) und zum Anderen sind nicht alle Poren frei zugänglich und damit nicht entwässerbar. Feststellbar ist insbesondere ein sinkender Anteil an Poren im Bereich 1 – 10  $\mu\text{m}$  und eine Erhöhung der Porenanteile bei 0,1  $\mu\text{m}$ . SIMMS & YANFUL (2002) leiten des Weiteren, unter Berücksichtigung der Porenveränderungen und der partiellen Porenisolierung, Ansätze zur Bestimmung der Wasserspannungskurven aus der Porenverteilung ab.

Die Vorgänge beim Schrumpfen und Quellen von Böden sind seit Jahrzehnten ein wichtiger Forschungsschwerpunkt in der Bodenkunde, zunehmend auch in der Bodenmechanik. Grundlegende Arbeiten für verschiedene Böden und Bodengemische sind u. a. die von TEMPANY, 1917, HARDY, 1923, HAINES, 1923, LAURITZEN & STEWART, 1941, STIRK, 1953, CRONEY & COLEMAN, 1954, DE JONG & WARKENTIN, 1965 und DE JONG, 1966. Diese zeigen z. B. wassergehaltsabhängige Volumenbetrachtungen und -messungen, die Einteilung der Schrumpfbereiche sowie deren grafische Umsetzung (vgl. Abbildung 3.11) und die Einordnung an klassischen Kennwerten (z. B. Attenberg-Grenzen, Welkepunkt). BRONSWIJK, 1991, HANAFY, 1991, TARIQ & DURNFORD, 1993, DAY, 1994,

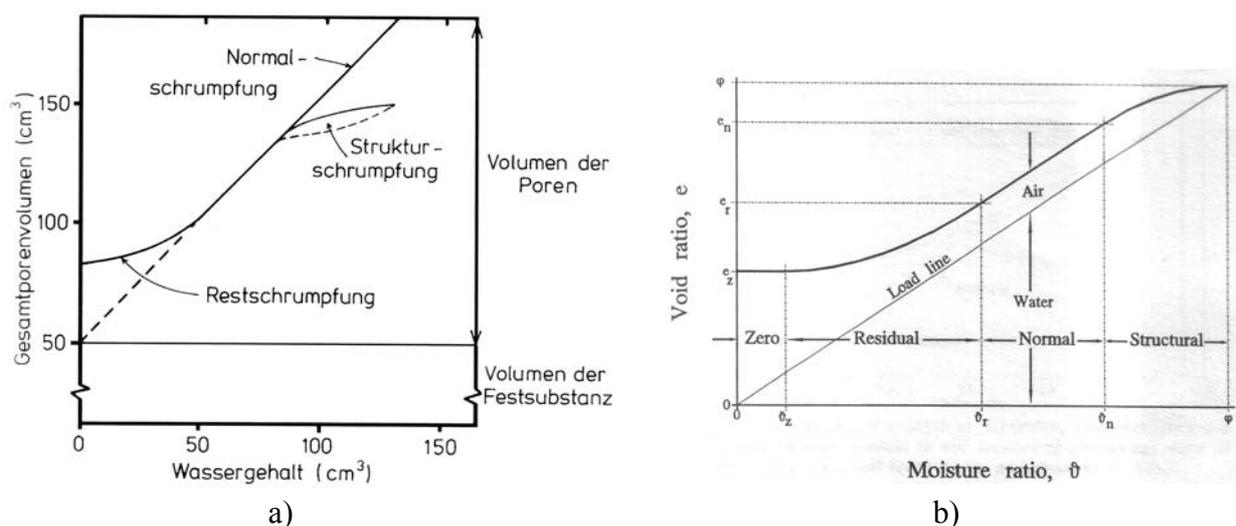


Abbildung 3.11: Schrumpfen von Böden, a) aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (1998), b) aus TARIQ & DURNFORD (1993)

SITHARAM et al., 1995, TRIPATHY et al., 2002, FLEUREAU et al., 2002, SUBBA RAO & TRIPATHY, 2003 beschreiben des weiteren das Verhalten verdichteter (auch expansiver) Böden unter Wasserentzug (Schrumpfen) hinsichtlich der Rissbildung (s. u.), Schwell- und Schrumpfpotentiale, Temperatur-, Luftfeuchte- und Salzlösungseinflüsse, Dichtegrößen (u. a. Proctor), Alterungseffekte, etc. Eine Beschreibung bzw. grafische Umsetzung für das Schrumpfen, bezogen auf das Gesamtporenvolumen oder die Porenzahl  $e$  und den Wassergehalt, zeigt Abbildung 3.11, basierend auf HAINES (1923) und STIRK (1953) mit der Einteilung in verschiedene Schrumpfbereiche. Diese bestehen aus den Bereichen Normalschrumpfung, Restschrumpfen incl. Null- / Zero-Schrumpfung und der Strukturschrumpfung. Ausführliche Erläuterungen zu den Schrumpfvorgängen im Allgemeinen und im Fall einer mineralischen Dichtung finden sich im Kapitel 6.5.

Infolge Schrumpfung und Zwangsverformungen kann es bei Böden zu einer Rissbildung im Mikro- wie Makrobereich kommen (Risse im Makrobereich sind mit dem Auge erkennbar, vgl. auch Abb. 3.7). Beeinflussende Faktoren sind hierbei u. a. die Bodenart, die Struktur, Korngrößen und deren Verteilung. Eine nähere Beschreibung der Vorgänge bei der Rissentstehung findet sich ebenfalls in Kapitel 6. Im Zusammenhang mit der Rissbildung von Dichtungskernen und -schichten aus geotechnischer Sicht sei beispielhaft auf Veröffentlichungen von MAHAR & NEILL (1983), MILLER & MISHRA (1989), MORRIS et al. (1992), HOLZLÖHNER (1992), BASNETT & BRUNER (1993), OMIDI et al. (1996), DRUMM et al. (1997), BRAUNS et al. (2000), ALBRECHT & BENSON (2001), RAMKE et al. (2002a, 2002b), PHILIP et al. (2002) verwiesen. Aus der Bodenkunde können u. a. ROGOWSKI & KIRKHAM (1976), HARTGE & BACHMANN (2000), DEXTER & WATTS (2001), MUNKHOLM & KAY (2002), MUNKHOLM, et al. (2002) im Zusammenhang mit den besonders die Landwirtschaft beschäftigenden Fragen zur Bröseligkeit, Aggregat- und Schollenbildung, Rissbildung usw. aufgeführt werden.

### 3.3 Teilsättigung in Böden

In der klassischen Bodenmechanik wird der Boden allgemein mit einem 2-Phasen-System, Feststoff und wasser- oder luftgefüllte Poren, beschrieben (z. B. GUDEHUS, 1981 oder VERRUIJT, 2001). Auf diesem Modellsystem basieren die heute vorwiegend benutzten Ansätze für die Scherfestigkeit, das Spannungs-Dehnungs-Verhalten usw. von Böden. Streng genommen kann damit nur ein Teil der Böden beschrieben werden wie natürliche Schluffe und Tone bzw. trockene oder vollgesättigte Sande und Kiese. Verdichtete bindige Böden und natürlich ausgetrocknete bzw. geschrumpfte Böden treten vorwiegend in teilgesättigten Zuständen auf, d. h. im Porenraum zwischen den Feststoffpartikeln (Körner, Blättchen) liegen Wasser (incl. darin gelöster Luft) und Luft (incl. Wasserdampf) vor, ein 3-Phasen-System. Man kann des Weiteren die Grenzflächen zwischen Wasser-Luft laut FREDLUND & RAHARDJO (1993) als weitere Phase betrachten. Ein dieses 3-Phasen-System darstellendes Bodenelement und vereinfachte Volumen- bzw. Massenanteile zeigen die Abbildungen 3.12 a) und 3.12 b). Basierend darauf werden die wichtigsten Eigenschaften und theoretischen Ansätze für teilgesättigte Böden im Folgenden knapp vorgestellt. Kombiniert werden dabei sowohl bodenmechanische wie auch bodenphysikalische Ansätze. Weitere vertiefende Erläuterungen und Ansätze finden sich u. a. in FREDLUND & RAHARDJO (1993), KOOREVAAR et al. (1994), SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (1998), MARSHALL et al. (1999), HARTGE & HORN (1999) und LU & LIKOS (2004).

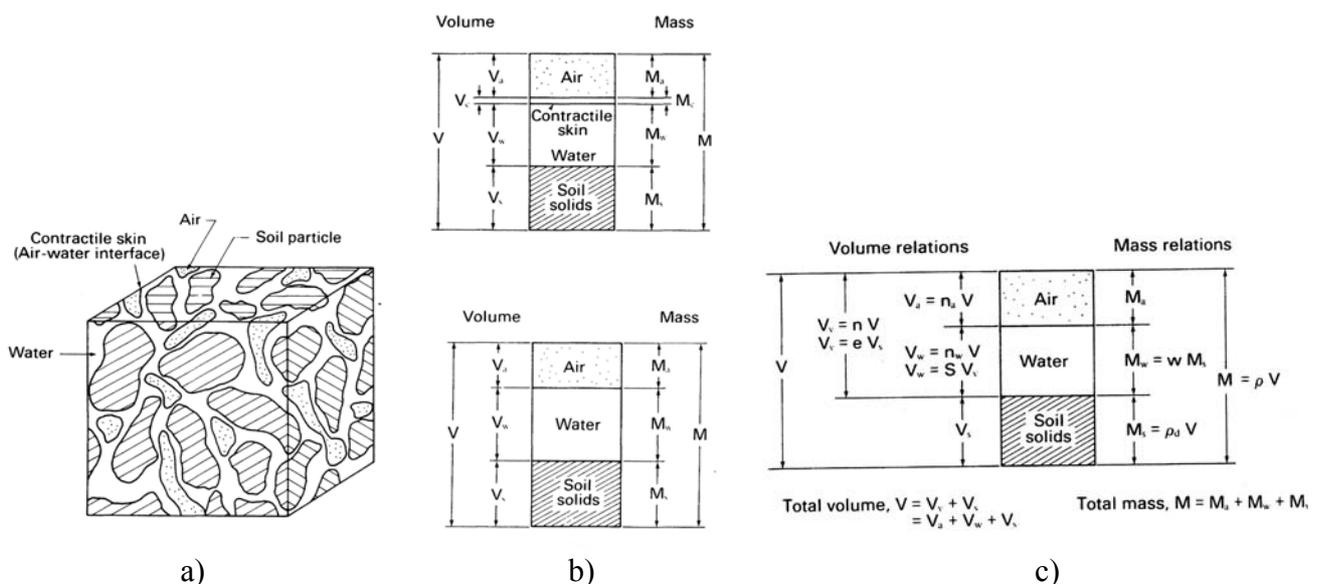


Abbildung 3.12: a) ungesättigtes Bodenelement, b) vereinfachte Volumen- und Massenanteile und c) Massen-Volumen Verhältnisse eines teilgesättigten Bodenelements (aus FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Für die Bodeneigenschaften müssen die Anteile von Wasser und Luft in den Poren berücksichtigt werden. Abbildung 3.12 c) zeigt das Verhältnis der Massen zum Volumen. Weitere wichtige Parameter dazu sind die temperaturabhängige Viskosität des Wassers und der Luft, die Oberflächenspannung, der Sättigungsdampfdruck usw.

Von entscheidender Bedeutung für das Verständnis von teilgesättigten Böden ist die Wechselwirkung zwischen Wasser und Boden (und auch Luft) in Form der sog. Wasserspannungen. Diese lassen sich durch die Potentialtheorie bzw. die Kapillarität erklären.

Der Begriff des Potentials wurde erstmals von BUCKINGHAM (1907) für die Bindung von Wasser im Boden benutzt. Das (Gesamt-)Potential ist hierbei definiert als die Arbeit, die notwendig ist, um eine Einheitsmenge Wasser von einem gegebenen Punkt eines Kraftfeldes zu einem Bezugspunkt zu transportieren. Diese Arbeit entspricht derjenigen, die notwendig ist, um die Mengeneinheit Wasser von einer freien Wasserfläche auf eine bestimmte Höhe in einer Pore (Kapillare) zu heben oder dieser der Bodenmatrix zu entziehen (SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998). Hierbei geht man von reinem Wasser, Atmosphärendruck und gleich bleibender Temperatur aus. Dieses Gesamtpotential  $\psi$  lässt sich in mehrere Teilpotentiale unterteilen – Gravitationspotential  $\psi_z$ , Matrixpotential  $\psi_m$ , osmotisches Potential  $\psi_o$  sowie Gas-  $\psi_g$  und Druck- bzw. Auflastpotential  $\psi_p$ . Die Kombination aus  $\psi_z + \psi_m$ , bei Vernachlässigung von  $\psi_g$ , wird auch als hydraulisches Potential  $\psi_H$  bezeichnet. Ein beispielhafter Zusammenhang einiger der genannten Potentiale ist in Abbildung 3.13 wiedergegeben.

Die Potentiale werden häufig direkt als äquivalente Spannungen angesehen – die verwendeten Einheiten bzw. Größen sind dazu  $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{hPa}$ ,  $\text{kPa}$ ,  $\text{kN/m}^2$ ,  $\text{bar}$ ,  $\text{pF}$  ( $= \log \text{hPa}$ ) und  $\text{cmWs}$  bzw.  $\text{mWs}$  (Zentimeter- bzw. Meter-Wassersäule).

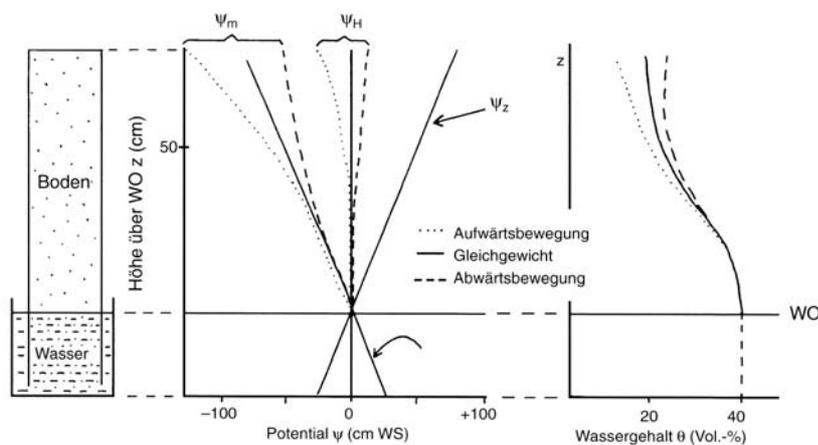


Abbildung 3.13: Hydraulisches Potential, Matrixpotential, Gravitationspotential und Wassergehalt in einer homogenen Bodensäule im Gleichgewicht (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998)

Für die folgenden Ansätze und Untersuchungen dieser Arbeit spielen insbesondere das totale Potential als Summe des Matrixpotentials und des osmotischen Potentials, bei Vernachlässigung weiterer Anteile, eine entscheidende Rolle. Das Matrixpotential ist das Maß für den Einfluss der Bodenmatrix, welches direkt auf das Wasser einwirkt. Die matrixbedingten Kräfte sind dabei desto stärker, je weniger Wasser der Boden enthält. Wasser ist somit dem Boden schwerer zu entziehen. Ein äquivalenter Ansatz dafür folgt in der Beschreibung der Kapillarität. Das osmotische Potential beschreibt das Potential, das benötigt wird, um einen Ausgleich von reinem zum real vorhandenen (Wasserlösung) Porenwasser zu erreichen. Damit beinhaltet es auch Bindekräfte wie sie in Tonen und Tonpartikeln vorkommen (vgl. Kap. 3.1).

Die Kapillarität beschreibt die Einfluss nehmenden Randbedingungen und die Größe der Wasserspannungen (bzw. Matrixpotentials) infolge Kapillaraufstiegs in Bodenporen (sog. Kapillaren). Die maßgebenden Randbedingungen sind die temperaturabhängige Oberflächenspannung des Wassers zur Luft  $\gamma(t)$ , der kapillarmantelabhängige Kontaktwinkel (Benetzungswinkel)  $\delta$  und der Äquivalenzradius  $r$  der Bodenporen. Die Größe der Oberflächenspannung ist nach EDLEFSEN & ANDERSON (1943) für reines Wasser und Luft mit  $t$  als absolute Temperatur [ $^{\circ}\text{K}$ ]:

$$\gamma(t) = 0,1171 - 0,0001516 \cdot t \text{ [N/m]} \quad (\text{Gl. 3.1}).$$

Der Äquivalenzradius bezieht sich auf den Radius einer Kreiskapillare, unter deren Meniskus bei vollem Kapillaraufstieg der gleiche Unterdruck vorherrscht wie in einer Bodenprobe. Der Meniskus im Boden muss dabei weder kreisförmig, noch muss die Pore an den Seiten dicht sein. Abbildung 3.14 zeigt diesen Zusammenhang schematisch. Die Höhe des kapillaren Aufstiegs  $h$  errechnet sich, bei Berücksichtigung der Abbildung 3.15, aus

$$h = 2 \gamma(t) \cos \delta / (r \rho_w g) \quad (\text{Gl. 3.2})$$

mit  $\rho_w$  als Dichte des Wassers und die Erdbeschleunigung  $g$  (HARTGE & HORN, 1999). Der Äquiva-

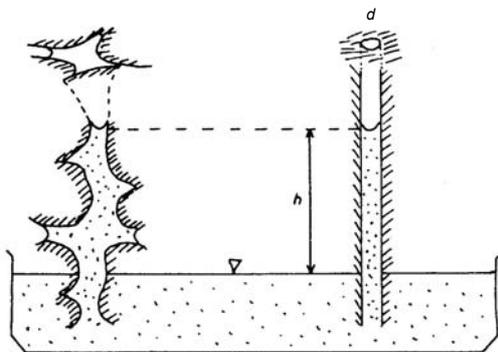


Abbildung 3.14: Der Äquivalentdurchmesser  $d$  und die Kapillarahöhe  $h$  einer Bodenpore als Ersatzwert (aus HARTGE & HORN, 1999)

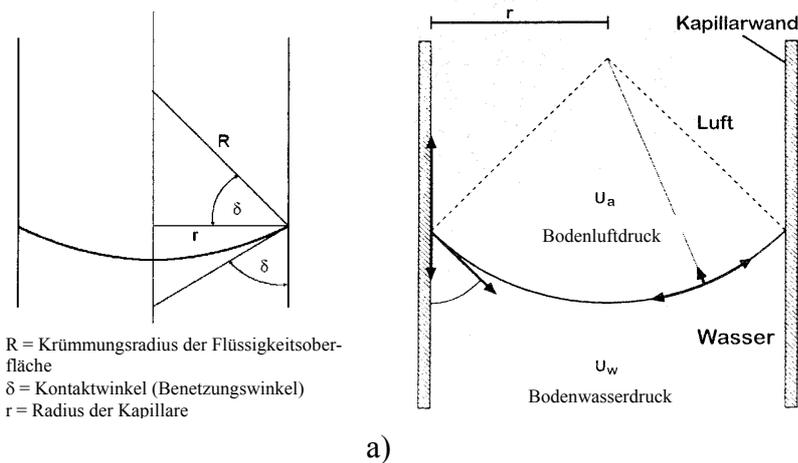


Abbildung 3.15: Kapillarer Aufstieg, nach HEIBROCK (1996)

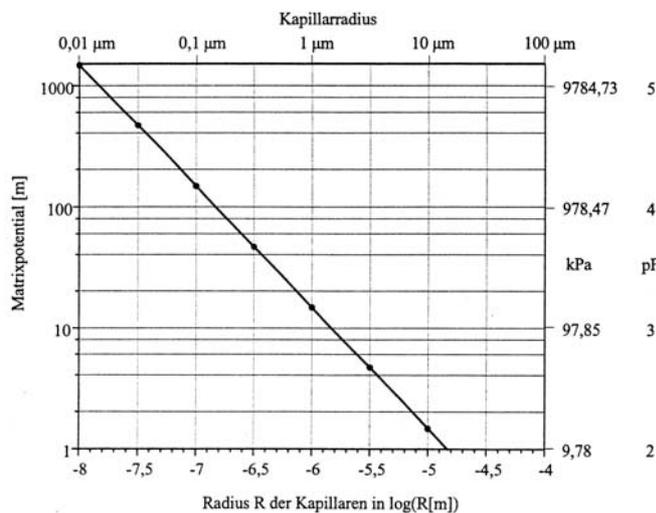


Abbildung 3.16: Kapillare Aufstiegshöhe (und Wasserspannung bzw. Matrixpotential) in Abhängigkeit vom Kapillarradius (aus HEIBROCK, 1996)

lentradius ist aus der Wasserspannung direkt erchenbar, wenn diese in Form einer Aufstiegshöhe (h) angegeben ist; siehe auch Abbildung 3.16.

Modellhaft kann man den Porenraum eines Bodens als Bündel zylindrischer Kapillaren, die von kugelförmigen Oberflächenspannungen beaufschlagt werden (vgl. Abb. 3.15), definieren. Die im Folgenden beschriebene Wasserspannungskurve eines Bodens selbst ist dann eine Summenkurve der Äquivalentradien (Kapillarbündel). Daraus lässt sich direkt auch eine äquivalente Porengrößenverteilung des Bodens ableiten.

Die sog. Wasserspannungskurve, u. a. auch als pF-Kurve (logarithmische Darstellung), water retention curve, soil-water characteristic curve SWCC etc. bezeichnet, zeigt den Zusammenhang zwi-

schen dem Wassergehalt (volumetrisch, gravimetrisch, auch Sättigungsgrad) und der Wasserspannung. Da letztere stark vom Porenvolumen, Porengrößenverteilung, Bodenart sowie Auflastzustand abhängig ist, hat jeder Boden eine spezifische Kurve. Die Abbildungen 3.17 und 3.18 a) zeigen typische Wasserspannungskurven für verschiedene Böden. In Abb. 3.17 sind zudem die aus der Bodenkunde stammenden Begriffe Feldkapazität FK und permanenter Welkepunkt PWP enthalten. Die Feldkapazität ist die untere Grenze, an der ein Boden gegen die Schwerkraftbeschleunigung noch

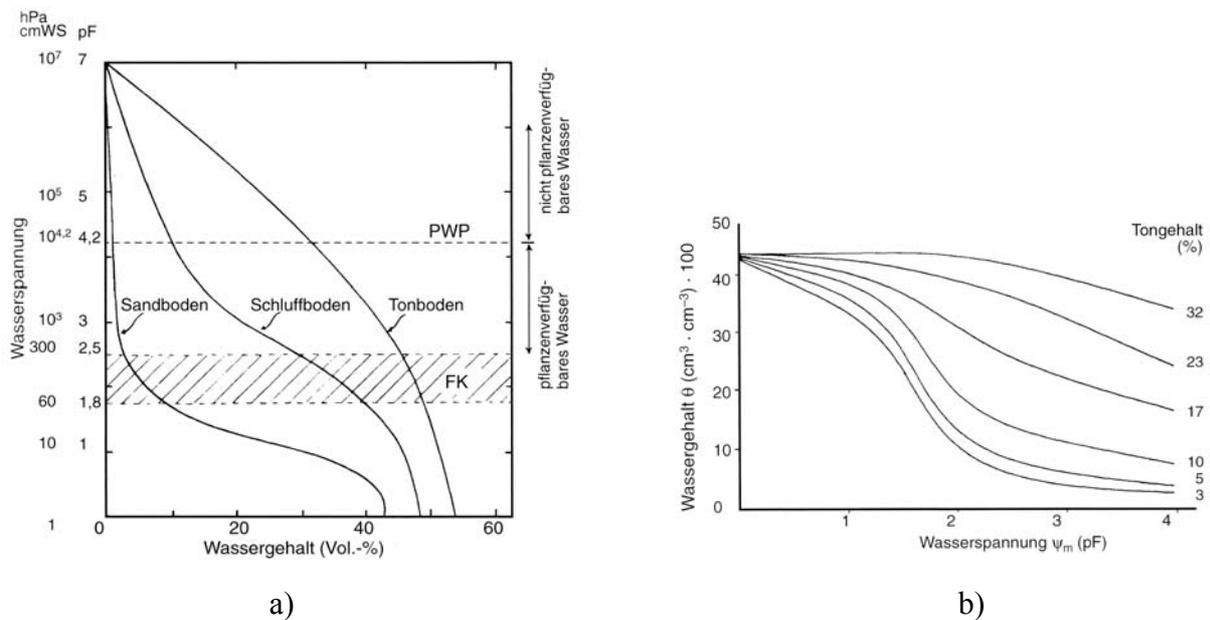


Abbildung 3.17: a) Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt nach Bodenart, b) Einfluss des Tongehalts auf den Wasserspannungsverlauf bei gleichem Porenvolumen (aus SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998)

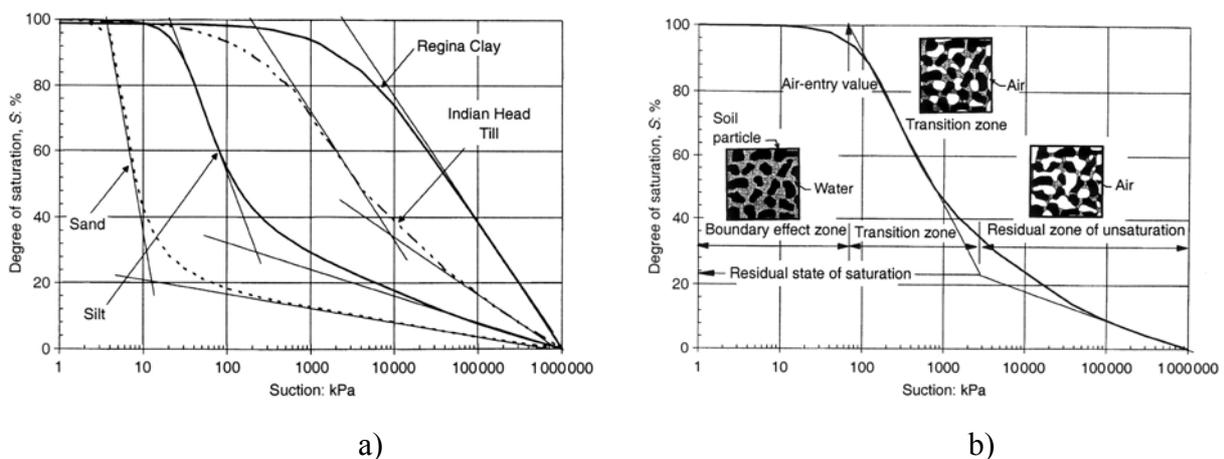


Abbildung 3.18: a) Wasserspannungskurven für verschiedene Böden, b) Sättigungszonen in der Wasserspannungskurve (VANAPALLI et al., 1996)

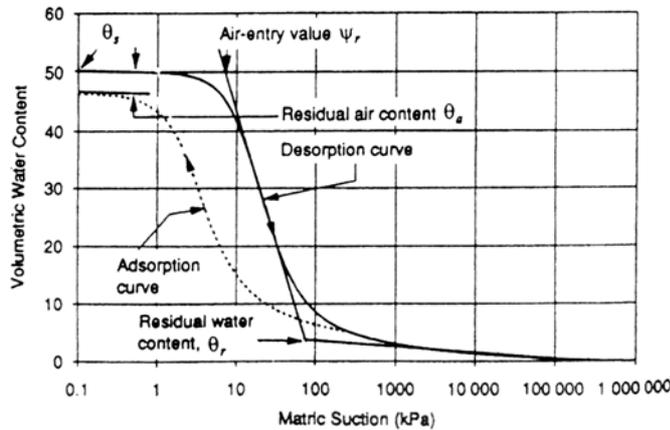


Abbildung 3.19: Definition der Bezeichnungen einer typischen Wasserspannungskurve bei Ent- und Bewässerung (aus FREDLUND & XING, 1994)

Wasser halten kann – in Deutschland wird der Wert bei  $pF = 1,8$  angesetzt, in den USA bei  $pF = 2,5$ . Der permanente Welkepunkt ist die Wassermenge bzw. Wasserspannung, bei der Pflanzen anfangen zu welken. Der Bereich zwischen Welkepunkt und Feldkapazität wird nutzbare Feldkapazität  $nFK$  genannt, d. h. die Menge an Wasser, die ein Boden an Pflanzen abgeben kann.

Die Abbildungen 3.18 b) und 3.19 zeigen weitere Definitionen für die verwendeten Bezeichnungen bei Wasserspannungskurven. Diese sind der Lufttrittspunkt (air-entry value AEV; bis zum Erreichen dieser Wasserspannung ist der Boden annähernd gesättigt), der Restwassergehalt (residual water content) sowie Entwässerungs- (desorption curve) und Bewässerungskurve (sorption curve).

Schon in Abbildung 3.19, aber vor allem in Abbildung 3.20 ist der unterschiedliche Verlauf bei Ent- und Bewässern, der sog. Hysterese, gut zu verfolgen.

Die Verläufe beim vollständigen bzw. teilweisen Be- und Entwässern sind ähnlich den in Ödometerversuchen. Als Grenzkurven sind die beiden Hauptentwässerungs- bzw. Hauptbewässerungskurven (main drying / wetting curve) zu betrachten; alle weiteren möglichen Verläufe sind innerhalb dieser beiden Kurven darstellbar.

Die Bestimmung der Wasserspannungskurve erfolgt im Labor meist in Drucktöpfen durch Entwässern (Bewässern ist auch möglich). Hierbei werden die Bodenproben i. d. R. bis zu einer Wasserspannung von  $1500 \text{ kN/m}^2$  beaufschlagt - bis zu  $10000 \text{ kN/m}^2$  sind je nach Lufttrittspunkt der Versuchseinrichtung (Filterplatten, Filterfolien) möglich. Gemessen werden kann damit nur der kapillargebundene Wasseranteil. Höhere Spannungen sind, als totale Spannungen incl. der osmotischen Anteile, z. B. in Töpfen mit eingestellten Salzlösungen auf Basis der sog. vapour equilibrium technique (VET) bestimmbar. Weitere direkte sowie indirekte Verfahren sind u. a. die Filterpapiermethode, Tensiometer, Feuchtemesssonden, Psychrometer, Thermal Conductivity Sensors, Chilled-

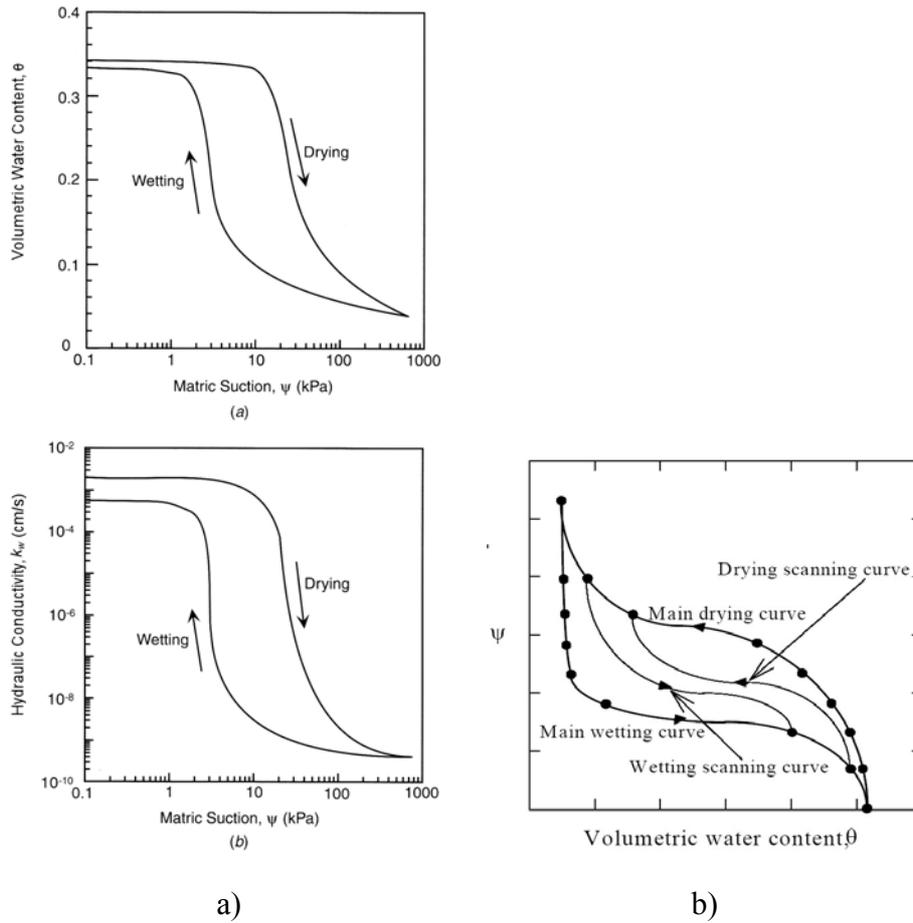


Abbildung 3.20: a) Hysteresis der Wasserspannungskurve bzw. Durchlässigkeit, b) scanning curves - Hysteresekurven (aus LU & LIKOS, 2004)

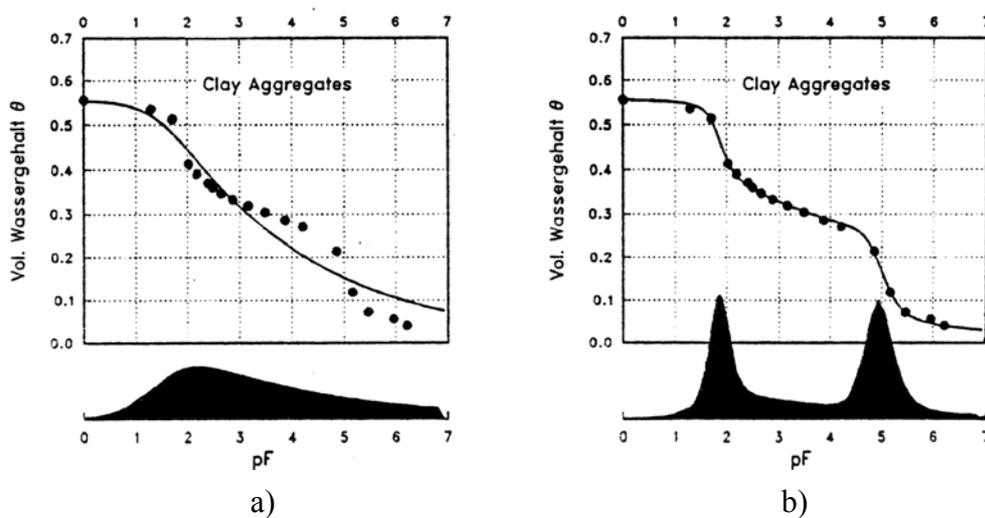


Abbildung 3.21: pF-Kurven (Wasserspannungskurven) für Tonaggregate aus einzelnen Messpunkten, a) uni- und b) bimodal gefittet, flächenhafte Verteilung der abgeleiteten äquivalenten Porengrößenverteilung (aus DURNER, 1991)

Mirror Hygrometer etc. (z. B. HARTGE & HORN, 1992, FREDLUND & RAHARDJO, 1993, RIDLEY & WRAY, 1996, TRIPATHY et al., 2001, SCHICK, 2002b, PHANI KUMAR et al., 2002, BURGER & SKACKELFORD, 2002, AGUS & SCHANZ, 2003a, 2003b). Detaillierte Anwendungsbereiche und –grenzen bzw. die einzelnen Messbereiche, Messgenauigkeiten, die Zeiten bis zum Einstellen des Gleichgewichts usw. sind den genannten Literaturstellen zu entnehmen.

Aufgrund der bis dahin sehr großen Anzahl an unterschiedlichen Symbolen, Bezeichnungen und Einheiten für die Wasserspannung und deren Einzelkomponenten einigte man sich in der Bodenmechanik 1996 (siehe RIDLEY & WRAY, 1996) auf folgende Symbole:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (\text{Gl. 3.3})$$

mit der totalen Wasserspannung  $\psi$  als Summe der Matrixspannung  $(u_a - u_w)$  und der osmotischen Spannung  $\pi$ .

Aus den Laborversuchen zur Bestimmung der Wasserspannungskurve erhält man i. d. R. keine durchgezogene Linie, wie in den Abbildungen 3.17 bis 3.20 dargestellt, sondern nur eine Anzahl von Wertepaaren – jeweils Wasserspannung zu Wassergehalt (vgl. Abbildung 3.21). Zur Darstellung / Berechnung der vollständigen Wasserspannungskurve werden parametrisierte Gleichungen benutzt, die eine hohe Übereinstimmung zu den erzielten Messpunkten erreichen sollen – die Kurven werden gefittet. Aus der Literatur sind eine Vielzahl von Gleichungsansätzen bekannt. Sehr häufig werden  $\theta_w$  als volumetrischer Wassergehalt und  $\psi$  (bzw.  $s$ ) als die Wasserspannung verwendet (siehe u. a. DURNER, 1994, SILLERS et al., 2001, DURNER, 2001, LU & LIKOS, 2004):

#### *Unimodale Modelle*

$$\theta_w = \frac{\theta_s}{(1 + a\psi^b)} \quad (\text{GARDNER, 1958}) \quad (\text{Gl. 3.4})$$

$$\theta_w = \begin{cases} (\psi/\psi_{AEV})^{-a} & \text{für } (\psi/\psi_{AEV}) > 1 \\ 1 & \text{für } (\psi/\psi_{AEV}) \leq 1 \end{cases} \quad (\text{BROOKS \& COREY, 1964}) \quad (\text{Gl. 3.5})$$

$$\theta_w = \frac{\theta_s}{(1 + a\psi^b)^c} \quad (\text{VAN GENUCHTEN, 1980}) \quad (\text{Gl. 3.6})$$

$$\theta_w = \left[ 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(\frac{1000000}{\psi_r}\right)} \right] \frac{\theta_s}{\left\{ \ln\left[ e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b \right] \right\}^c} \quad (\text{FREDLUND \& XING, 1994}) \quad (\text{Gl. 3.7})$$

mit  $a$ ,  $b$ ,  $c$  als Fitting Parameter,  $\psi_{AEV}$  der Wasserspannungswert bei Lufteintritt,  $\psi_r$  als Wasserspannung bei Restwassergehalt und  $\theta_s$  als Sättigungswassergehalt.

*Bimodales Modell*

$$\theta_w = \sum_{i=1}^2 w_i \left[ \frac{1}{1 + (a_i \psi)^{b_i}} \right]^{c_i} \theta_s \quad (\text{DURNER, 1991, 1994}) \quad (\text{Gl. 3.8})$$

mit  $a$ ,  $b$ ,  $c$  als Fitting Parameter und  $w$  als Gewichtung der beiden Funktionen  $i$ .

Die unimodalen Modelle führen bei manchen Böden zu einer kleineren Korrelation. Der Grund ist die Ausprägung von zwei oder mehr Häufigkeitsmaxima der Bodenporen bzw. eine unstete (intermittierende) Kornverteilung. Ist dies der Fall, sollten bi- oder mehrmodale Gleichungen benutzt werden. DURNER (1991, 1994) hat auf der Basis des Van Genuchten-Modells einen bimodalen (mehrmodalen) Ansatz entwickelt (vgl. Gl. 3.8). Abbildung 3.21 zeigt für Ton-Aggregate die Ergebnisse aus Laborversuchen und die daran entsprechend gefitteten Wasserspannungskurven (DURNER, 1991) - Abbildung 3.21a als unimodale und Abbildung 3.21b als bimodale Kurve. Die darunter dargestellten schwarzen Flächen stellen die daraus abgeleitete äquivalente Porengrößenverteilung über die Wasserspannung dar. Weitere interessante Funktionen / Ansätze zur Angleichung an Häufigkeitsmaxima in Wasserspannungskurven sind bei SCHICK (2002a, 2002b) und BURGER & SHACKELFORD (2002) zu finden.

Der Spannungszustand wird für die (2-Phasen) gesättigten bzw. trockenen Böden gemeinhin mit dem Ansatz der effektiven Spannungen nach TERZAGHI (1936) beschrieben. Die übliche Schreibweise ist

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (\text{Gl. 3.9})$$

mit  $\sigma'$  als effektive Normalspannung,  $\sigma$  als die totale Normalspannung und  $u_w$  als Porenwasserüber-

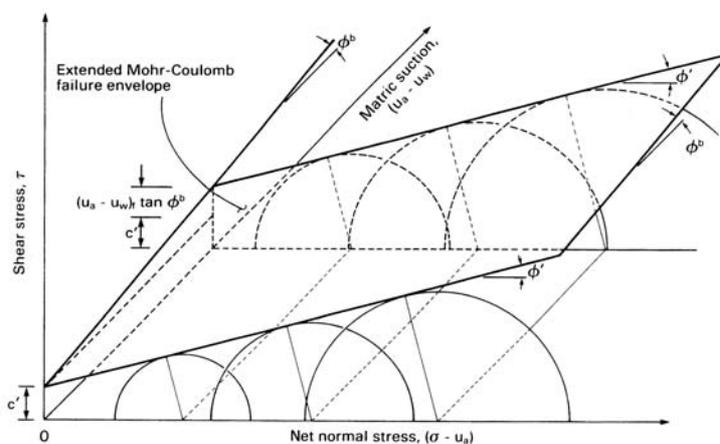


Abbildung 3.22: Erweitertes Mohr-Coulomb Diagramm für teilgesättigte Böden (aus FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

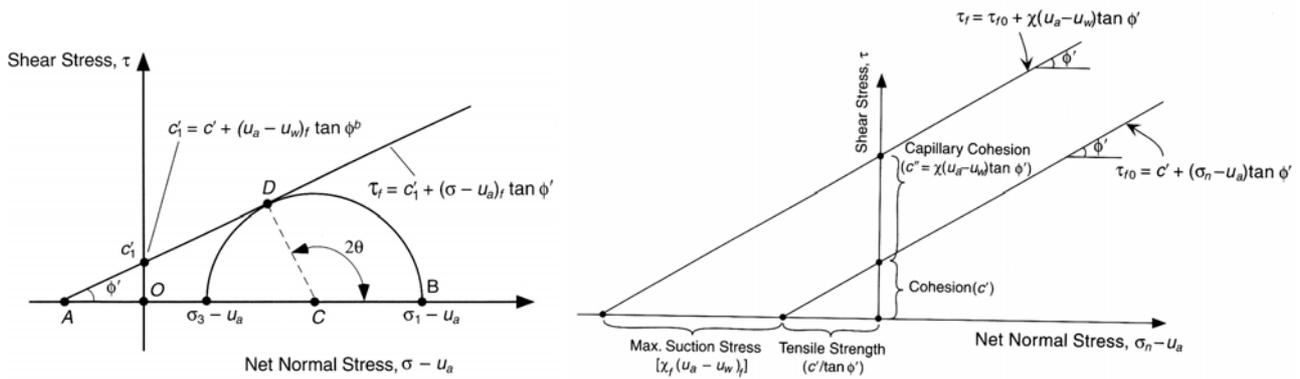


Abbildung 3.23: Scherspannung infolge steigender Wasserspannung  $(u_a - u_w)_f$  an der Bruchfläche (aus LU & LIKOS, 2004)

druck. Für teilgesättigte Böden sind mehrere Ansätze bekannt, häufig verwendet wird der Ansatz nach BISHOP, (1959) bzw. BISHOP & BLIGHT (1963)

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (\text{Gl. 3.10})$$

und der Ansatz nach FREDLUND & MORGENSTERN (1977) mit zwei unabhängigen Spannungsvariablen  $(\sigma - u_a)$  und  $(u_a - u_w)$ . Parameter sind der Porenluftdruck  $u_a$ , die Wasserspannung (Matrixspannung) als Differenz aus Porenwasserdruck und Porenluftdruck  $(u_a - u_w)$  und  $\chi$  - ein bodenabhängiger Parameter (in Beziehung zur Sättigung und Struktur). Beide Ansätze haben ihre Vor- und Nachteile (vgl. Kap. 6). Kritisch (vgl. MORGENSTERN, 1979) ist z. B. bei Gleichung 3.10, dass mit  $\chi$  eine bodenabhängige Zustandsvariable in das Spannungskonzept integriert wird. Die Belastungsvorgeschichte spielt u. a. eine große Rolle.

Der Ansatz für die Scherfestigkeit bei Bruch beruht ebenfalls auf TERZAGHI (1936)

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_w) \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 3.11}),$$

mit  $c'$  als effektive Kohäsion,  $\varphi'$  als effektiver Reibungswinkel,  $\tau$  als Scherspannung an der Bruchfläche bei Bruch,  $(\sigma_f - u_w)$  als effektive Normalspannung an der Bruchfläche bei Bruch,  $\sigma$  als Totalnormalspannung an der Bruchfläche bei Bruch und  $u_w$  als Porenwasserdruck bei Bruch. FREDLUND et al. (1978) haben diesen Ansatz für teilgesättigte Böden wie folgt erweitert

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (\text{Gl. 3.12})$$

mit  $u_a$  als Porenluftdruck an der Bruchfläche bei Bruch,  $(u_a - u_w)$  als Wasserspannung an der Bruchfläche bei Bruch sowie  $\varphi^b$  als Winkel, der die Zunahme der Scherkräfte infolge Wasserspannung beschreibt. Abbildung 3.22 zeigt den Zusammenhang grafisch.

Aus Gl. 3.12 kann die Kohäsion insgesamt für einen gewissen Wasserspannungszustand bei Bruch wie folgt geschrieben werden:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (\text{Gl. 3.13}).$$

Diese Gleichung gibt somit die häufig genannte ‚scheinbare‘ Kohäsion wieder. Abbildung 3.23 und 3.24 verdeutlichen grafisch die Zusammenhänge der Gleichungen 3.12 und 3.13. Nach Gl. 3.13 ist die Kohäsion jedoch nicht begrenzt, d. h. rein theoretisch steigt sie bei steigender Saugspannung stetig an. VANAPALLI et al. (1996) zeigen, dass bis zum Lufteintrittspunkt die Annahme  $\varphi^b = \varphi'$  annähernd stimmt, danach nimmt  $\varphi^b$  jedoch ab (vgl. Abb. 3.25). SCHICK (2004) z. B. schlägt in Abwandlung dazu ein Hyperbelverfahren auf Basis von Rahmenscherversuchen vor.

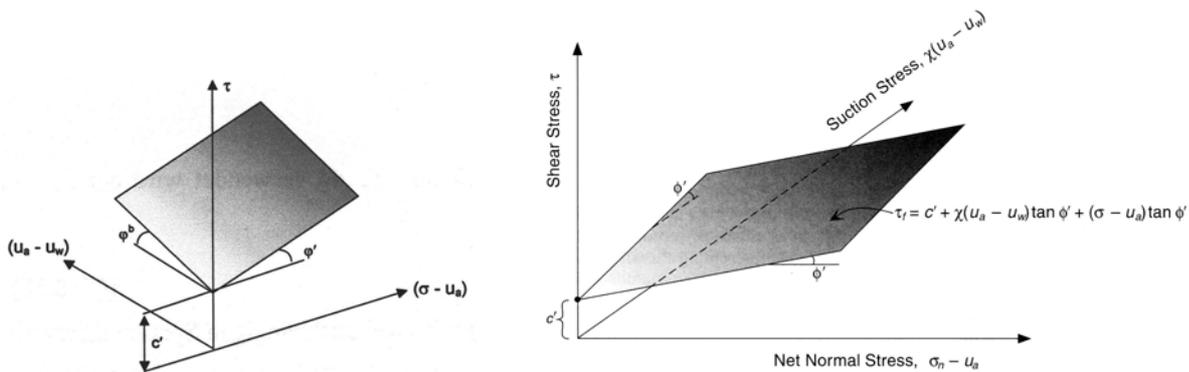


Abbildung 3.24: Scherspannungsdiagramm für teilgesättigte Böden, links nach FREDLUND et al. (1978), rechts aus LU & LIKOS (2004)

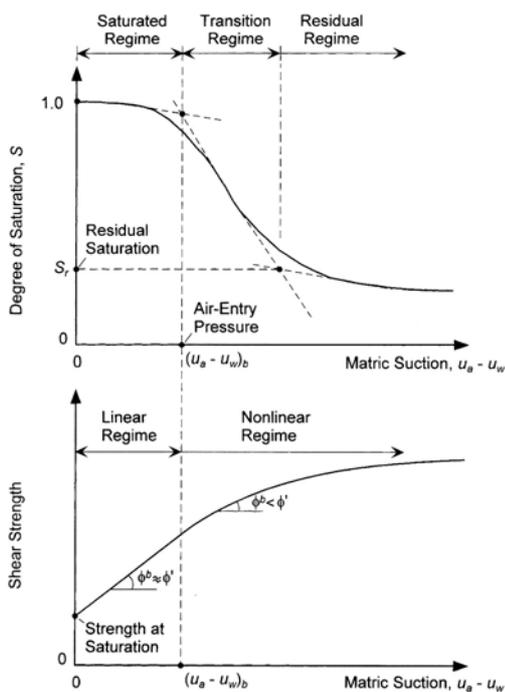


Abbildung 3.25: Zusammenhang zwischen Wasserspannungskurve und Scherfestigkeit (aus LU & LIKOS, 2004, nach VANAPALLI et al., 1996)

### 3.4 Zugfestigkeit bindiger Böden

Zur Bestimmung der Zugfestigkeit von Böden ist eine Vielzahl unterschiedlicher Versuchsarten bzw. -ansätze bekannt. Generell lassen sich diese in indirekte und direkte Zugversuche unterteilen, diese wiederum können in weitere ‚Unterarten‘ unterschieden werden. Zu den indirekten Zugversuchen zählt man Biegeversuche (bending test, flexure test, etc.), Druckversuche (verschiedene Punktlastversuche bzw. Crushing Test, Punch Test, Brazilian Test) und auch die Hohlzylindertechnik. Bei diesen Versuchen wird die Zugbeanspruchung indirekt beim Wirken von Schwerkraften über Kompression bzw. Biegung initiiert. Direkte Aussagen zu den Zugkräften erhält man in Zentrifugenversuchen, mit der pneumatischen Bruchmethode und bei direkten Zugversuchen im engeren Sinne. Bei den letztgenannten erfolgt eine direkte Zugkraftapplikation am Probekörper und die Krafteinleitung erfolgt je nach Versuchskonzeption horizontal bzw. vertikal.

Einen guten Überblick über die genannten Versuche liefern u. a. JUNGE (1999) und DEXTER & WATTS (2001), wobei erstgenannter auf die Vor- und Nachteile bzw. Grenzen der einzelnen Ansätze detailliert eingeht, DEXTER & WATTS sich hingegen mehr auf die indirekten Versuche konzentrieren. JUNGE leitet aus seinen umfangreichen Recherchen ab, dass für die Untersuchung der wasserspannungsabhängigen Zugfestigkeit bindiger Böden und deren Bruchverhalten nur direkte Zugversuche im engeren Sinne zu empfehlen sind. Hier kann ein eindeutiges, nicht durch Scherspannungen beeinflusstes bzw. überlagertes Zugversagen auftreten. Aus den indirekten Verfahren lassen sich somit nur mehr qualitative Aussagen - wie die in der Bodenkunde häufig verwendete Aggregatfestigkeit - ableiten, nicht jedoch direkt die eigentliche Zugfestigkeit eines Materials. Die Abbildung 3.26 gibt skizzenhaft einen Überblick zur Versuchsanordnung einiger der genannten Verfahren.

Im Folgenden wird ein Ausschnitt aus der umfangreichen Literatur (überwiegend direkte Zugversuche) chronologisch aufgezeigt und diskutiert. Das Hauptaugenmerk liegt auf den Bodenarten und den Versuchsrandbedingungen (Probenherstellung, Dichte, Wassergehaltsbereiche, Proben-durchführung, etc.). Ausgewählt wurden vor allem Böden, die am ehesten als Dichtungsboden einer mineralischen Dichtung in einem Oberflächenabdichtungssystem vorstellbar sind.

Von weiteren direkten Zugversuchen an verschiedenen Böden und bodenähnlichen Materialien berichten u. a. HAEFLI (1951), TSCHBOTARIOFF et al. (1953), VOMOCIL & WALDRON (1962), WENZ (1967), DOWDY & LARSON (1970, 1971), DOWDY (1972, 1975), SATYABARYANA & RAO (1972), LUSHNIKOV et al (1973), KEZDI & HORVATH (1973), SNYDER & MILLER (1985a, 1985b, 1989), MIKULITSCH & GUDEHUS (1995), QUANDT et al. (1997), MEIBNER & WENDLING (1998), MIKULITSCH (1999), JUNGE (1999), QUANDT (2000), JUNGE et al. (2000), WENDLING & MEIBNER (2000a, 2000b, 2001), MUNKHOLM et al. (2002), WENDLING, 2004. Umfangreich vorgestellt sind ebenfalls die Ergebnisse zu indirekten Zugversuchen an Böden und bodenähnlichen Materialien wie z. B. von NA-

RAIN & RAWAT (1970), FANG & CHEN (1972), ROGOWSKI & KIRKHAM (1976), FANG & FERNANDEZ (1981), AL-HUSSAINI (1981), SCHUBERT (1982) MULLINS & PANAYIOTOPOULOS (1984), HADAS & LENNARD (1988), DASS et al. (1994), HALLET et al. (1995), FAVARETTI (1995), PIERRAT & CARAM (1997), MUNKHOLM & Kay (2002), MUNKHOLM et al. (2002), KIM & STURE (2002), KIM & HWANG (2003).

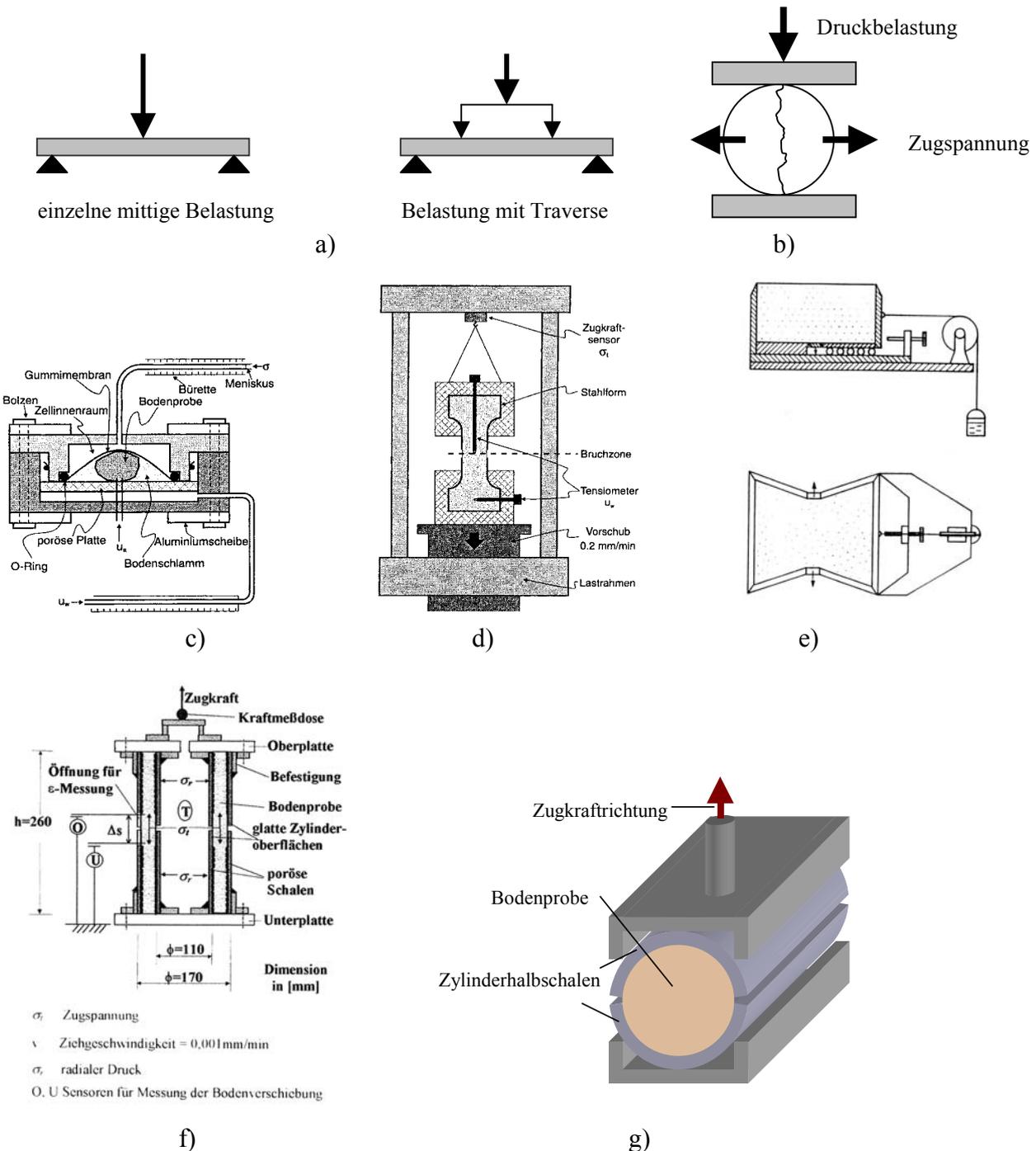


Abbildung 3.26: Indirekte und direkte Zugversuche a) Biegeversuch, b) Druckversuch, c) pneumatische Bruchmethode (SNYDER & MILLER, 1985b), direkte Zugversuche i. e. S – d) SCHERBECK (1992) und HEIBROCK (1996) ohne, JUNGE (1999) mit Tensiometer, e) MIKULITSCH & GUDEHUS (1995), f) WENDLING (2004) und g) TANG & GRAHAM (2000)

In VOMOCIL & CHANCELLOR (1967) werden für verschiedene Böden (u. a. TM, TL) wasser­gehaltsabhängige Zugfestigkeiten grafisch dargestellt (u. a. Abbildung 3.27). Die Festigkeitswerte reichen hier bis ca. 120 kN/m<sup>2</sup> bei ca. 0,05 bzw. 0,15 vol. Wassergehalt und der Verlauf infolge Wasserreduzierung hat eine konkave Ausprägung. Die Versuche wurden in einer Zentrifuge (siehe auch VOMOCIL et al., 1961) mit zylindrischen Probekörpern durchgeführt. Inwiefern die Zentrifugalkräfte die Wassergehaltsverteilung / Wasserspannungen im Versuch (bzw. beim Bruch) verändern, wurde nicht quantifiziert; erreichte Dichten sind zudem nicht angegeben. In VOMOCIL et al. (1961) wurden mit den obigen und weiteren Böden an verdichteten sog. Bodenbriketts (Wassergehalt konstant, Dichte ansteigend) bzw. an zylindrischen Bodenproben mit (fast) konstanter Dichte und variierender Wasserspannung weitere Zugversuche durchgeführt. Dabei wurden für die Briketts Zugfestigkeitswerte bis 63 kN/m<sup>2</sup> und für die zyl. Proben bis 35 kN/m<sup>2</sup> gemessen.

Direkte Zugversuche an einem tonig, schluffigen Sand und vergleichende Biegeversuche werden bei FARRELL et al. (1967) beschrieben. Die direkten Zugversuche wurden an zylindrischen (d = 3,8 cm, h = 7,6 cm), mit einer mittleren Dichte von 1,7 g/cm<sup>3</sup> bei 14 % Wassergehalt hergestellten und dann getrockneten Probekörpern durchgeführt. Die Proben sind mit Epoxiharz an beiden Enden mit der Zugeinrichtung zum Kraftübertrag verbunden (verklebt). In den Abbildungen 3.28 ist der Verlauf der Zugfestigkeit bei unterschiedlich stark getrockneten Proben dargestellt. Bei einem gravimetrischen Wassergehalt von knapp 2 % erreicht die Zugfestigkeit ca. 165 kN/m<sup>2</sup>. Aus den vergleichenden Biegeversuchen – zwei Druckpunkte, l = 7,6 cm, b = t = 2,5 cm – ergab sich näherungsweise ein konstanter, materialabhängiger Bruchkoeffizient (Bruchfestigkeit bei Biegeversuch zu Zugfestigkeit bei direktem Zugversuch) von ca. 1,5.

Ebenfalls von direkten Zugversuchen und vergleichenden Biegeversuchen berichten AJAZ & PARRY (1974, 1975). Getestete Böden sind ein Gault Clay (TA) und ein Balderhead Clay (TL). An

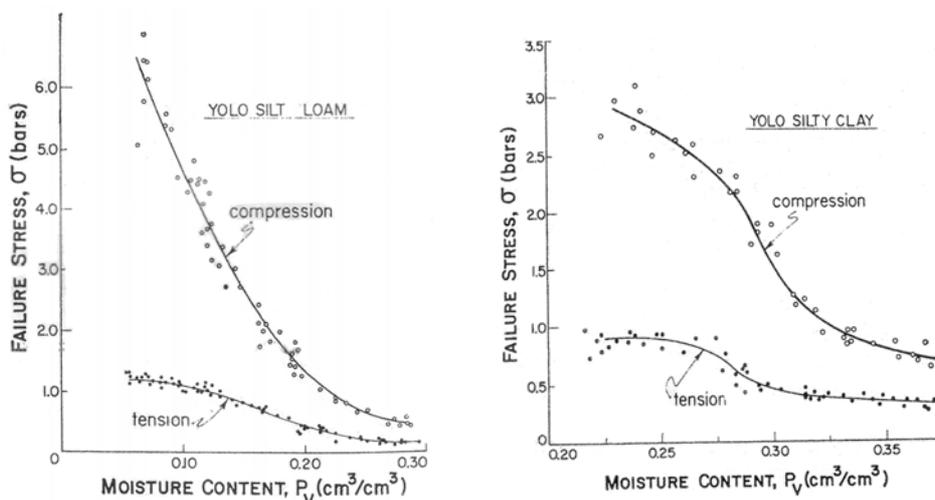


Abbildung 3.27: Bruchspannungen für 2 bindige Böden (aus VOMOCIL & CHANCELLOR, 1967)

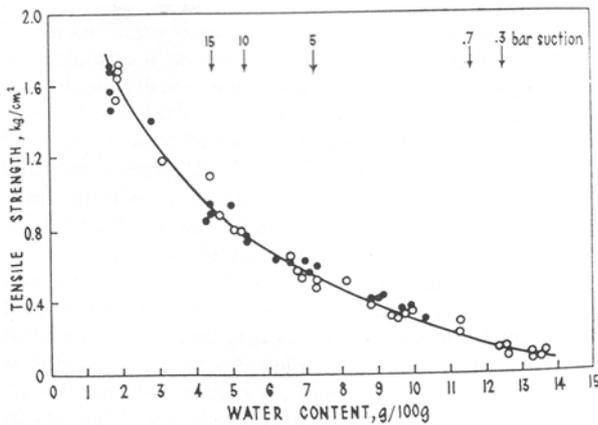


Abbildung 3.28: Einfluss der Wassergehalte bzw. Wasserspannung auf die Zugfestigkeit (aus FARRELL et al., 1967)

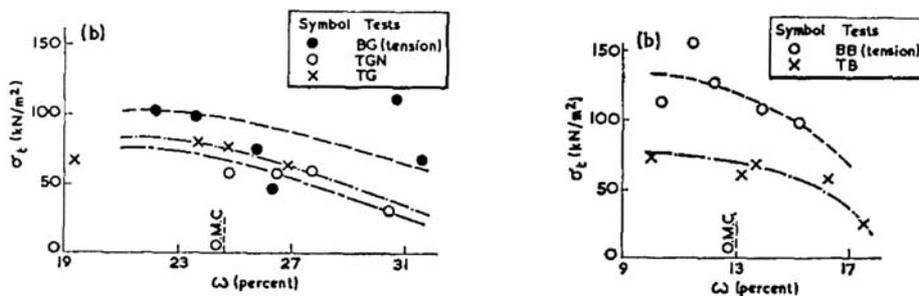


Abbildung 3.29: Bruchspannung bezogen auf den Wassergehalt, links Gault Clay, rechts Balderhead Clay (aus AJAZ & PARRY, 1975)

variierenden Wassergehalten (und entsprechenden Dichten) wurden last- sowie dehnwegabhängige Versuche gefahren. Abbildung 3.29 zeigt die Ergebnisse (BG- und BB-Werte stammen aus den Biegeversuchen). Der entsprechende Koeffizient für Biege- zu Zugversuchen liegt bei 1,3 bis 1,6 für den Gault Clay, bei 1,7 – 1,8 für den Balderhead Clay. In Abbildung 3.30 werden Zusammenhänge zwischen Dehnung, Wassergehalt und Versuchsart grafisch dargestellt. Weitere Aussagen zu den Modulen und der Zeitabhängigkeit finden sich in AJAZ & PARRY (1975) und AJAZ (1980).

SCHERBECK (1992) führte mit der in Abbildung 3.26 d) dargestellten Versuchsanordnung (aber ohne Tensiometermessungen) direkte Zugversuche an einem Kaolin (TM) und einem Diaton (TA) durch. Die Probekörper wurden unter verschiedenen Dichten hergestellt (Konsolidierung unter Auflast, normaler und modifizierter Proctorversuch). Die Versuche wurden weg- (0,05 %/min) wie auch kraftgesteuert (7 kN/min) durchgeführt. Bei den kraftgesteuerten Zugversuchen wurden eine höhere Zugfestigkeit wie auch eine größere Grenzdehnung festgestellt, ebenso bei den konsolidierten Proben. Abbildung 3.31 zeigt die Ergebnisse zur Zugfestigkeit, Zugmodul und Grenzdehnung bezogen auf die Konsistenzzahl. Eine Zusammenfassung verschiedener direkter und indirekter Zugversuche

und deren Ergebnisse anhand einer Literaturrecherche findet sich ebenfalls im Anhang von SCHERBECK (1992).

CAUSARANO (1993) untersuchte die Abhängigkeit der Zugfestigkeit von Wassergehalt, Organ-

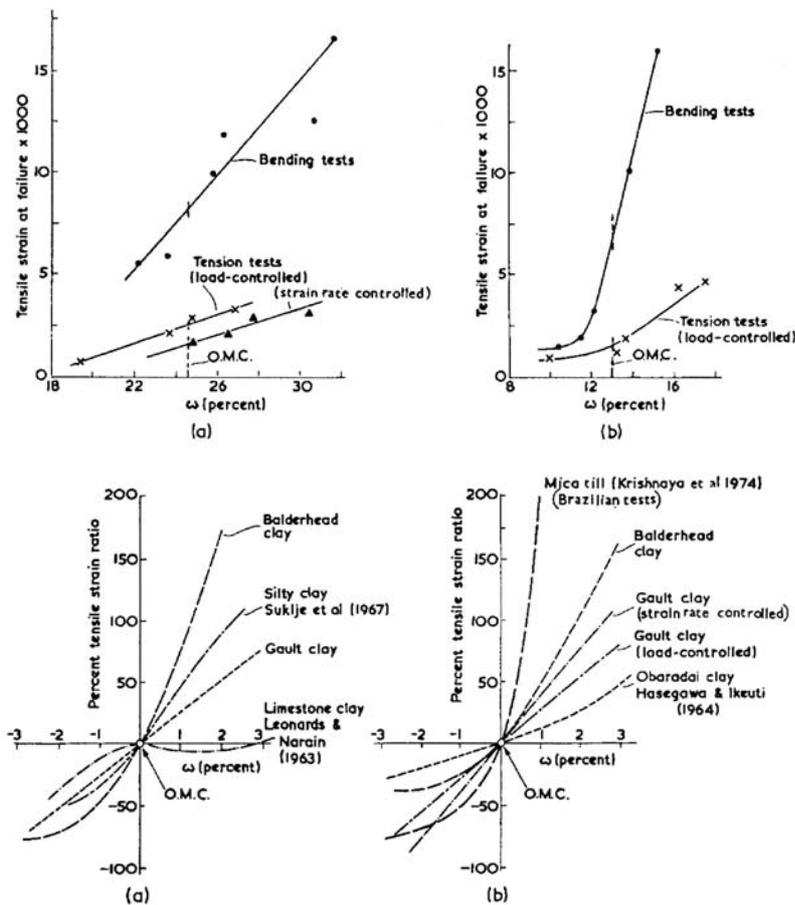


Abbildung 3.30: Die Veränderung der Zugbruchsdehnung in Abhängigkeit vom Wassergehalt und Dehnungsrate, a) Gault Clay, b) Balderhead Clay (aus AJAZ & PARRY, 1975)

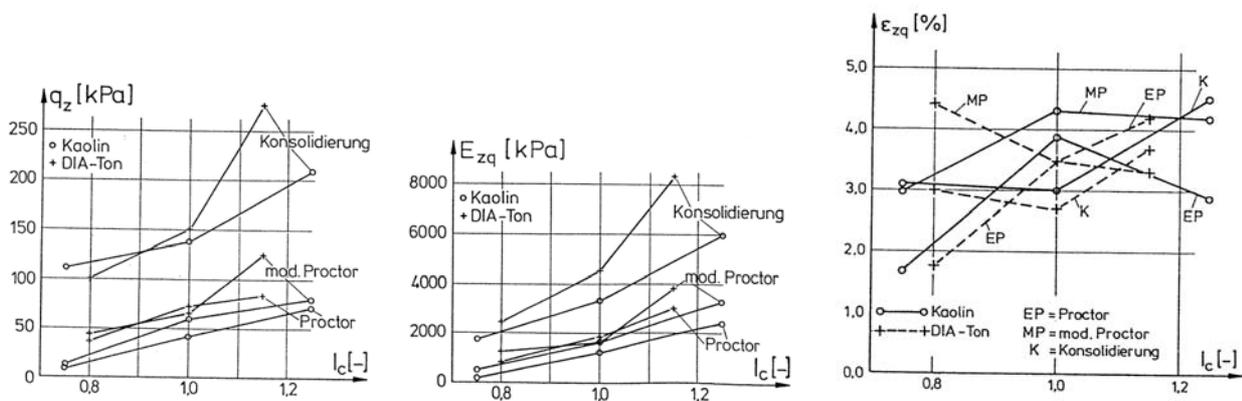


Abbildung 3.31: Abhängigkeit der Zugkennwerte und des E-Moduls von der Konsistenzzahl (aus SCHERBECK, 1992)

gehalt und Aggregatgröße, für verschiedene Entnahmehorizonte bzw. landwirtschaftliche Bearbeitungen an einem sandigen Lehm und einem Ton in Druckversuchen (indirekte Zugversuche). Abbildung 3.32 beschreibt die Abhängigkeit vom Wassergehalt. Bei Wassergehalten unter 5 % (Lehm) bzw. 10 % (Ton) sind indirekte Zugfestigkeiten von bis zu 180 bzw. 1440 kN/m<sup>2</sup> festzustellen. Abbildung 3.33 zeigt den Zusammenhang zur Aggregatgröße für Wasserspannungen von 10 kN/m<sup>2</sup> (Quadrat), beim Lehm 1500 kN/m<sup>2</sup> bzw. Ton 2800 kN/m<sup>2</sup> (Dreieck) und luftgetrocknet bei 82,5 MN/m<sup>2</sup> (Kreis).

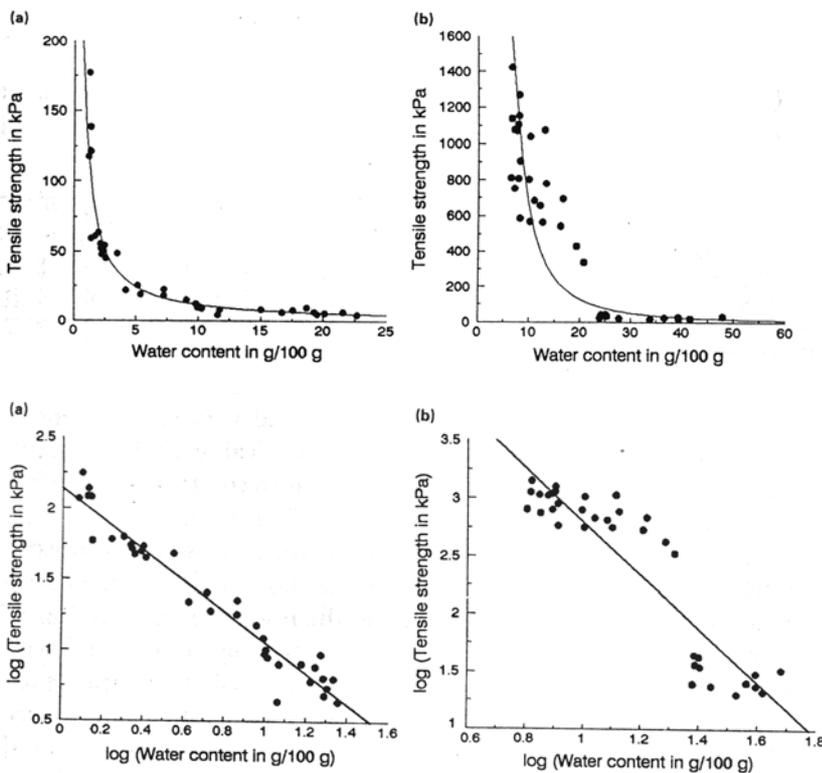


Abbildung 3.32: Wassergehaltsabhängige Zugfestigkeit aus indirekten Zugversuchen (Druckversuchen), a) Lehm, b) Ton (aus CAUSARANO, 1993)

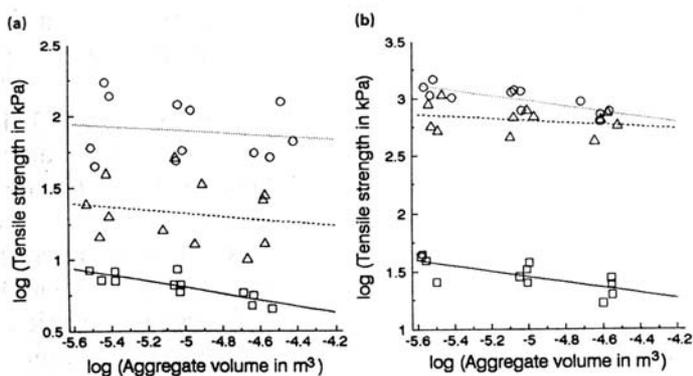


Abbildung 3.33: Einfluss der Aggregatgrößen, a) Lehm, b) Ton (aus CAUSARANO, 1993)

Auf Basis der Untersuchungen von SCHERBECK (1992) führte HEIBROCK (1996) eine Anzahl von direkten Zugversuchen (vgl. Abbildung 3.26 d) mit dem Diaton (TA) durch. Die Proben wurden einheitlich mit der optimalen Proctordichte und –wassergehalt hergestellt, dann befeuchtet bzw. getrocknet und danach gezogen ( $v = 0,5 \text{ \%}/\text{min}$ ). Abbildung 3.34 zeigt die Ergebnisse für Proben in verschiedenen Lagen aus dem Proctortopf bezogen auf die wirkenden Wasserspannungen. Diese wurden indirekt über die Wassergehalte nach dem Versuch und parallel bestimmten Wasserspannungskurven errechnet. Die Punkte 1-3 sind aus dem Verlauf aus unterschiedlichen Gründen herauszunehmen. Die Zugfestigkeiten erreichen Werte bis zu  $400 \text{ kN}/\text{m}^2$ .

BRAUNS et al. (1999, 2000) untersuchten verschiedene bindige Böden (TL, TM, TA) mit eingespannten zylindrischen Proben (Einspannprinzip vergleichbar dem eines Granulatankers nach WEHR

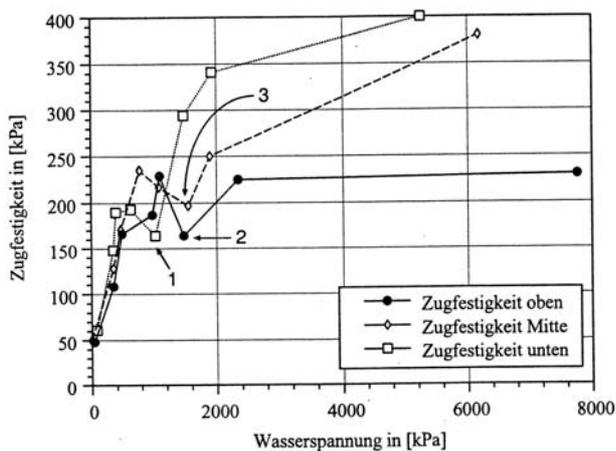


Abbildung 3.34: Zugfestigkeit als Funktion der Wasserspannung (aus HEIBROCK, 1996)

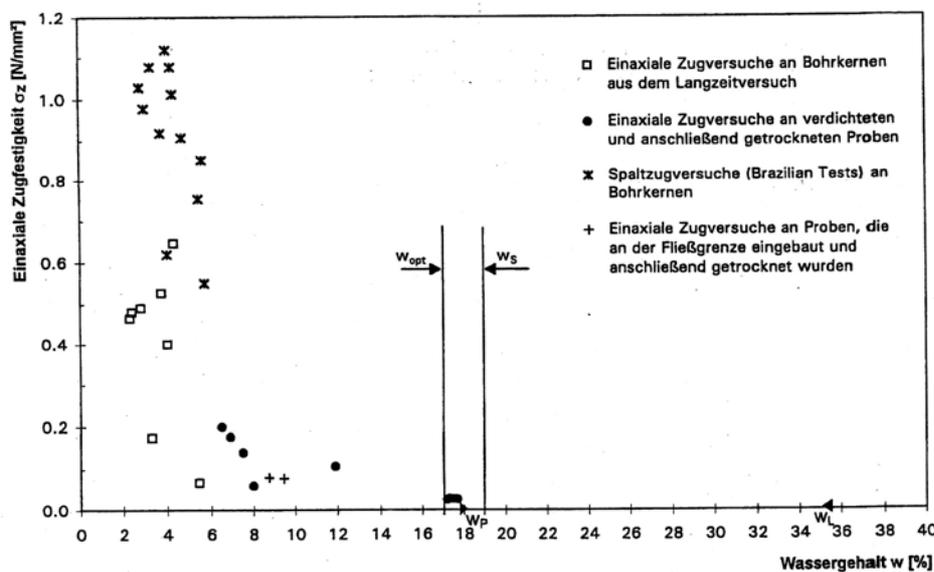


Abbildung 3.35: Einaxiale Zugfestigkeiten des TM Bodens (BRAUNS et al., 1999)

1998) sowie in Spaltzugversuchen (Brazilian Tests) auf Zug. In Abb. 3.35 sind Ergebnisse der Untersuchungen an einem TM dargestellt. Für Wassergehalte unter 8 % ist ein starker Anstieg der direkten Zugfestigkeiten festzustellen, das Maximum liegt bei ca. 640 kN/m<sup>2</sup>.

TANG & GRAHAM (2000) haben in der in Abbildung 3.26 g) vorgestellten Zugeinrichtung ein Sand-Bentonit-Gemisch auf Zug beansprucht. Die Proben wurden einheitlich dicht hergestellt (1,67 g/cm<sup>3</sup>, 19,4 % Wassergehalt) und dann teilweise getrocknet, um höhere Wasserspannungen zu erreichen (von 4 auf 6,5 bzw. 10 MN/m<sup>2</sup>). Die Proben wurden danach vor dem Versuch in die Einrichtung eingeklebt, abgedichtet und nach einer Ruhezeit gezogen ( $v = 0,305$  mm/min). Abbildung 3.36 zeigt die wenigen erzielten Ergebnisse, eine fast lineare Zunahme der Festigkeiten.

In BRÜGGEMANN (1998) wird von direkten Zugversuchen nach Abbildung 3.26d) (ohne Tensio- meter) und an voll- und hohlzylindrischen Proben (siehe HEIBROCK et al., 2003, und Kapitel 4 ff.) mit Kaolin-Ton berichtet. Eine Auswertung der Ergebnisse erfolgte in HEIBROCK et al. (2003). Die Proben wurden im Proctortopf bei Proctordichte und –wassergehalt verdichtet und dann auf verschiedene Wassergehalte heruntergetrocknet bzw. befeuchtet. Die Zugversuche wurden dann weg- gesteuert ( $v = 0,06$  mm/min) durchgeführt. Den einzelnen Wassergehalten konnten über die bekann- ten Wasserspannungskurven die entsprechenden Wasserspannungen zugeordnet werden. Abbildung 3.37 zeigt die Entwicklung der Zugfestigkeiten und der Streuungen im Bezug auf die Wasserspan- nungen. Die maximal erreichten Zugfestigkeiten lagen bei ca. 270 kN/m<sup>2</sup>.

NAHLAWI et al. (2004) berichten von direkten, horizontalen Zugversuchen (ähnlich wie Abbil- dung 3.26 e) an einem hochplastischen Ton und zersetztem Fels mit Zementadditiven. Der Ton ( $w_1 = 127$  %,  $w_p = 26$  %) wurde mit verschiedenen Wassergehalten (und Dichten) eingebaut (s. Abbildung 3.38) und dann bei 0,12 – 0,9 mm/min gezogen. Abbildung 3.38 zeigt links die Zugspannungsent- wicklung über den Dehnweg und rechts tabellarisch die einzelnen Randbedingungen und Ergebnis- se. Bei immer noch recht hohen Wassergehalten lag das Maximum der Zugfestigkeit bei ca. 123 kN/m<sup>2</sup>.

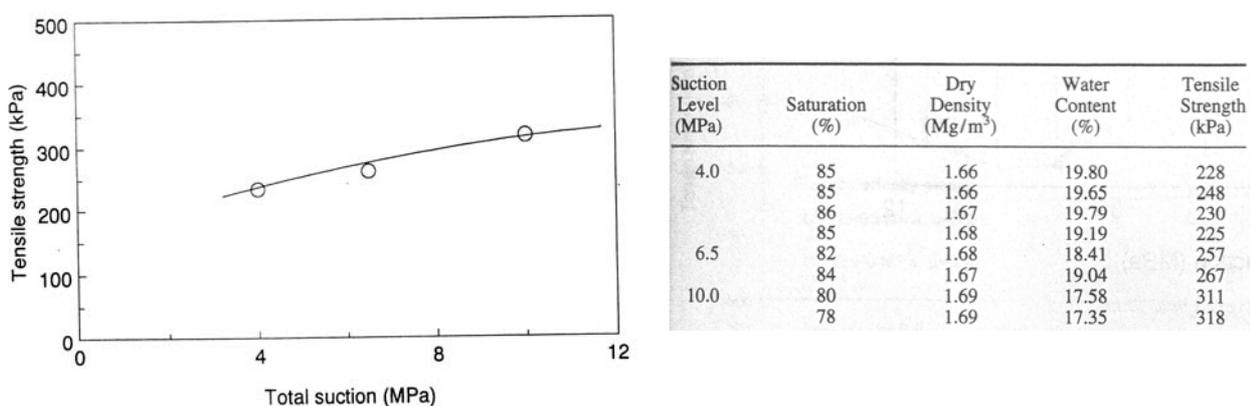


Abbildung 3.36: Zugfestigkeitswerte zu Wasserspannungen (aus TANG & GRAHAM, 2000)

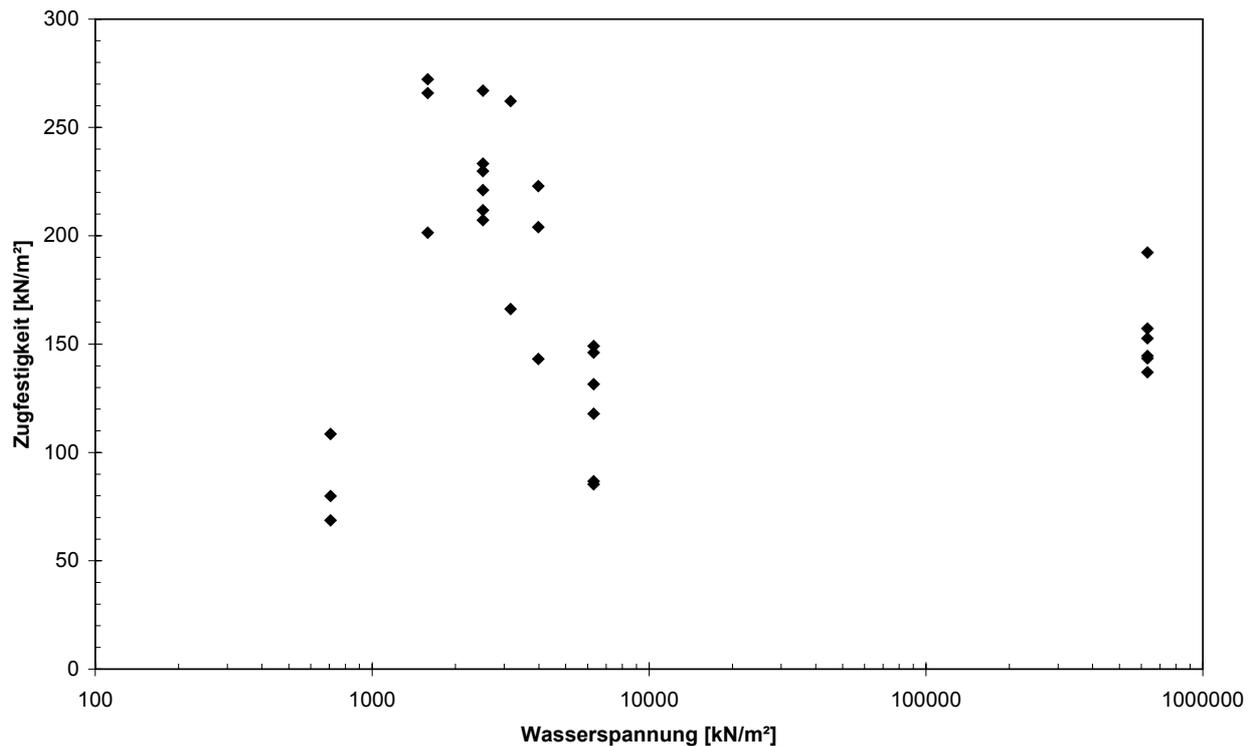


Abbildung 3.37: Zugfestigkeiten für einen Kaolin-Ton (modifiziert, aus HEIBROCK et al., 2003)

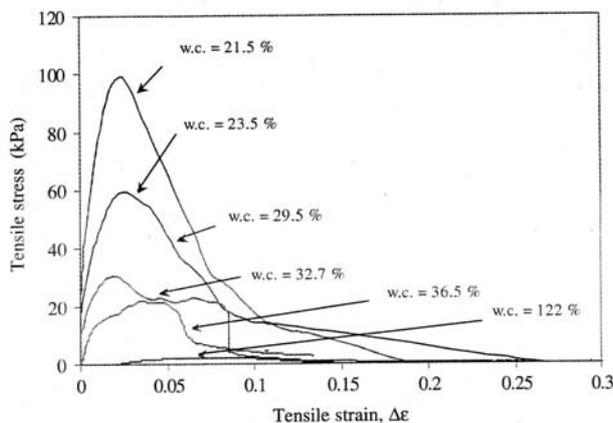


TABLE 1—Summary of test results for residual basaltic clayey soil.

Test Number	Initial Water Content (%)	Dry Density (kg/m <sup>3</sup> )	Tensile Strength (kPa)	Tensile Strain at Failure (%)	$E_s$ , Secant Modulus (kPa)
Test 1 W	122.0	620	2.16	6.15	35
Test 3 W	36.5	1240	30.5	2.00	1525
Test 2 W	32.7	1210	22.0	3.67	600
Test 4 W	29.5	1350	59.5	2.46	2418
Test 5 W	23.5	1390	99.2	2.47	4016
Test 6 W	21.5	1370	122.8	2.33	5270
Test 7 W*	58.0	—	6.9	—	—

\*For Test 7 W only the tensile strength is shown because the displacement value was in error due to LVDT malfunction.

Abbildung 3.38: Ergebnisse aus Zugversuchen an einem Ton (NAHLAWI et al., 2004)

### 3.5 Fazit Bodenmechanische Grundlagen

Bindige Böden mit einem ausreichend großen Anteil an Ton sind das Ausgangsmaterial für mineralische Dichtungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen. Die Schichten werden gewöhnlich durch dynamisches Verdichten (Verdichtungsenergie) und einem vorgegebenen Anteil an Wasser in mehreren Schichten (Überfahrten) hergestellt.

In den Kapiteln 3.1 und 3.2 wurden entsprechende Hintergründe zu den Tonen (Tonmineralien und –aggregate), die Bildung von Strukturen mit Aggregat- und Porengrößen sowie das Schrumpfverhalten dargestellt. Die Art und Menge des Tons, das Wasser und die Verdichtung führen zu den typischen, stark variierenden bodenmechanischen Eigenschaften der bindigen Böden. Für die weiteren Betrachtungen ist insbesondere die unterschiedliche Strukturausprägung bei der Verdichtung nach dem Proctorversuch (als Standard) hervorzuheben, da sich je nach Bereich (trockener als Optimum, Optimum, feuchter als Optimum) kartenhausähnliche, metastabile bis zu fast parallelen Tonaggregatstrukturen bilden. Damit einhergehend ist die Anzahl und die Größe der Inter- und Intraaggregatporen der Bodenmatrix ebenfalls unterschiedlich.

Da verdichtete bindige Böden meist in einem teilgesättigten Zustand vorliegen, wurden des weiteren in Kapitel 3.3 die wichtigsten Grundlagen zur Mechanik teilgesättigter Böden dargestellt, insbesondere zu den Wasserspannungskurven und der (Scher-) Festigkeitsentwicklung.

Einen Überblick zu den verschiedenen Methoden, die Zugfestigkeit von Böden bzw. bodenähnlichen Materialien zu bestimmen, zeigte das Kapitel 3.4. Ergänzt wurde dieser mit ausgewählten Versuchsergebnissen aus der Literatur bei Konzentration auf dichtungsähnliche bzw. -relevante Böden und Randbedingungen. Die daraus abgeleiteten Ergebnisse lassen folgende Aussagen zu:

- Die Zugfestigkeit der untersuchten Böden nimmt in allen Fällen mit kleiner werdendem Wassergehalt zu, in sehr trockenen Bereichen teilweise sogar überproportional stark. Jedoch sind auch annähernd konstante bzw. wieder abnehmende Zugfestigkeiten nach einem Hochpunkt / Maximum festzustellen. Genauer zu klären wäre somit, wie und in welchen Wassergehaltsbereichen sich die Zugfestigkeit entwickelt.
- Die maximalen Zugfestigkeitsgrößen sind recht unterschiedlich, obwohl manche der Bodenarten ähnliche Festigkeiten erwarten lassen würden. Mehrere Versuchsserien erreichen bei ähnlichen Randbedingungen Werte von ca. 100 – 140 kN/m<sup>2</sup>; andere streuen im Bereich 250 bis 400 kN/m<sup>2</sup> und vereinzelt werden auch darüber hinausgehende Werte gemessen.
- Die untersuchte Spannweite der Wassergehalte (Sättigungsgrade) war meist nicht sehr umfangreich, so dass kaum Aussagen in den Randbereichen (trocken, feucht) möglich sind.
- Die Dehnungseigenschaften in Form von Bruchdehnung und Dehnungsmodul werden nur selten aufgeführt, sind jedoch z. B. für die Quantifizierung von Volumenänderungen und für Spannungsberechnungen sehr wichtig.
- Die ‚Herangehensweise‘ an die untersuchten Dichten der Proben ist bei den genannten Versuchen recht unterschiedlich. In einigen Untersuchungen benutzt man die sich mit variierendem Wassergehalt einstellenden Dichten, andere Untersuchungen stellen alle Proben bei einer einheitlichen Dichte und Wassergehalt her und ändern dann erst die Wassergehalte für die Zugversuche. Bei den letztgenannten Untersuchungen kann man von einer einheitlichen Strukturausbil-

dung des Bodenmaterials ausgehen, bei den erstgenannten Untersuchungen jedoch eher nicht, was insgesamt eine Bewertung dieser Ergebnisse erschwert, da dort eigentlich jeweils von einem ‚anderen‘ Boden ausgegangen werden muss.

- Die Zugversuchsmethoden inkl. die Krafteintragung in die jeweilige Probe sind für die hier beschriebenen Zugversuche sehr unterschiedlich. Auch unterscheidet sich die Geschwindigkeit bei der Versuchsdurchführung um mehrere Größenordnungen je nach Versuch, was aufgrund des Einflusses der Zähigkeit auf die Festigkeitsentwicklung bei bindigen Böden und auf das Gesamtergebnis nicht zu unterschätzen ist.

Aus diesen Aussagen lässt sich somit feststellen, dass eindeutige Schlüsse oder gar ein Vergleich aus den bekannten Zugversuchen an bindigen Böden nur sehr begrenzt möglich ist. Insbesondere für die gegebenen Randbedingungen und zu erwartenden Einflüsse einer bindigen Dichtungsschicht eines Oberflächenabdichtungssystems sind damit wenig relevante Vorhersagen abzuleiten. Die nun in Kapitel 4 folgende Konzeption und die Ergebnisse der eigenen Zugversuche (und weiterer ergänzender Versuche) sollen dieses Wissensdefizit vermindern und allgemeingültigere Aussagen zulassen. Hierin postuliert sich somit eines der Hauptziele dieser Arbeit, eindeutige Größen und Verläufe der Zugfestigkeit und entsprechende Dehnungskenngrößen bindiger, verdichteter Böden bei variierender Bodenstruktur und unterschiedlicher Wassergehalte zu bestimmen. Daraus lassen sich dann, bezogen auf die mineralischen Dichtungen, auch Aussagen zu deren Rissgefährdung in Oberflächenabdichtungssystemen ableiten.

Die Zugversuche bis zum Bruchversagen müssen jeweils an Bodenproben mit einer einheitlichen Bodenstruktur (bei konstanter Zuggeschwindigkeit) durchgeführt werden, die jedoch im Wassergehalt (als Ausgangskenngröße) variiert werden, da auch eine mineralische Dichtung immer mit einer bestimmten Bodenstruktur infolge der Verdichtung beim Einbau vorliegt und dann infolge der unterschiedlichen Einflüsse eine Wassergehaltszunahme bzw. –abnahme erfährt. Mithilfe von Schrumpfversuchen und Wasserspannungskurven, bei Kenntnis des jeweiligen Probenvolumens, lassen sich die Wassergehalte dann in weitere Kenngrößen, wie z. B. die Wasserspannung, umformen. Man erhält somit über weite Feuchtigkeitsbereiche den Verlauf und die Größen der Zugfestigkeit wie auch des Dehnungsmoduls für unterschiedlich strukturierte Böden. Dieses knapp beschriebene Vorgehen wird im folgenden Kapitel 4 anhand eigener Versuche ausführlich erläutert.

## 4 Versuche

### 4.1 Vorbemerkungen

Nachdem in den vorherigen Kapiteln ein umfassender Überblick über die thematischen Hintergründe sowie einem Grossteil der für diese Arbeit wichtigen Literatur und Versuchsergebnisse gegeben wurde, werden im nun folgenden Kapitel die vom Autor durchgeführten experimentellen Untersuchungen detailliert vorgestellt.

In Kapitel 4.2 werden beginnend mit der Probenherstellung für die Zugversuche und deren Versuchsablauf / Durchführung des Weiteren die Durchführung und Ergebnisse von Schrumpfversuchen und Versuche zur Wassergehalts-Wasserspannungs-Beziehung (Wasserspannungskurven) an den ausgewählten Böden sowie weitere Materialkennwerte der Böden aufgezeigt. Die daraus resultierenden Ergebnisse und Kennwerte werden für die Auswertung der Zugversuche und die weiteren Berechnungen benötigt bzw. verwendet.

In Kapitel 4.3 werden dann die Ergebnisse aus den Zugversuchen präsentiert. Hierbei werden die für die verschiedenen Böden und Bodenstrukturen erzielten Zugfestigkeiten und Dehnungsmodule auf Basis verschiedener Kennwerte dargestellt. Ausgewählt dazu wurden der volumetrische Wassergehalt, die Wasserspannung (abgeleitet aus den in Kap. 4.2 bestimmten Wasserspannungskurven) und die Trockendichte. Die in den Zugversuchen erzielten Ergebnisse werden in die dann folgenden Kapitel für weitere Untersuchungen bzw. Berechnungen einbezogen, um sie für die Prognose der Rissgefährdung in Oberflächenabdichtungen verwenden zu können.

In Kapitel 4.4 werden die Ergebnisse der Zugversuche ausführlich auf deren Bedeutung hin diskutiert sowie bei einer vergleichenden Betrachtung eingeordnet. Mit einem kurzen Fazit wird dieses zentrale Kapitel dieser Arbeit abgeschlossen.

## 4.2 Versuchseinrichtung und -durchführung

### 4.2.1 Probenherstellung und Versuchsablauf der Zugversuche

Die beiden für die Versuche eingesetzten regionalen Tone Plessa und Themar wurden direkt in den Tongruben gewonnen und dann in Plastiksäcken bzw. Transportwannen wasserdicht in die MFPA Weimar transportiert. Der Ton Plessa konnte ohne Behandlung weiterverarbeitet werden; bei Ton Themar wurden für die Versuche Kornanteile größer  $d = 2$  mm abgesiebt. Weitere Details und Parameter zu den verwendeten Böden finden sich in Kap. 4.2.3

Die Herstellung der Zugversuchsproben basiert auf einem leicht modifizierten Verfahren nach HEIBROCK et al. (2003). Ein Ablaufschema ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

Zur Herstellung der Zugversuchsproben wurde die benötigte Menge an Tonboden zu kleinen Kügelchen geschreddert (ca. 5 mm), gegebenenfalls befeuchtet bzw. getrocknet, homogenisiert und für einen Ausgleich des Wassergehalts im Boden ca. 48 h gelagert. Nun wurde, je nach Serienrandbedingung (100 %-Proctor, 97 %-Proctor auf dem nassen oder trockenen Ast), der Boden im Proctortopf ( $d = 150$  mm,  $h = 120$  mm) bei entsprechendem Wassergehalt verdichtet (nach DIN 18127, dynamische Verdichtung, 3 Lagen zu je 25 Schlägen). Die Proctorprobe wurde anschließend ausgebaut und parallel zu den Lagen in drei Schreibern geschnitten, welche in markierten (oben, Mitte, unten) Tüten wasserdicht gelagert wurden. Als nächstes wurde jeweils mit einem Holzschneckenbohrer ein Loch in die einzelnen Scheiben gebohrt ( $d = 8$  mm), anschließend das Loch nochmals mit einem normalen 8 mm-Holzbohrer nachbearbeitet. Nun wurde ein folienumwickelter 7 mm-Stab vorsichtig in das Loch eingeführt und dann die ganze Scheibe incl. Stab in ein Trimmgerät (Abbildung 4.3 links) eingespannt. Die Scheiben wurden auf Zylinderform getrimmt ( $d = 24 - 25$  mm), der Stab vorsichtig herausgezogen, der nun rohe Hohlzylinder gewogen und zur weiteren Bearbeitung luftdicht verpackt. In den einzelnen Arbeitsschritten wurden immer wieder Proben zur Wassergehaltsbestimmung genommen. Nach diesem beschriebenen Verfahren wurden die gewünschte Zahl an Versuchskörpern für die einzelnen Zugversuchsserien hergestellt. Das bedeutet, dass jede Versuchsserie auf einer einheitlichen Bodenstruktur basierte. Wie in Kapitel 3.2 beschrieben, kann die Struktur z. B. bei verdichteten Tonen je nach Wassergehalt sehr unterschiedlich sein.

Um unterschiedliche Wassergehalte zu erhalten, wurden die Proben nach Vorgabe per Sprühflasche befeuchtet bzw. an der Luft bei Raumbedingungen getrocknet. Beide Vorgänge mussten langsam ablaufen und wurden in mehreren Perioden mit Zwischenlagern zum Homogenisieren der Wassergehalte in den Proben durchgeführt. Die Proben wurden zudem regelmäßig gewogen. Die hohlzylindrischen Proben haben nach dem Trimmen einen Durchmesser von ca. 24 – 25 mm, einen Innendurchmesser von 8 mm und eine Höhe von 90 mm.

Wichtig war es insbesondere, vor den Zugversuchen Aussagen zur Dichte und Porenzahl zu er-

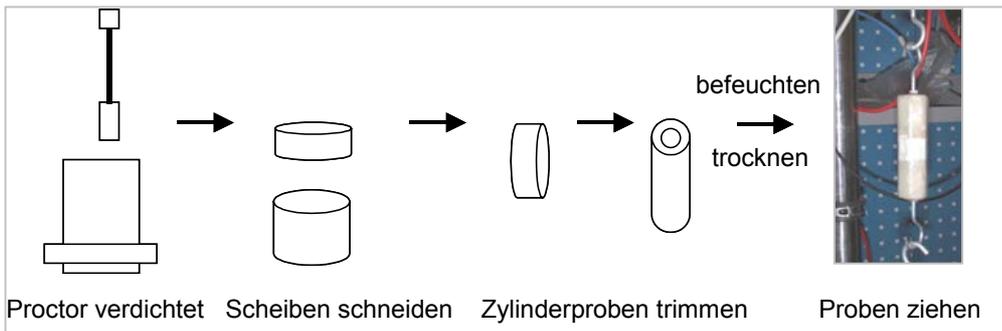


Abbildung 4.1: Schematischer Ablauf der Probenherstellung

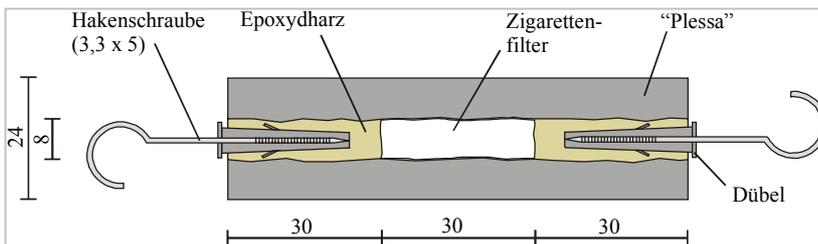


Abbildung 4.2: Schematischer Querschnitt einer Zugprobe (aus HAGNER, 2004)

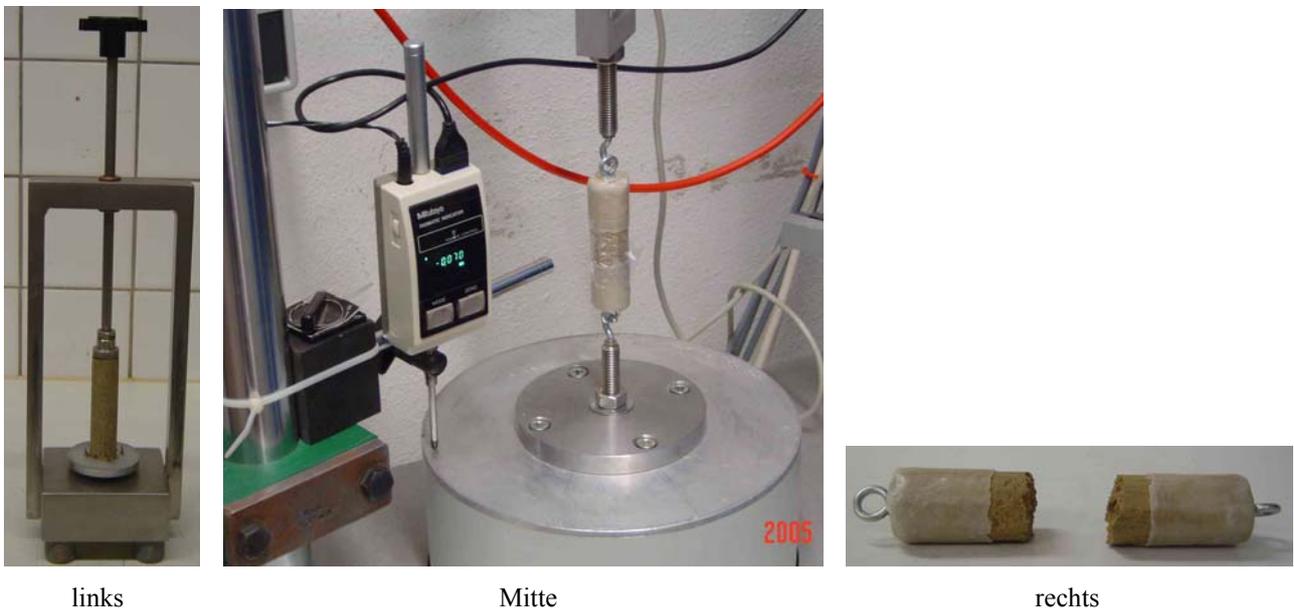


Abbildung 4.3: Trimmapparat für Proben (links), Zugversuchseinrichtung mit Probe (Mitte), sowie Probe nach Bruch (rechts)

halten. Hierfür wurde in einer Tauchwägung das Volumen und das Gewicht bestimmt. Die Volumenreduzierung des Loches musste später über die Schrumpfkurven (s. u.) abgeschätzt werden. Die

beiden Lochenden wurden mit Zigarettenfiltern verschlossen, in der Mitte (dem angestrebten Bruchbereich) wurde ein ablösbarer Klebestreifen an den Probekörper angelegt, dann wurde der ganze Versuchskörper vorsichtig in Paraffin (ca. 55 – 60°C) getaucht. Im Anschluss erfolgte die Tauchwägung mit der oben erwähnten Gewichts- und Volumenbestimmung.

Im nächsten Schritt mussten die Haken zur Übertragung der Zugkraft auf die zylindrische Bodenprobe eingeklebt werden. Die Filter an den Enden der Löcher wurden wieder entfernt. Neue Filter – an einem Ende mit Epoxiharz abgedichtet – wurden sehr vorsichtig ca. 2,5 cm von beiden Seiten in das Loch geschoben. Sie verhinderten das Einlaufen von Epoxiharz beim folgenden Einkleben von Dübeln (gekürzte Fischer-Dübel S6). Auf beiden Seiten wurden die Dübel eingebracht und einen Tag später Haken eingedreht, die ebenfalls in Harz getaucht worden waren. Die Proben (Querschnitt in Abbildung 4.2) wurden anschließend wieder in Tüten gepackt und ca. 3 Tage zum Homogenisieren gelagert.

Für den Zugversuch wurden die Proben jeweils aus den Tüten genommen und in der Mitte der Klebestreifen entfernt; somit ist keine Übertragung von Kräften über den Paraffin-Mantel möglich). In die Tüte wurden kleine Löcher zum Durchfädeln der Haken eingestochen und dann die Probe in der Tüte (verhindert eine übermäßige Wassergehaltsänderung) direkt gezogen. Die Proben wurden bei einer konstanten Zuggeschwindigkeit von 0,001 mm/s bis zum Bruch (Abbildung 4.3) belastet - bei kontinuierlicher Ablesung der Zugkraftentwicklung und Dehnung. Nach dem Bruch wurde die Bruchstelle lokalisiert und Proben zur Wassergehaltsbestimmung direkt aus dem Bruchbereich sowie aus ca. 1 – 1,5 cm weiter davon entfernten Bereichen entnommen.

#### **4.2.2 Beschreibung der Schrumpfversuche und die Bestimmung der Wasserspannungskurve**

Zur Untersuchung des Schrumpfverhaltens der Böden wurden Proben in Ödometerringen bei ausgewählter Dichte und Wassergehalt (Proctorzustände) hergestellt (s. Abb. 4.4 links), diese dann zum Homogenisieren gelagert (ca. 48 Stunden) und danach langsam an der Luft getrocknet. Wenn der angestrebte Wassergehalt bzw. das Gewicht der Probe erreicht wurde, mussten die Proben mit Paraffinwachs ummantelt und mittels Tauchwägung auf Volumen und Gewicht gemessen werden (Abb. 4.4 rechts). Eine Wassergehaltsbestimmung erfolgte ebenfalls. Pro vorgegebenem Wassergehalt waren 3 Proben zu untersuchen (vgl. Details in KÄMMER, 2004).

Die Beziehung (SWCC, pF-Kurve, Wasserrückhalteverhalten etc.) zwischen Wassergehalt (bzw. Sättigung) und Wasserspannung wurde in 2 verschiedenen Verfahren näher untersucht. In druckgesteuerten Entwässerungsversuchen (axis-translation technique oder pressure plate apparatus PP)

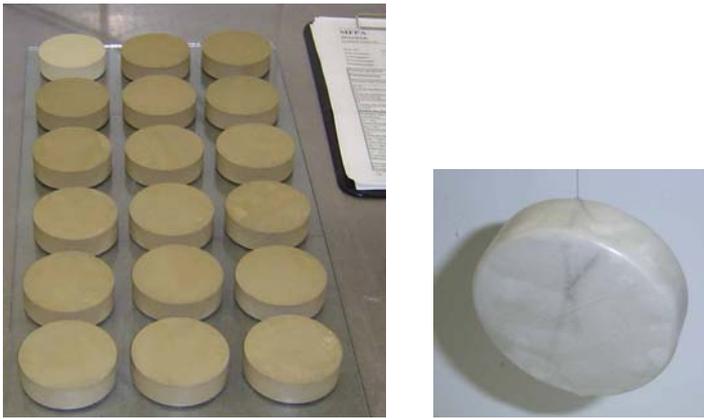


Abbildung 4.4: Probekörper beim Trocknen (links), mit Paraffin versiegelter Probekörper vor der Tauchwägung (rechts)

wurden die Matrix-Wasserspannungen bestimmt und durch die Messung der relativen Bodenproben-Luftfeuchte (im sog. chilled-mirror hygrometer CMH) konnte die totale Wasserspannung ermittelt werden. Allgemeine Hinweise (vgl. auch Kapitel 3) zu diesen beiden Verfahren liefern u. a. FREDLUND & RAHARDJO (1993), LEONG et al. (2003). LU & LIKOS (2004), AGUS et al. (2004).

Die Untersuchungen zum erstgenannten Verfahren wurden an der TU Berlin (Stoffregen, 2004) mit dem schon in DÖLL et al. (1995) bzw. AUGUST et al. (1998) detailliert beschriebenen Vorgehen durchgeführt. STOFFREGEN (2004) beschreibt zusammenfassend den Ablauf wie folgt: „Verwendet wurde eine Druckapparatur der Fa. Soil Moisture (siehe Abbildung 4.5 a) mit unterschiedlichen keramischen Platten (bis einschließlich 1500 kN/m<sup>2</sup>). Über 1500 kN/m<sup>2</sup> bis 10000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung wurden die Messungen in einem speziellem Drucktopf mit einer porösen Folie (Luft Eintrittspunkt von über 10000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung) durchgeführt. Die Proben wurden in Stechzylindern per Hand in mehreren Schichten verdichtet. Danach wurden die Proben (im Stechzylinder) bei 1 kN/m<sup>2</sup> Wasserdruck aufgesättigt. Für die Versuche bis 300 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung wurden Stechzylinder von 100 cm<sup>3</sup> (Höhe:  $h = 40$  mm, Fläche:  $A = 56,4$  mm<sup>2</sup>) verwendet. Für die Versuche über 300 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung wurden Messzylinder mit 3,4 cm<sup>3</sup> ( $h = 10$  mm,  $A = 20,8$  mm<sup>2</sup>) benutzt, um die Versuchsdauer zu reduzieren. Das ist möglich, da bei diesen Wasserspannungen das Wasser aus dem strukturabhängigen Grobporensystem entleert ist und damit schon kleinere Proben repräsentativ sind. Die kleinen Stechzylinder wurden aus den größeren Körpern entnommen. Bei den trockenen Proben (d. h. trockener Ast Proctor) dauerte das Aufsättigen mehrere Monate. Zudem ist bei diesen Proben die Dichte und Streuung am größten, weil eine Aggregation vorlag (die Aggregate haben eine höhere Dichte, die Zwischenräume werden unterschiedlich zerstört, hinzu kommt eine Veränderung während der Quellung.“ Die Änderung der Volumina wurde nicht untersucht (hierzu kann jedoch die Schrumpfkurve hinzugezogen werden). Die Wassergehalte wurden gravi-

metrisch bestimmt und aus der Ausgangs-Trockendichte konnte dann ein volumetrischer Wassergehalt berechnet werden.

Die CHM-Versuche wurden im Labor der Professur Bodenmechanik (Bauhaus-Universität Weimar) durchgeführt (KÄMMER, 2004). Die hier verwendeten Proben wurden parallel zu dem beschriebenen Ablauf der Schrumpfversuche hergestellt, gelagert und getrocknet. In das Messgerät (siehe Abbildung 4.5 b) wurden nur kleine Teile der Proben eingeführt und dann deren relative Luftfeuchte gemessen (pro Wassergehalt jedoch 3 verschiedene Probenteile). Die Versuche wurden gemäß dem Ablauf nach LEONG et al. (2003) bzw. AGUS et al. (2004) durchgeführt. Nachdem das Messgerät ca. 1 – 2 h an die Umgebung angepasst wurde, konnten die einzelnen Proben in den Messschacht eingeführt und die (Display-)Ergebnisse (relative Luftfeuchte und Temperatur) ca. 15 – 25 min in regelmäßigen Abständen abgelesen. Angestrebt wurden dauerhaft konstante Werte. Aus der folgenden Umformung (Gleichung 4.2) kann dann die totale Wasserspannung berechnet werden:

$$\Psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Hierbei ist  $\Psi$  die totale Wasserspannung,  $R$  die Gaskonstante (8,31432 J/(mol\*K)),  $T$  die absolute Temperatur,  $v_{w0}$  das spezifische Volumen von Wasser (1/998 kg/m<sup>3</sup> bzw. 1,002\*10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/kg bei 20 °C) und  $\omega_v$  die molare Masse von Wasserdampf (18,016 kg/kmol). ( $u_v/u_{v0}$ ) entspricht der relativen Luftfeuchtigkeit  $R_h$  ( $u_v$  der Dampfdruck des Porenwassers,  $u_{v0}$  der Sättigungsdruck des Wasserdampfes).



a)



b)

Abbildung 4.5: a) Druckapparat (pressure plate apparatus PP), b) CMH-Messgerät und Dose mit Probe

### 4.2.3 Materialparameter

Im Rahmen der Untersuchungen wurden zwei regionale Tone ausgewählt – der Ton Plessa, ein mittelplastischer Ton, sowie der Ton Themar, ein leichtplastischer Ton (nach DIN 18196). In Abbildung 4.6 sind die Körnungslinien (nach DIN 18123) und in Abbildung 4.8 die Proctorkurven (nach DIN 18127) inkl. der Sättigungslinien der beiden Böden angegeben. Die Tabelle 4.1 fasst die Bodenparameter der beiden Böden zusammen, die zudem bei Ton Plessa weiter in die Zugversuchsserien A und B unterteilt sind (u. a. FABIAN, 2004, HAGNER, 2005, APPEL, 2004, KÄMMER, 2005). Bei der Zugversuchsserie B ergaben sich geringe Abweichungen bei einigen Parametern des Ton Plessa gegenüber der Serie A. Diese sind mit den natürlichen Inhomogenitäten bzw. Streuungen bei der Gewinnung in der Tongrube zu erklären (es wurden mehrere Säcke à ca. 40 kg verarbeitet, die jedoch aufgrund des zu hohen Aufwands nicht alle zusammen homogenisiert werden konnten). Einzelne fehlende Parameter der Serie B (bei Ton Plessa) wurden durch die vorliegenden Werte der Serie A ergänzt.

In Tabelle 4.2 ist ergänzend eine Mineralanalyse des Tons Plessa (Serie A) aufgezeigt; auffallend ist hierbei insbesondere das Nichtvorhandensein von Montmorillonit.

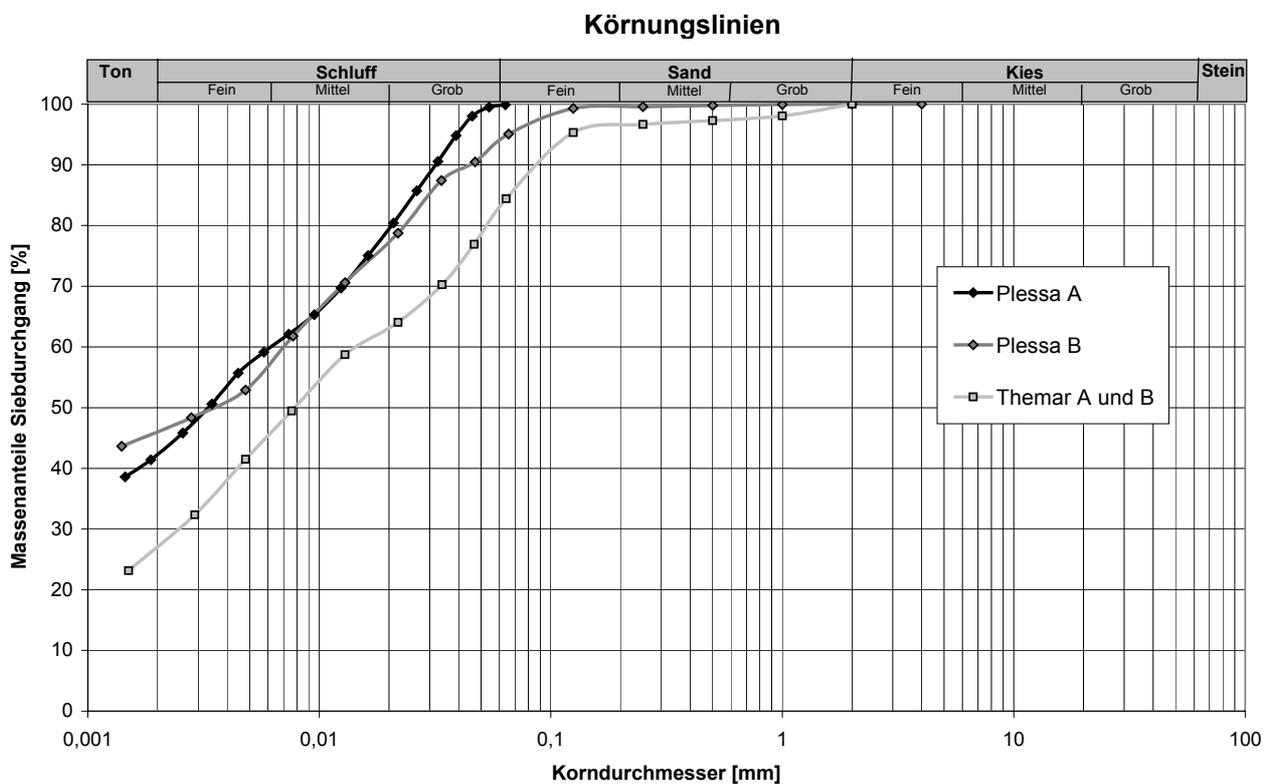


Abbildung 4.6: Körnungslinien der Tone Plessa und Themar

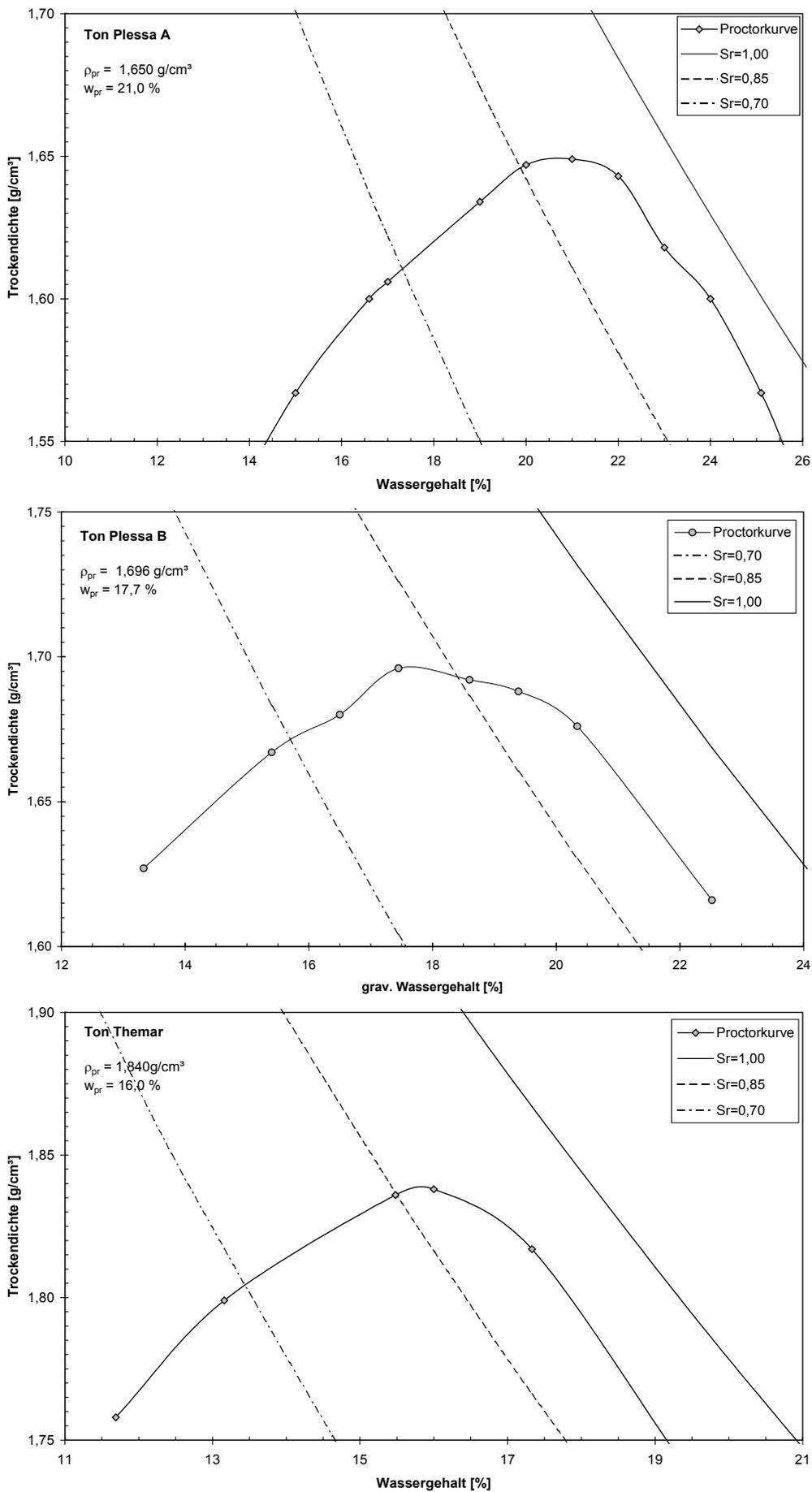


Abbildung 4.7: Proctorkurve der Tone Plessa A (oben), Plessa B (Mitte) und Themar (unten)

Tabelle 4.1: Bodenparameter der verwendeten Böden

Kennwerte	Ton Plessa		Ton Themar
	A	B	A und B
Serie	A	B	A und B
Bezeichnung	TM	TM	TL
Tonanteil [%]	41,1	46,4	27,3
Schluffanteil [%]	58,3	52,8	56,8
Sandanteil [%]	0,6	0,8	16,0
Fließgrenze $w_l$ [%]	44,9	49,7	33,3
Ausrollgrenze $w_p$ [%]	21,4	21,3	18,7
Plastizitätszahl $I_p$ [%]	23,5	28,4	14,6
Konsistenzzahl $I_c$	0,94	-	1,24
Wasseraufnahme $w_a$ [%]	116,5	-	60,3
Kalkgehalt [%]	0,51	-	9,78
Glühverlust $V_{Gl}$ [%]	4,47	-	4,21
Korndichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,676	-	2,760
Proctor 100 %- Verdichtung [g/cm <sup>3</sup> ]	1,650	1,696	1,840
Wassergehalt [%]	21,0	17,7	16,0
Proctor 97 %-Verdichtung [g/cm <sup>3</sup> ]	1,60	1,645	1,78
Wassergehalt [%] trocken / naß	16,6 / 24,4	14,3 / 21,5	12,5 / 18,3
Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s]	$8,1 \cdot 10^{-11}$	-	$2,8 \cdot 10^{-10}$
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	25,0	-	30,8
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	16,8	-	4,2
Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	-	7,70	6,73

Tabelle 4.2: Mineralanalyse Ton Plessa A (MPA, 2003)

	Ton Plessa A
<b>Minerale</b>	Anteil
Montmorillonit	0,0 %
Kaolinit	18,0 %
Illit / Glimmer	9,0 %
Quarz	44,0 %
Feldspäte	6,0 %
Anhydrit	2,4 %
Diopsid	6,0 %
nicht kristalliner Schluff	14,6 %

#### 4.2.4 Schrumpfversuche

In Abbildung 4.8 sind die Ergebnisse aus den Schrumpfversuchen für den Ton Plessa (entsprechende Bodenkennwerte der Serie A) für verschiedene Einbauzustände mit der Porenzahl  $e$  über dem gravimetrischen Wassergehalt sowie die Sättigungslinie ( $S_r = 1$ ) dargestellt. Ein Vergleich mit Ergebnissen aus den Zugversuchsserien A und B für Ton Plessa wird in den Abbildungen 4.9 und 4.10 gezeigt, der für Ton Themar in Abbildung 4.11. Weitere, leicht umwandelbare Kenngrößen sind der volumetrische Wassergehalt, der Sättigungsgrad usw. Neben der Porenzahl können auch die Trockendichte und allgemein die Volumenabnahme der Proben infolge Schrumpfen bestimmt werden. Bei Ton Plessa für optimal und auf dem feuchten Ast (Proctordiagramm) hergestellte Proben liegen die Ergebnisse der Porenzahlen aus den durchgeführten Zugversuchen leicht über denen der Schrumpfversuche (Abb. 4.9). Für die Serie B (Bodenkennwerte Tab. 4.1) ist ein ähnlicher Verlauf zu erkennen (Abb. 4.10). Bei den Versuchen mit auf dem trockenen Ast der Proctorkurve hergestellten Proben ist besonders in der Versuchsserie A eine größere Abweichung der Porenzahl in Richtung der optimal hergestellten Proben festzustellen. Hier lässt sich eindeutig ein Kollaps der metastabilen Kartenhausstruktur (vgl. Kap. 3.2) während der Lagerung vor der Versuchsdurchführung ableiten, mit daraus resultierenden kleineren Porenzahlen und höheren Trockendichten. Dieser Vorgang wurde auch in ähnlicher Form bei der Bestimmung der Wasserspannungskurven von Stoffregen (2004) beobachtet (vgl. Kap. 4.2.2 und Kap. 4.2.5). Ton Themar zeigt nur geringfügige Abwei-

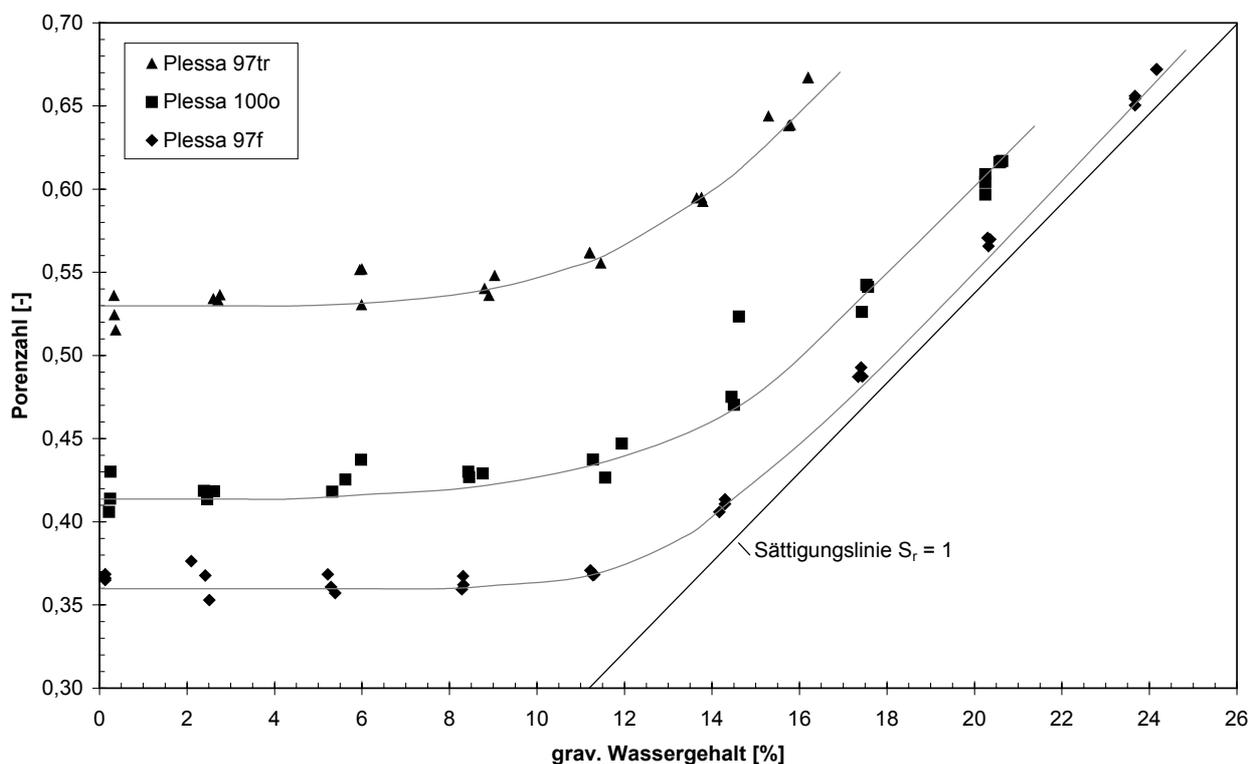


Abbildung 4.8: Schrumpfkurven Ton Plessa

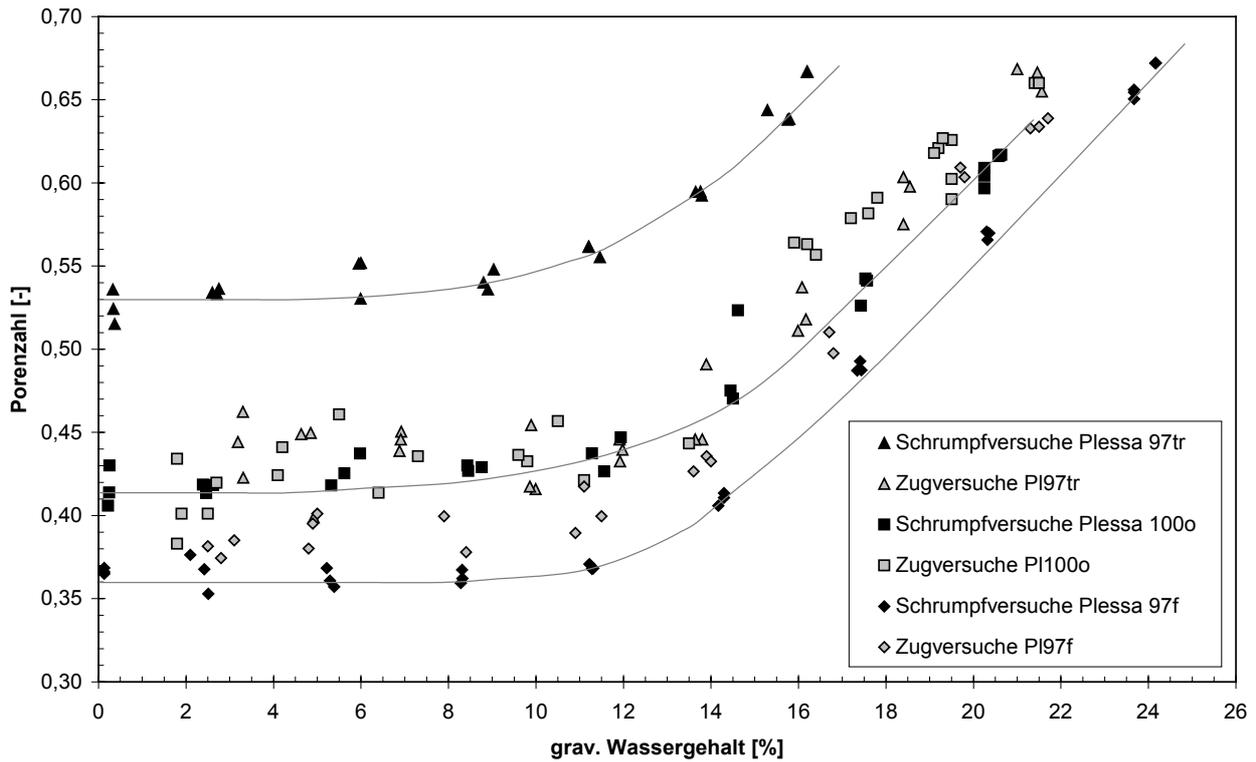


Abbildung 4.9: Schrumpfkurven Ton Plessa im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Zugversuchen (Serie A)

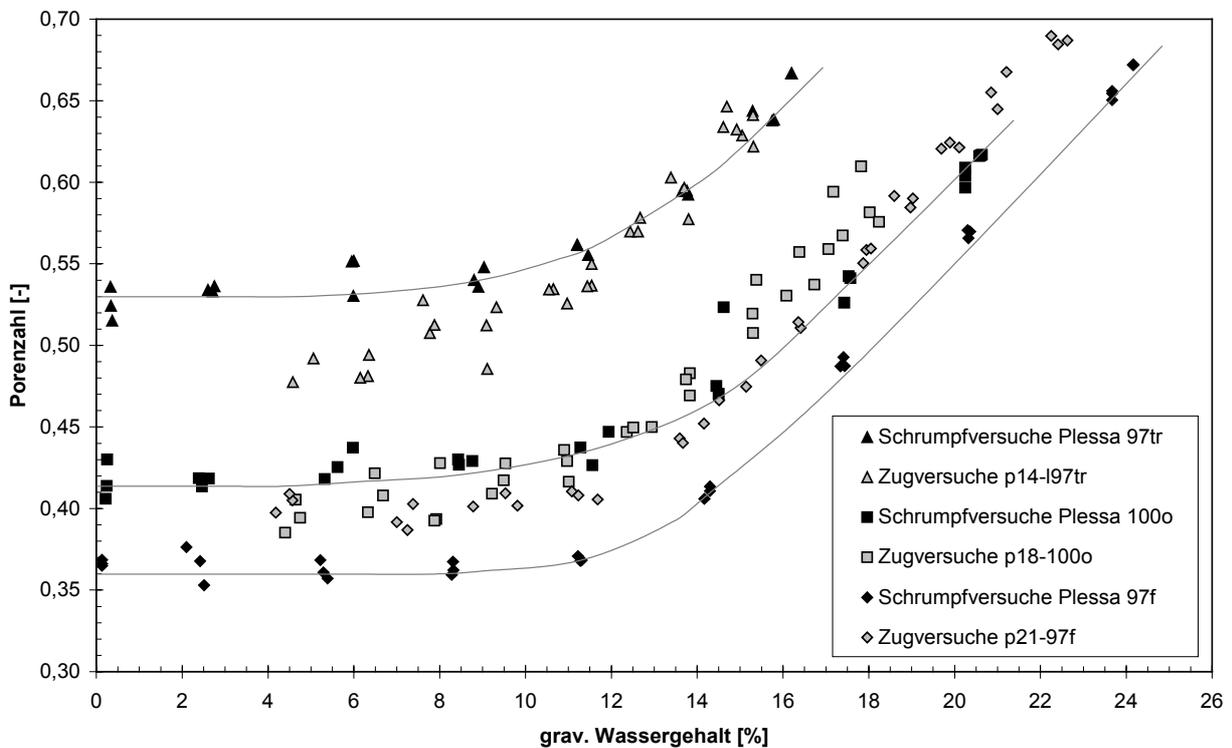


Abbildung 4.10: Schrumpfkurven Ton Plessa im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Zugversuchen (Serie B)

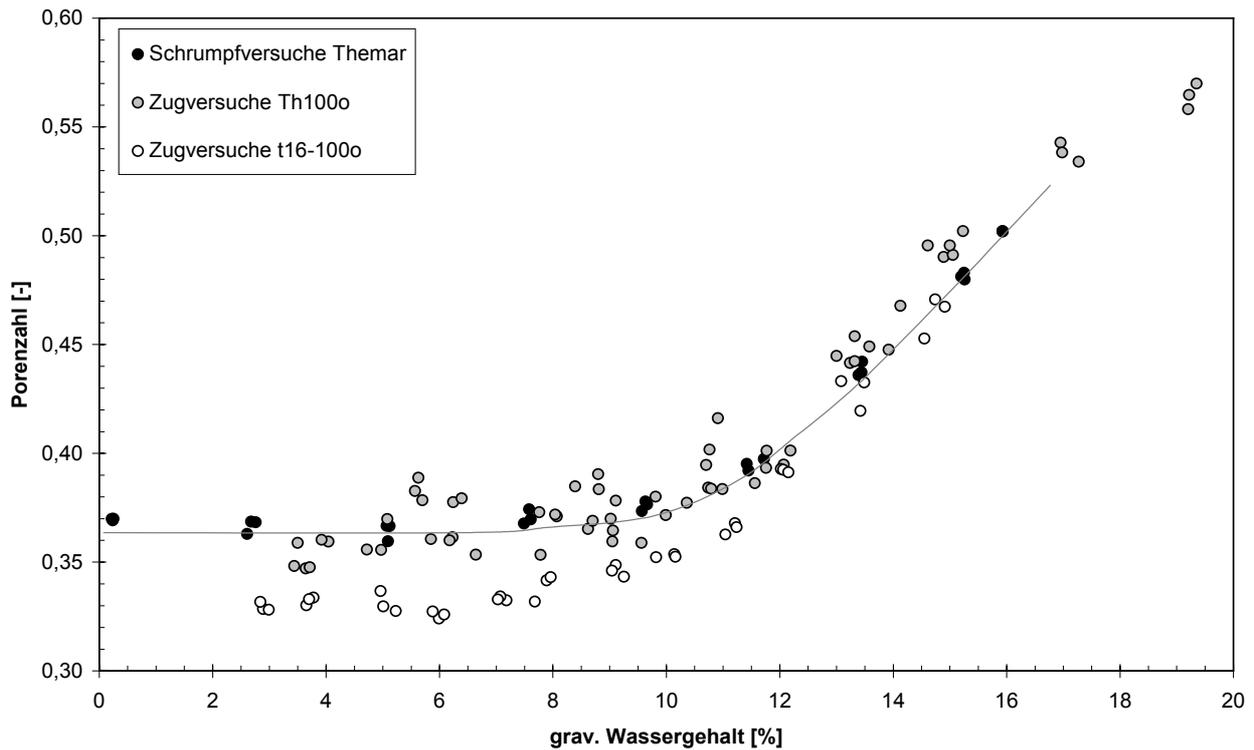


Abbildung 4.11: Schumpfkurve Ton Themar im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Zugversuchen (Serie A und B)

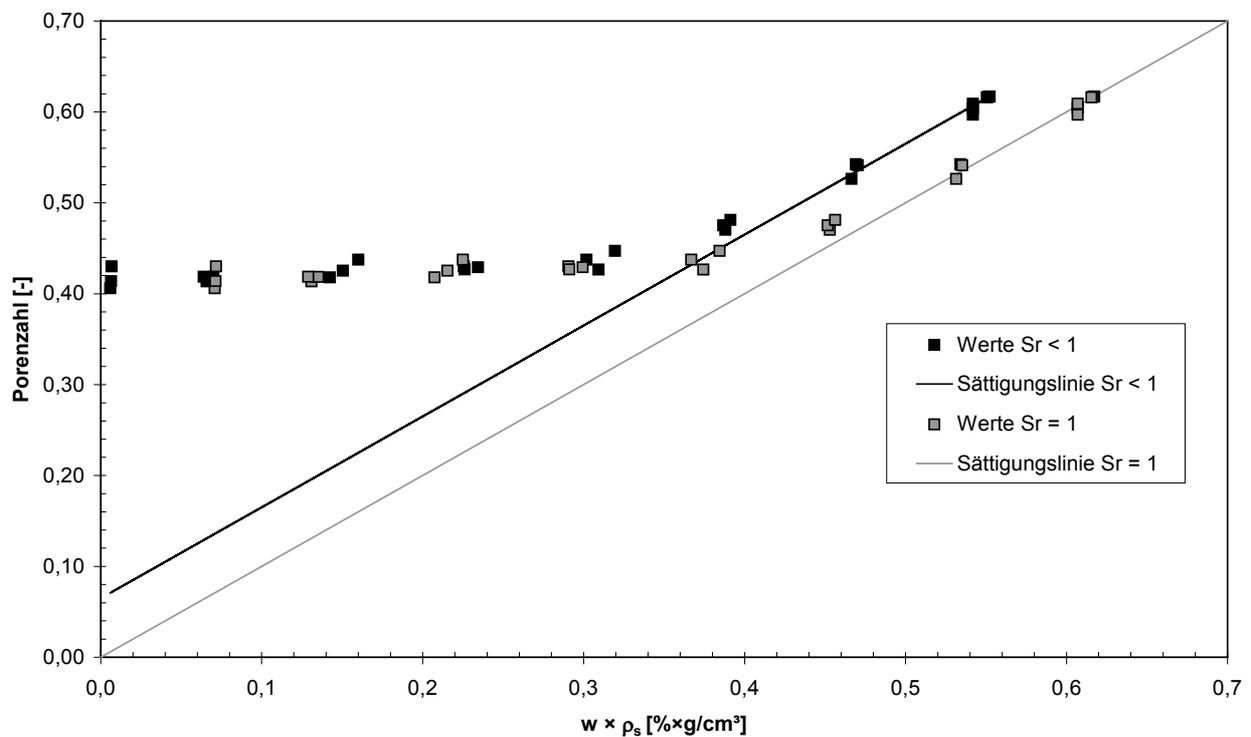


Abbildung 4.12: Anpassung der ursprünglichen Werte ( $S_r < 1$ ) aus den Schumpfvorsuchen auf Werte von  $S_r = 1$  nach Gl. 4.2, Ton Plessa (Pl100o)

chungen zwischen den Schrumpf- und Zugversuchen.

Die Schrumpfkurven des Tons Plessa (und Tons Themar) wurden aus direkt im Proctortopf hergestellten Proben ermittelt (siehe Abbildung 4.8), d. h. aus Proben mit einem Sättigungsgrad  $S_r < 1$ . Für eine Umrechnung auf Schrumpfkurven für quasi-gesättigte Proben, die für die folgende Bestimmung der Wasserspannungskurven erforderlich sind, wurde ein von FREDLUND & RAHARDJO (1993, Kapitel 13) vorgeschlagenes Verfahren zur Umformung der ursprünglichen Werte angewandt. Hierbei wird die Linie parallel zur Sättigungslinie über die Funktion

$$e = c \cdot (w \cdot \rho_s) + d \quad (\text{Gl. 4.2})$$

mit  $w$  als gravimetrischer Wassergehalt,  $\rho_s$  die Korndichte (auch  $G_s$ ) sowie  $c$  (Dimension:  $\text{cm}^3 / \text{g}$ ) und  $d$  als Konstanten in den Verlauf der Schrumpfkurve  $S_r < 1$  verschoben. Abbildung 4.12 zeigt beispielhaft die Anwendung von Gl. 4.2 für Ton Plessa (PI100o). Die Konstanten haben in diesem Fall die Werte  $c = 1$  und  $d = 0,065$ . Für die Proben des Tons Plessa (trockener Ast, PI97tr) wurden aufgrund der größeren Abweichungen (siehe Abbildung 4.9) die Werte aus den Zugversuchen für die Umformung benutzt.

#### 4.2.5 Bestimmung der Wasserspannungskurven

Die Ergebnisse der in Kap. 4.2.2 beschriebenen Versuche zur Bestimmung der Wasserspannungskurven sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Die Abbildung 4.13 zeigt die Roh-Ergebnisse der druckgesteuerten Entwässerungsversuche an Ton Plessa für die verschiedenen Einbauzustände (STOFFREGEN, 2004). Die jeweiligen Datenpunkte sind Mittelwerte aus je 3 Einzelversuchen. Die Wassergehalte wurden gravimetrisch (grav.) bestimmt, die Trockendichte (zur Umrechnung auf die volumetrischen (vol.) Wassergehalte) mit der experimentell bestimmten Korndichte und der Ausgangsdichte.

Bis ca. 800  $\text{kN/m}^2$  Wasserspannung sind größere Differenzen zwischen den einzelnen Zuständen gut auszumachen, bei höheren Werten der Wasserspannung liegen diese dann eng beieinander. Ursache ist die Struktur der jeweiligen Böden und den entsprechenden Porengrößen. Zu erwähnen ist, dass die auf dem trockenen Ast hergestellten Proben (PI97tr) nach dem Aufsättigen ungewöhnlich hohe Trockendichten erreichten und nahe an den Versuchsergebnissen der optimal hergestellten Proben lagen (s. Abb. 4.13). Die metastabile Kartenhausstruktur der Proben Plessa PI97tr schien auch hier kollabiert zu sein (s. auch Erläuterung STOFFREGEN, Kap. 4.2.2).

Auffallend ist im Bereich von 800 bis 2000  $\text{kN/m}^2$  Wasserspannung der horizontale, teilweise sogar leicht ansteigende Verlauf der Wassergehalte. Eine mögliche Erklärung ist die Annahme eines bimodalen Verlaufs der Porengrößen, jedoch zeigen die Körnungslinie und auch die Schrumpfkur-

ven keine vergleichbaren Auffälligkeiten in den maßgebenden Wasserspannungsbereichen. U. U. lässt sich dies des Weiteren mit einer Abweichung des Sekundärgefüges (Kornverteilung) zum Primärgefüge (Porengrößen) erklären. STOFFREGEN (2004) gibt folgende Möglichkeiten an: ‚Die Wassergehalte im Bereich 5 - 15 bar ändern sich nur gering. Die Proben müssen jeweils befeuchtet werden, damit der Kontakt zwischen Boden und Keramik gewährleistet ist. Daher findet bei jeder Stufe eine geringe Wiederaufsättigung statt. Sind die Unterschiede zwischen den Druckstufen nur gering, kann es sogar zu einem leichten Anstieg kommen. Möglich wäre auch, dass sich der Bereich am Zylinder bei einer Wägung ändert‘. Die wahrscheinlichste Erklärung für diese Ergebnisse findet sich jedoch bei den Versuchsrandbedingungen. Die Filterplatte in der Versuchseinrichtung wird bei 1500 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung durch eine Filterfolie ersetzt, da höhere Wasserspannungen in der eingesetzten Versuchseinrichtung nicht per Platte übertragen werden können. Generell gilt die Gewinnung von zuverlässigen Werten im Bereich 1000 bis 1500 kN/m<sup>2</sup> mit druckgesteuerten Entwässerungsversuchen als recht schwierig (TRIPATHY, 2004). Da sich aus der Körnungslinie wie auch aus den Schrumpfvorsuchen keine Auffälligkeiten für den Ton Plessa ableiten lassen und die Versuchsdurchführung bzw. Versuchsrandbedingungen gewisse Unsicherheiten mit sich bringen, werden die Werte im Bereich größer 800 kN/m<sup>2</sup> bis einschließlich 2000 kN/m<sup>2</sup> im weiteren Verlauf der Untersuchungen nicht berücksichtigt.

Die Roh-Ergebnisse der CMH-Versuche sind in Abbildung 4.14 wiedergegeben. Der untere Grenzbereich der Versuche liegt aufgrund der möglichen Messungenauigkeiten bei ca. 800 – 1000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung (vgl. AGUS et al., 2004). Bei diesen Versuchen hat der Einbauzustand / Einbaudichte keinen Einfluss auf den Wasserspannungsverlauf (Ton Plessa) wie auch durch LEONG et al. (2003) bestätigt wird. Die Grenze der Einwirkung seitens der Verdichtung liegt somit bei Wasserspannungen von ca. 800 bis 1000 kN/m<sup>2</sup>. Bei größeren Wasserspannungen ist gut zu erkennen, dass der Ton Themar höhere vol. Wassergehalte gegenüber Plessa aufweist.

Für eine Zusammenführung der Ergebnisse aus den PP- und CMH-Versuchen für das Fitting (vgl. Kap. 3.3) von Wasserspannungskurven sind zuerst die Größen der Matrix-Wasserspannung und der totalen Wasserspannung zu überprüfen bzw. zu vergleichen. Anhand der Mineralanalyse des Tons Plessa ist ersichtlich, dass keine aktiven Tonmineralien vorliegen (Tab. 4.2). Daraus kann abgeleitet werden, dass die osmotischen Wasserspannungen annähernd null und die totalen gleich den Matrix-Wasserspannungen (vgl. Kap. 3.3) sind. Die Ergebnisse aus beiden Versuchen können folglich zusammen geführt werden. Für den Ton Themar wird aufgrund fehlender Mineralanalyse äquivalent verfahren und für die Zugversuche angenommen, dass die Größen der totalen und Matrix-Wasserspannungen gleich groß sind.

Aufgrund der unterschiedlichen Probenherstellung - PP mit aufgesättigten, verdichteten Proben, CMH direkt mit verdichteten Proben - müssen für die Zusammenführung der beiden Versuche auf

einheitliche vol. Wassergehalte die grav. Wassergehalte und Trockendichten mit Hilfe der Schrumpfkurven rück- und umgerechnet werden. Bei den PP-Versuchen wurden die vol. Wassergehalte mit der einheitlichen Ausgangstrockendichte berechnet. Über eine Rückrechnung auf die grav. Wassergehalte und unter Einbeziehung der ‚wirklichen‘ Trockendichten (aus den modifizierten Schrumpfvversuchen für  $S_r = 1$ ) werden dann die realistischen vol. Wassergehalte bestimmt. Das Vorgehen bei den CMH-Versuchen ist gleich, nur werden hier die herkömmlichen Schrumpfvversuche für die Bestimmung der realen Trockendichten herangezogen. Mit den nun ‚modifizierten‘ vol. Wassergehalten können aus den Wertepaaren Wasserspannung und vol. Wassergehalt die Wasserspannungskurven gefittet werden. Die Abbildungen 4.15 und 4.16 zeigen somit für den Ton Plessa (PI100o) die sich je nach Ansatz ergebenden Wasserspannungskurven und charakteristische Werte (AEV, ResV). Für den weiteren Verlauf wird der Ansatz nach FREDLUND & XING (1994) bevorzugt verwendet. In der Anlage sind in den Abbildungen A.4.1 bis A.4.3 sowie Tabelle 4.1 die Kurven und Kennwerte für den Ton Plessa (PI97f, PI97tr) und Ton Themar (Th100o) wiedergegeben.

Abbildung 4.17 zeigt einen exemplarischen CMH-Versuch zum Verlauf der Wasserspannungskurve bei Erstentwässerung sowie Be- und Wiederentwässerung am Beispiel des Tons Plessa (p18-100o). Bei diesen Versuchen ergibt sich eine Hysterese des Bodens (scanning curves, vgl. Kap. 3.3). Aufgrund der größten Wasserabnahmen infolge Wasserspannungszunahme in der Erstentwässerung liegt man mit den obigen Wasserspannungskurven bei einer Austrocknung auf der sicheren Seite.

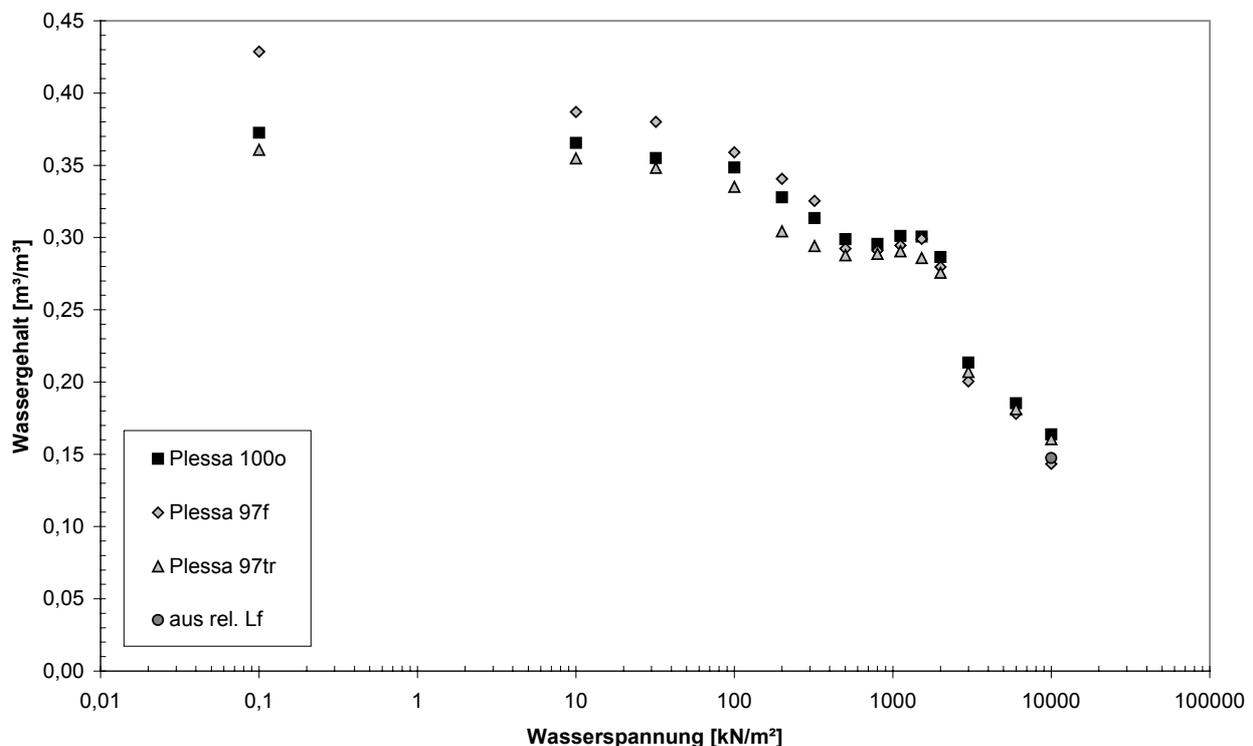


Abbildung 4.13: Vol. Wassergehalt zu Wasserspannung, Mittelwerte der Rohdaten für Versuche am Ton Plessa, basierend auf STOFFREGEN (2004)

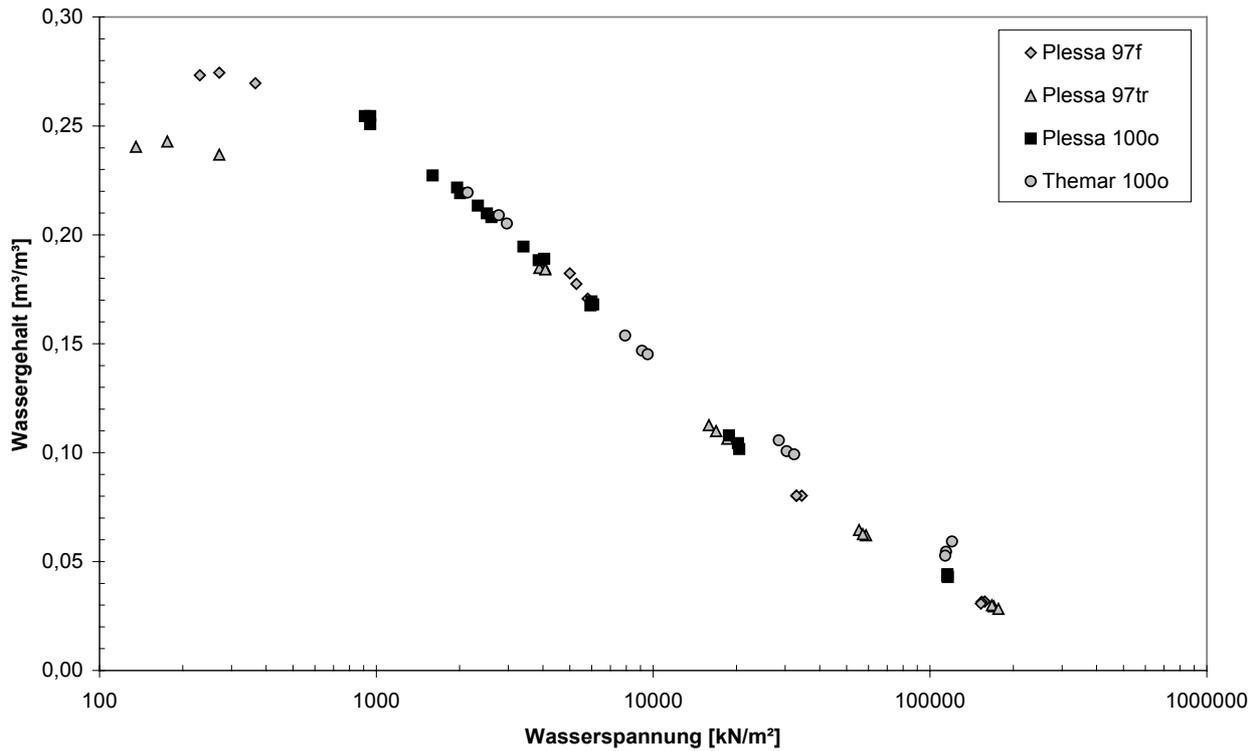


Abbildung 4.14: Roh-Ergebnisse der CMH-Versuche an den Tonen Plessa und Themar (nach KÄM-MER, 2004)

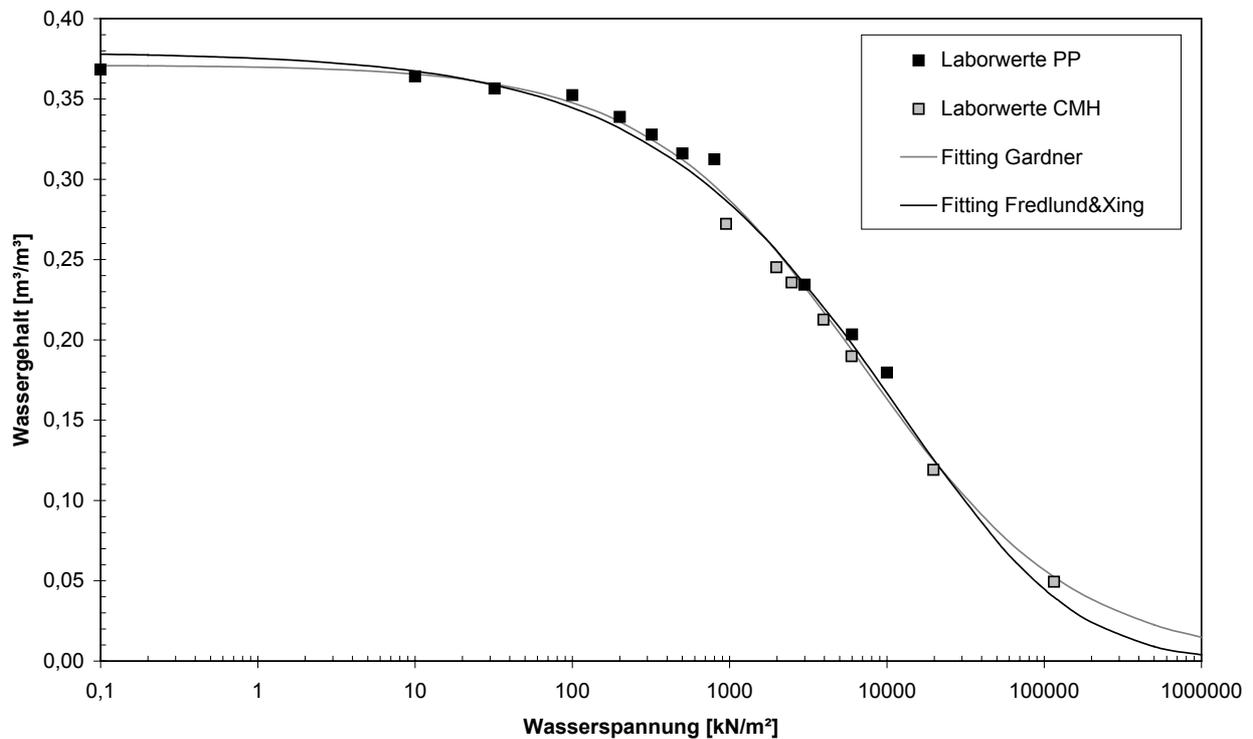


Abbildung 4.15: Wasserspannungskurve für Ton Plessa (P1100o), gefittet mit Ansatz nach GARDNER (1958) und FREDLUND & XING (1994)

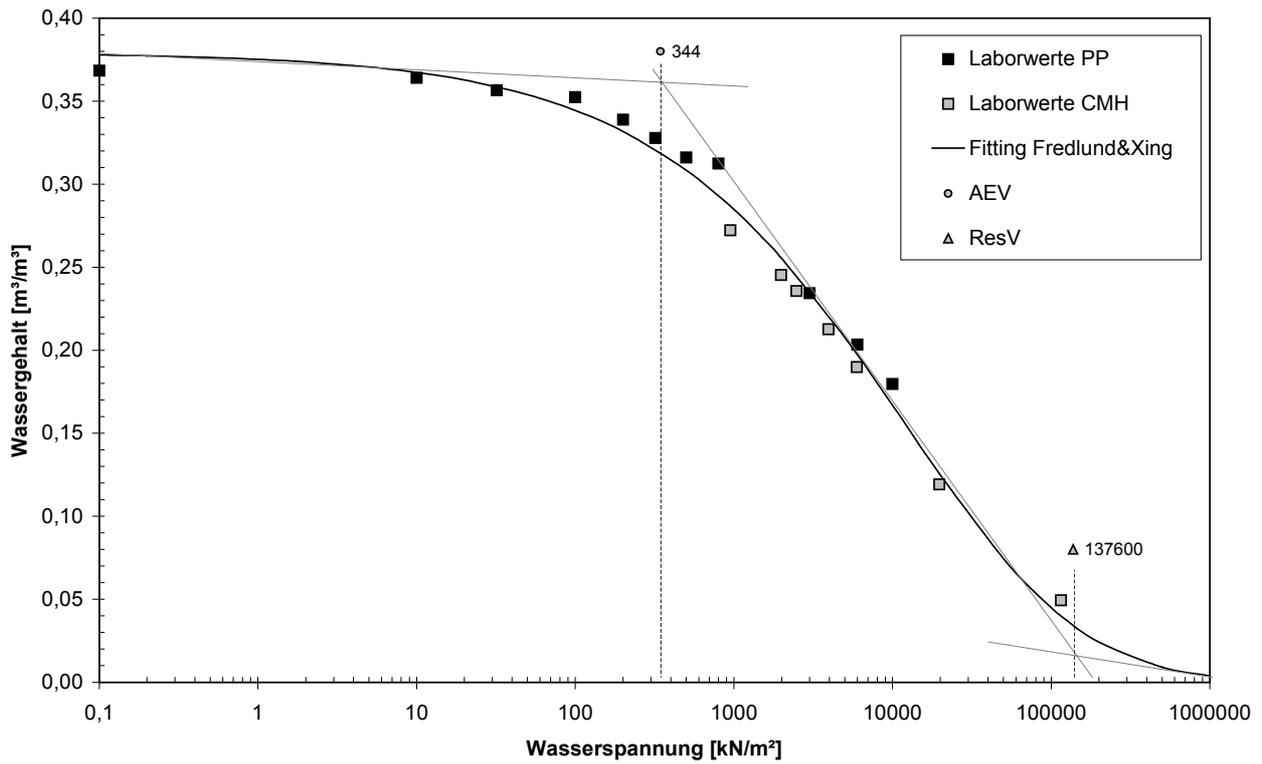


Abbildung 4.16: Wasserspannungskurve für Ton Plessa (P1100o) mit Lufteintrittspunkt (AEV) und Restwassergehalt (ResV), gefittet mit Ansatz nach FREDLUND & XING (1994)

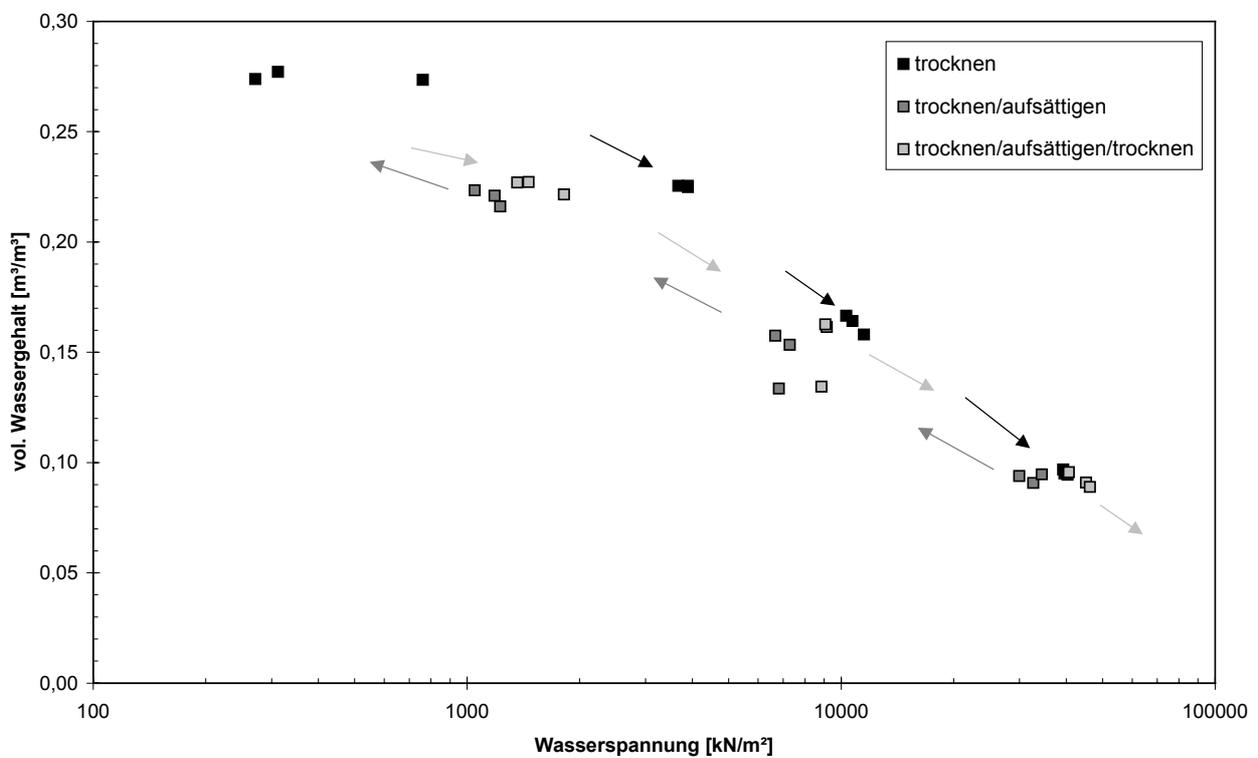


Abbildung 4.17: Kennwerte infolge Entwässerung, Be- und Wiederentwässerung, Ton Plessa (p18-100o)

## 4.3 Zugversuche

### 4.3.1 Erläuterungen

Die Herstellung der Proben und der Ablauf der Zugversuche (nach Definition Kapitel 3.4 und 3.5 direkte Zugversuche im engeren Sinne) wurde in Kapitel 4.2.1 detailliert beschrieben. Im Rahmen der Durchführung und Auswertung der Zugversuche wurden mehrere Annahmen bzw. Vorstellungen getroffen. Diese sind im Einzelnen:

- Die Proben sind homogen.
- In den Versuchen sind die Proben infolge der Lagerungszeit nicht mehr in einem ‚as prepared‘-Zustand, sondern im ‚as tested‘-Zustand (z. B. durch Wasserumlagerungen).
- Zementierungseffekte oder andere Alterungseffekte liegen, z. B. aufgrund der Lagerungszeit und Trocknung bzw. Befeuchtung, nicht vor (vgl. HEIBROCK et al., 2003, NAGARAJ, 2004)
- Das geringe Eigengewicht der Probe sowie das Gewicht der Haken und Filter wird vernachlässigt (im Verhältnis zu den erzielten Kräften).
- Die Zugfestigkeit wurde aus der erzielten Zugkraft sowie aus der Querschnittsfläche berechnet (bei Versuchserie A einheitlich gewählte Ausgangsquerschnittsfläche, Proben der Serie B wurden mit einer Schieblehre nach der Einstellung der Versuchswassergehalte die Außen- und Innendurchmesser nochmals genau bestimmt).
- Für die Bestimmung der prozentualen Dehnung wird die Länge des Probekörpers benutzt (Serie A aus einheitlicher Ausgangslänge, bei Serie B wurde die Länge nach Trocknung ausgemessen).
- Der Dehnungsmodul definiert sich als Sekantenmodul aus der Dehnungs-Spannungsbeziehung zwischen 15 % und 80 % der Bruchdehnung.

Neben der Zugkraft und dem Dehnweg sind die aus der Gewichts- und Volumenbestimmung abgeleiteten Trockendichte und Porenzahl sowie der nach den Versuchen bestimmte Wassergehalt bei Bruch die maßgebenden Größen zur Auswertung aller Zugversuche hinsichtlich der Zugfestigkeitsentwicklung und der Entwicklung des Dehnungsmoduls. Die Darstellung der beiden Letztgenannten erfolgt auf den Kenngrößen des volumetrischen Wassergehalts ( als Produkt des gravimetrischen Wassergehalts und der Trockendichte), der Wasserspannung (abgeleitet aus den gefitteten Wasserspannungskurven , vgl. Kapitel 4.2.5) sowie der Trockendichte.

Eine weitere Darstellung ist die Einordnung der erzielten Trockendichten bezogen auf die Proctorkurve der Böden. Die nachfolgenden Abbildungen enthalten alle erzielten Werte, d. h. auch etwaige ‚Ausreißer‘.

In den Kapiteln 4.3.2 und 4.3.3 werden nun die erzielten Zugfestigkeiten bzw. Dehnungsmodulen für die beiden Tone dargestellt und erläutert. Es wurden zwei Versuchsserien A und B je Boden

durchgeführt. Diese unterscheiden sich leicht in der Versuchsdurchführung und den Bodenparametern. In der Serie A wurden Wassergehalte über und unter dem Herstellungswassergehalt eingestellt, in der Serie B vor allem Werte darunter. In Serie A wurden die mit P1100o, P197f, P197tr und Th100o bezeichneten Bodenvarianten benutzt, in Serie B die mit p18-100o, p21-97f, p14-97tr und t16-100o. Wie Tabelle 4.1 zeigt, sind die Varianten des Tones Themar bezüglich der Parameter identisch, beim Ton Plessa variieren die Bodenparameter in den beiden Serien leicht. Für die Bodenvariante des Tones Plessa in der Serie B wurden bei der Auswertung näherungsweise dieselben Wasserspannungskurven wie für Serie A benutzt. In der Serie B wurden im Gegensatz zu Serie A die Probenkörper mit einer Schieblehre exakt ausgemessen. Es musste eine geringfügig andere Hakensorte eingesetzt werden und es wurde auf eine noch genauere Führung / Krafteinleitung in die jeweilige Zugprobe seitens des Übergangs Zugeinrichtung / Haken geachtet, um Momente soweit wie möglich zu verhindern bzw. zu reduzieren.

### 4.3.2 Zugfestigkeiten

In den Abbildungen 4.18 bis 4.20 sind die erreichten Zugfestigkeiten für Ton Plessa und dessen verschiedene Ausgangsdichten / Proctorzustände der Serie A (P1100o, P197f, P197tr) für die Kenngrößen vol. Wassergehalt, Wasserspannung und Trockendichte dargestellt. Im Anhang sind in den Abbildungen A.4.4 bis A.4.9 die einzelnen Ausgangszustände zur besseren Übersicht nochmals separat aufgeführt. Die Abbildung 4.21 zeigt die Einordnung der erreichten Trockendichten der Zugversuche mit der Proctorkurve des Tons. Für die Versuchsserie B (p18-100o, p21-97f, p14-97tr) sind die Ergebnisse in den Abbildungen 4.22 bis 4.25 aufgeführt.

Die Zugfestigkeitsergebnisse des Tons Themar beider Serien A und B (Th100o, t16-100o) werden in den Abbildungen 4.26 bis 4.31 und die Einordnung der Trockendichte zur Proctorkurve in Abbildung 4.32 gezeigt.

Der Verlauf der Zugfestigkeit ist bei allen Versuchen recht ähnlich, wobei in der Serie A die Werte etwas mehr streuen als in B. Mit zunehmender Wasserspannung (oder abnehmender Feuchtigkeit bzw. Zunahme der Trockendichte) der Proben steigt die Zugfestigkeit an. Für die Kenngrößen vol. Wassergehalt bzw. Wasserspannung zeigt sich in den sehr feuchten Bereichen (über dem Herstellungswassergehalt der Proben) eine leichte Zunahme, in den feuchteren Bereichen (unter Herstellungswassergehalt) eine fast ausgeprägt lineare bis leicht überproportional steigende Zunahme der Festigkeiten und danach im weiteren Verlauf (trockene Bereiche) jeweils ein konstanter bis sehr leicht steigender Wert. In den sehr trockenen Bereichen nimmt die Zugfestigkeit teilweise nochmals zu, streut aber häufig stärker (vgl. Ablauf z. B. in Abbildungen 4.22, 4.23, 4.26 etc.). Der Übergang vom feuchten in den trockenen Bereich lässt sich teilweise mit der vol. Schrumpfgrenze

korrelieren (s. Tabelle A.4.1). Bei der Kenngröße Trockendichte erkennt man eine annähernd lineare Zunahme der Festigkeit mit steigender Trockendichte, am Ende wiederum stärker streuend (vgl. z. B. Abbildungen 4.24 bzw. 4.28).

Als maximale Zugfestigkeitsgrößen ergaben sich beim Ton Plessa in der Serie A Werte um die 450 kN/m<sup>2</sup>, in der Serie B bis zu ca. 850 kN/m<sup>2</sup> für Proctoroptimal hergestellte Proben (Abbildungen 4.18 und 4.22). Beim Ton Themar wurden in der Serie A Werte um 500 kN/m<sup>2</sup>, bei der Serie B um 900 kN/m<sup>2</sup> erreicht (Abbildungen 4.26 und 4.29). Entscheidend für die recht großen Unterschiede der beiden Serien scheinen vor allem die erhöhten Trockendichten der Serie B zu sein.

Bei einem Vergleich der Herkunft der einzelnen Proben aus dem Proctortopf (oben, Mitte, unten) in den Versuchen kann bezüglich der Festigkeiten keine eindeutige Unterscheidung festgestellt werden (z. B. Abbildungen A.4.5 und 4.27). Laut HEIBROCK et al. (2003) wären infolge der etwas größeren Verdichtung für Proben aus dem unteren Teil des Proctortopfs höhere Zugfestigkeiten zu erwarten gewesen, kleinere Werte aus der Mitte und nochmals kleinere von oben.

Der direkte Vergleich aller Zugversuche (verschiedene Ausgangsdichten) für Ton Plessa in der Serie A weist bei der Betrachtung der Wasserspannung als Kenngröße für Werte bis ca. 2000 kN/m<sup>2</sup> eine sehr einheitliche Entwicklung auf (Abbildung 4.19). Darüber streuen die Werte relativ ausgeprägt. Tendenziell sind bei den Proben P197f höhere Zugfestigkeiten zu erkennen, bei P1100o und P197tr etwas niedrigere, aber recht einheitliche Festigkeiten. Abgeleitet werden kann dies u. U. mit der in Kapitel 3.2 beschriebenen Struktur der Tone (Schluffe). Für P197f sind disperse, also enge parallele Tonstrukturen zu erwarten, für P197tr mehr flockulierte, kartenhausähnliche Strukturen, für P1100o eine Mischung aus beiden. Erstere sollten bei hohen Wasserspannungen infolge der Struktur (u. a. kleineren Interaggregatporen) höhere Zugfestigkeiten erreichen. Überraschend sind auf den ersten Blick die relativ hohen Zugfestigkeitswerte für P197tr, annähernd an P1100o. Berücksichtigt man jedoch dazu die erzielten Trockendichten für P197tr (siehe Abbildung 4.21) und erinnert sich an die in Kapitel 4.2 beschriebenen ‚Probleme‘ mit den Schrumpfkurven und den Wasserspannungskurven für P197tr, so scheint infolge der Lagerung eine Art Kollaps der flockulierten, metastabilen Strukturen eingetreten zu sein mit der direkten Folge von höheren Dichten und damit auch höheren Zugfestigkeiten. Die Dichten für P197f sind bei vergleichbaren Wassergehalten i. d. R. wie erwartet höher.

In der Serie B des Tons Plessa lassen sich die erreichten Zugfestigkeiten für die verschiedenen Proctorzustände hingegen zu Serie A gut unterschieden. Mit den auf dem feuchten Ast hergestellten Proben sind etwa doppelt so hohe Zugfestigkeiten als für die auf dem trockenen Ast zu erzielen. Die Proben beim Optimum liegen dazwischen, tendenziell aber näher am feuchten Ast. Ausgehend von den Initialgrößen der Herstellung nehmen die Zugfestigkeiten mit abnehmenden Wasseranteil zuerst annähernd linear zu, dann sind nur leicht ansteigende, fast konstante Zugfestigkeiten zu verzeichnen.

In sehr trockenen Bereichen ist vereinzelt eine nochmalige Zunahme der Festigkeiten zu erkennen. Betrachtet man die Beziehung der Trockendichten zu den Zugfestigkeiten so wird ein fast linearer Anstieg erkennbar, der nur durch Proben von p21-97f ab einer Dichte von  $1,90 \text{ g/cm}^3$  leicht streut (Abbildung 4.24). Setzt man diesem Ergebnis die Abbildung 4.25 mit den erreichten Trockendichten in Abhängigkeit des grav. Wassergehalts gegenüber, so erstaunen die großen Unterschiede der Proben p14-97tr im Vergleich zu den anderen der Serie B. Im Gegensatz zur Versuchsserie A scheint hier die Struktur dieser Proben nicht kollabiert zu sein, trotzdem passen die erreichten Zugfestigkeiten gut in den davor beschriebenen Verlauf der Trockendichten zu Zugfestigkeiten.

Bei Ton Themar wurden nur Proctoroptimale Zustände (Th100o, t16-100o) in den beiden Serien A und B untersucht. Der Verlauf der Zugfestigkeiten ist allgemein wie oben beschrieben. Der Unterschied in der absoluten Größe der Zugfestigkeiten lässt sich ebenfalls durch die höheren Trockendichten der Serie B erklären. Außergewöhnlich ist eine leichte ‚Delle‘ nach unten im Bereich von ca. 0,17 vol. Wassergehalt (z. B. Abbildungen 4.26 und 4.29). Diese zeigt sich auch im ansonsten fast linearen Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung mit der Trockendichte bis ca.  $2,05 \text{ g/cm}^3$  (Abbildungen 4.28 und 4.31). Dieses Phänomen ist nicht eindeutig zu quantifizieren; es könnte evtl. durch den ‚steilen‘ Übergang von größeren zu kleineren Interaggregatporen und damit einhergehender Strukturschwächung erklärt werden.

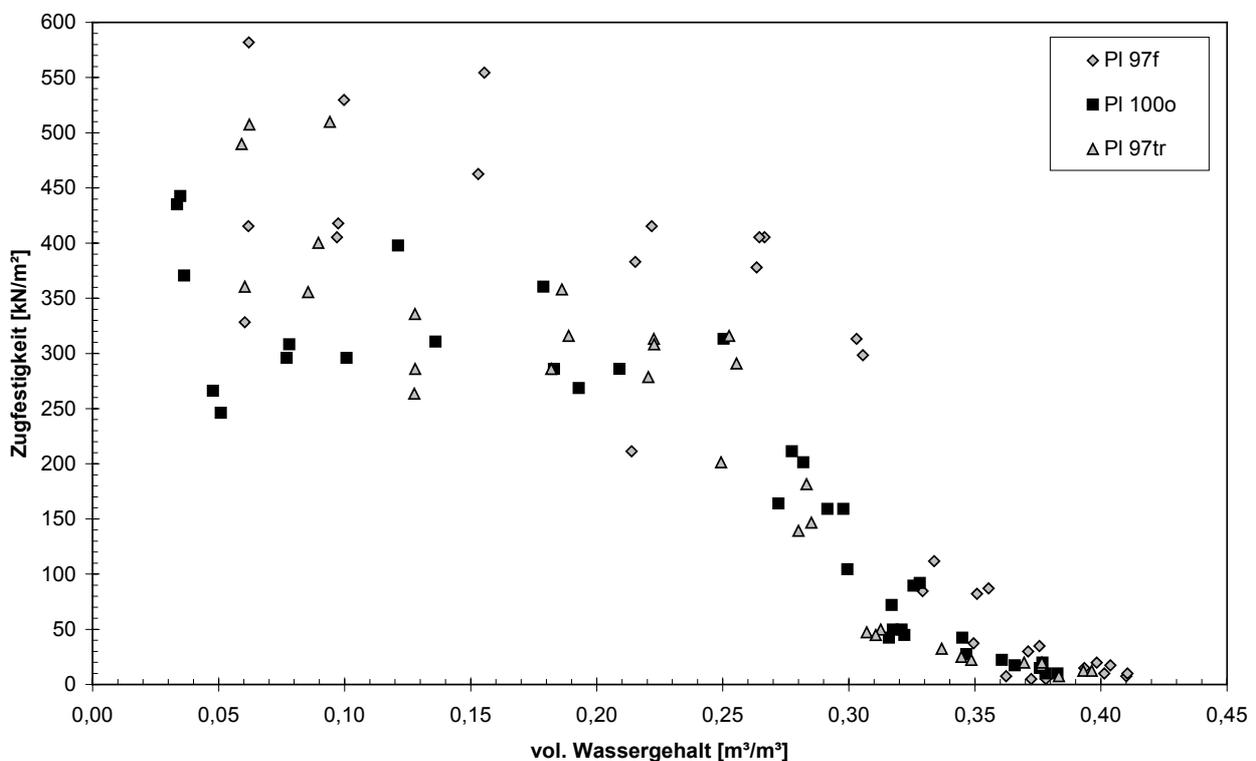


Abbildung 4.18: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit

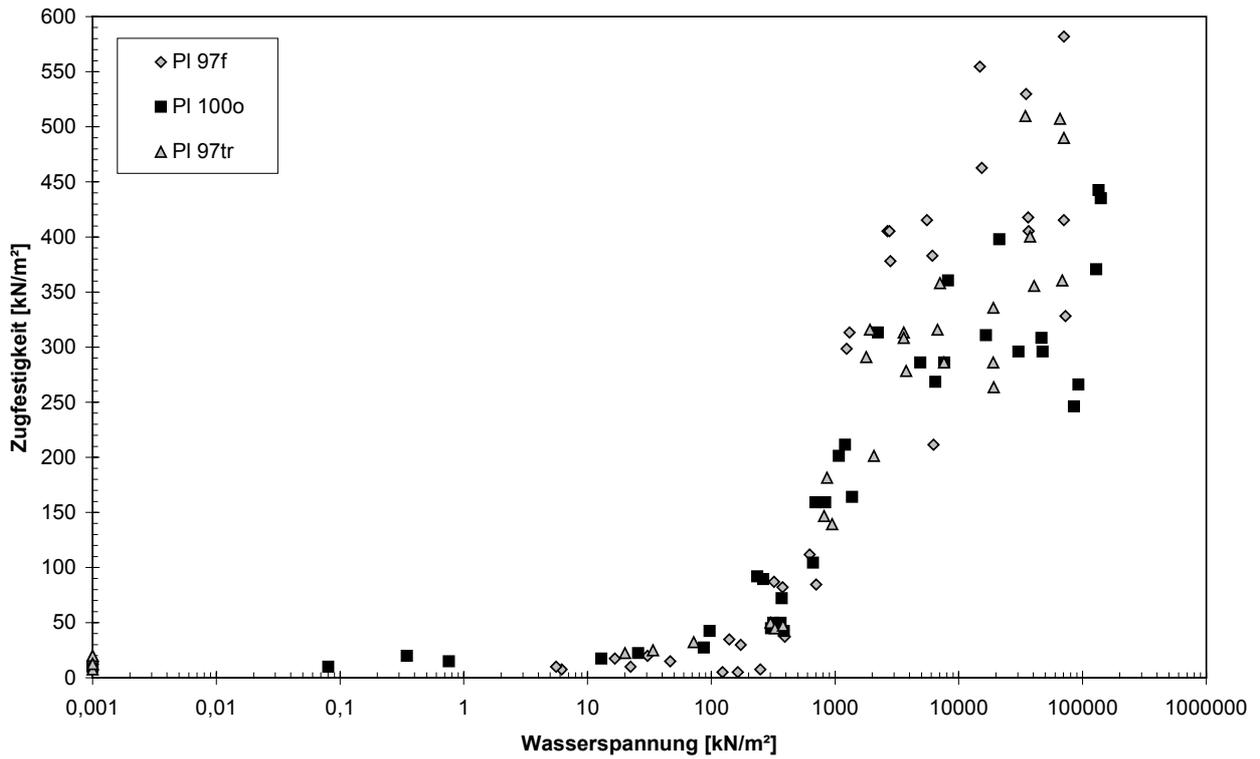


Abbildung 4.19: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Wasserspannung zu Zugversuche

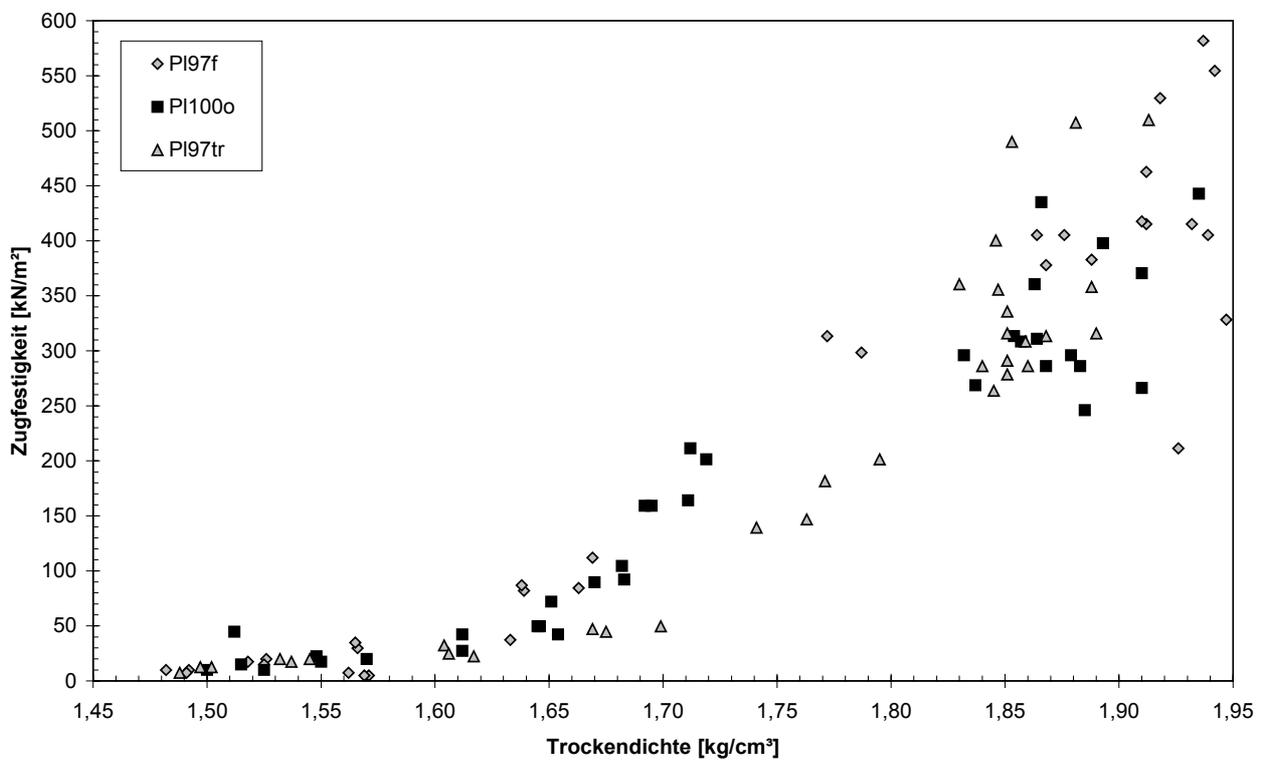


Abbildung 4.20: Vergleich Versuche Ton Plessa, Trockendichte zu Zugfestigkeit

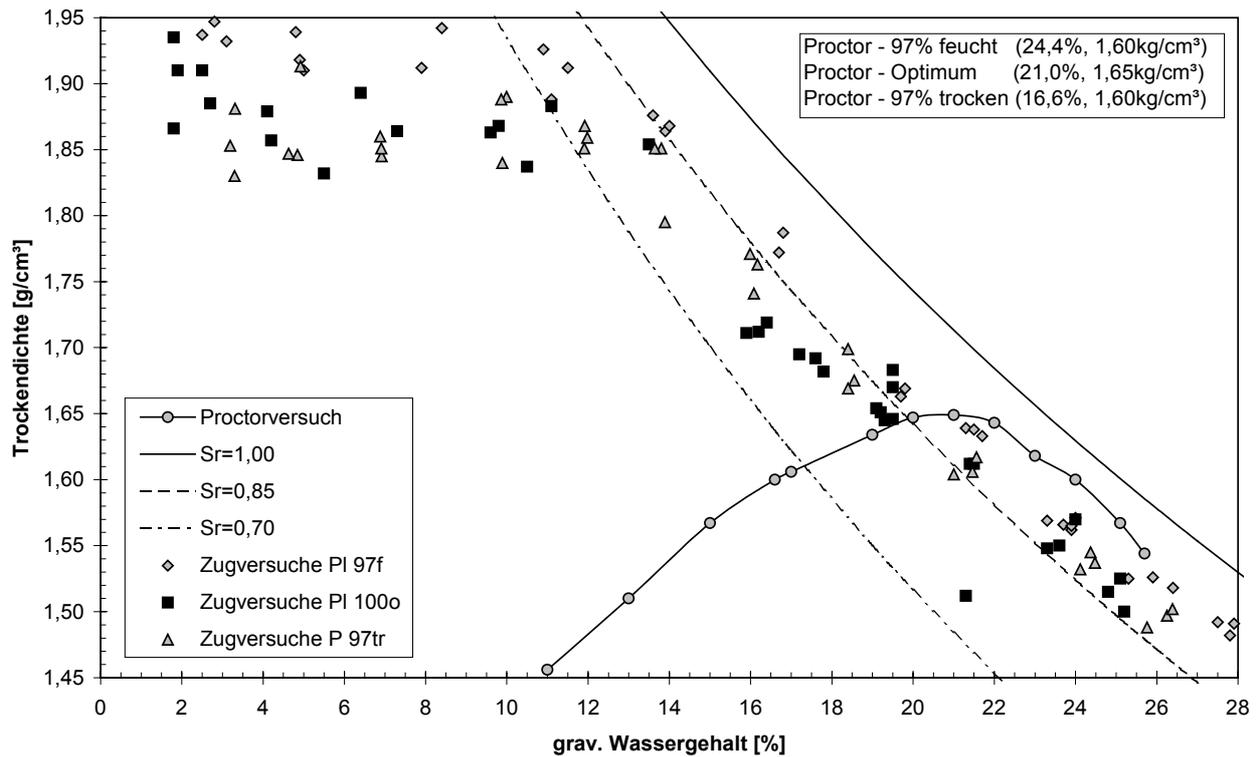


Abbildung 4.21: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Trockendichten zur Proctorkurve

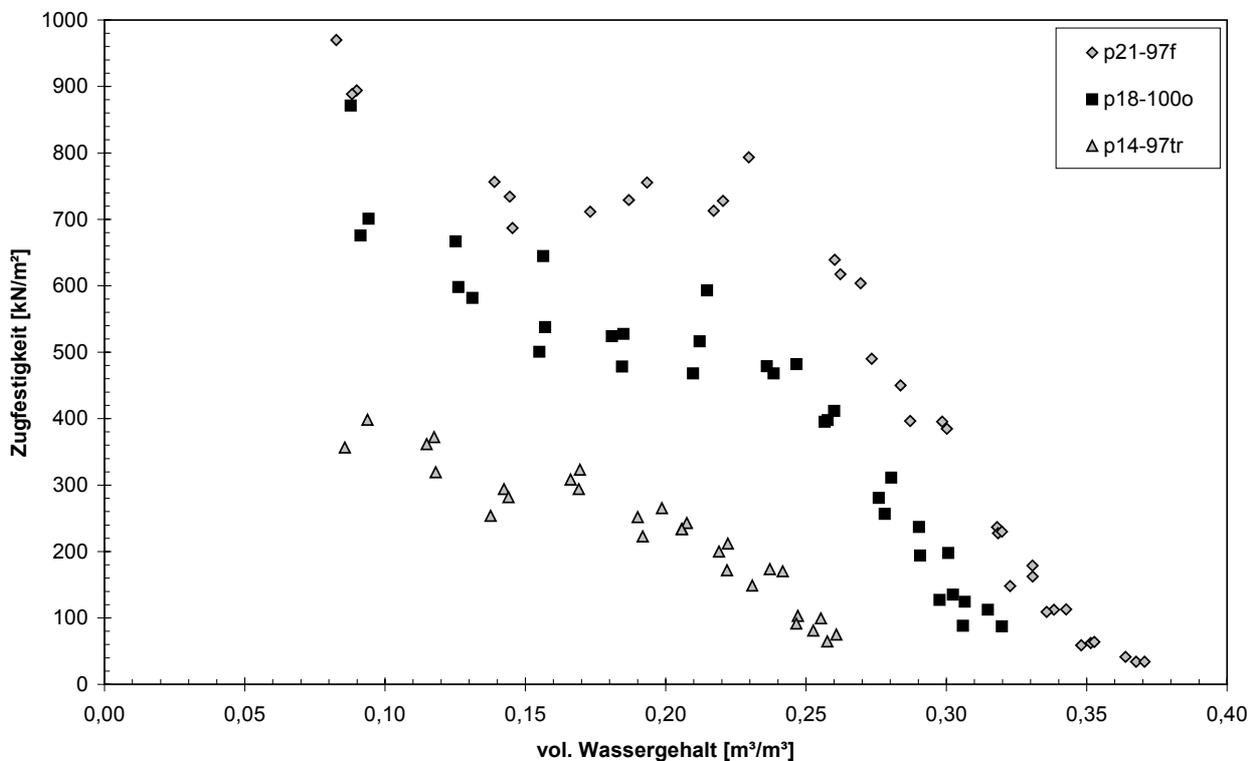


Abbildung 4.22: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit

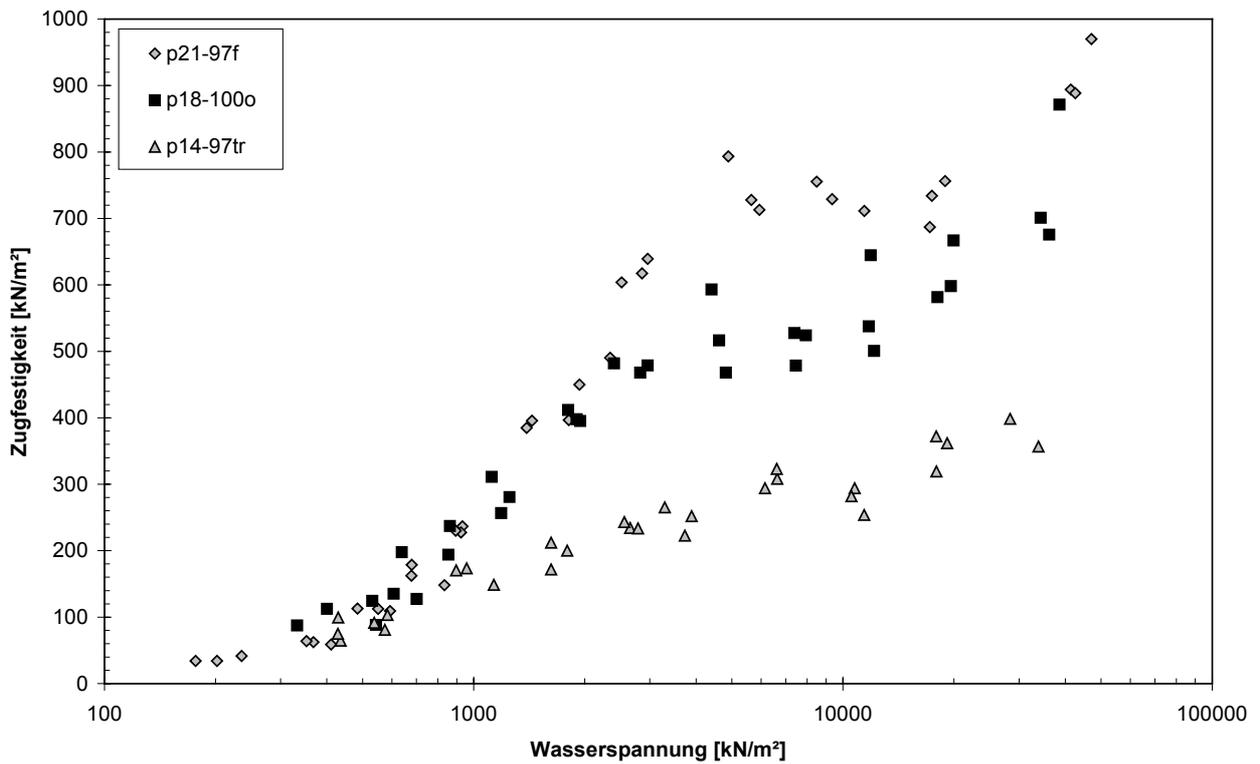


Abbildung 4.23: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Wasserspannung zu Zugfestigkeit

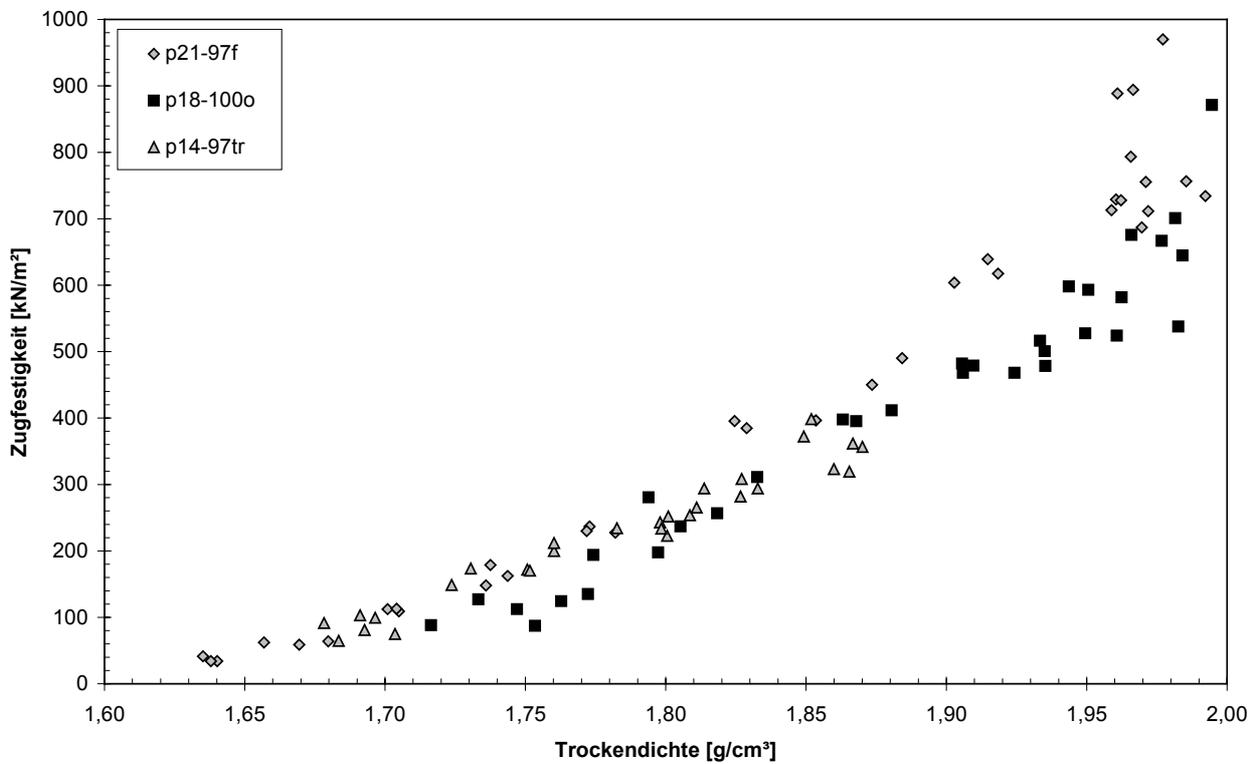


Abbildung 4.24: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Trockendichte zu Zugfestigkeit

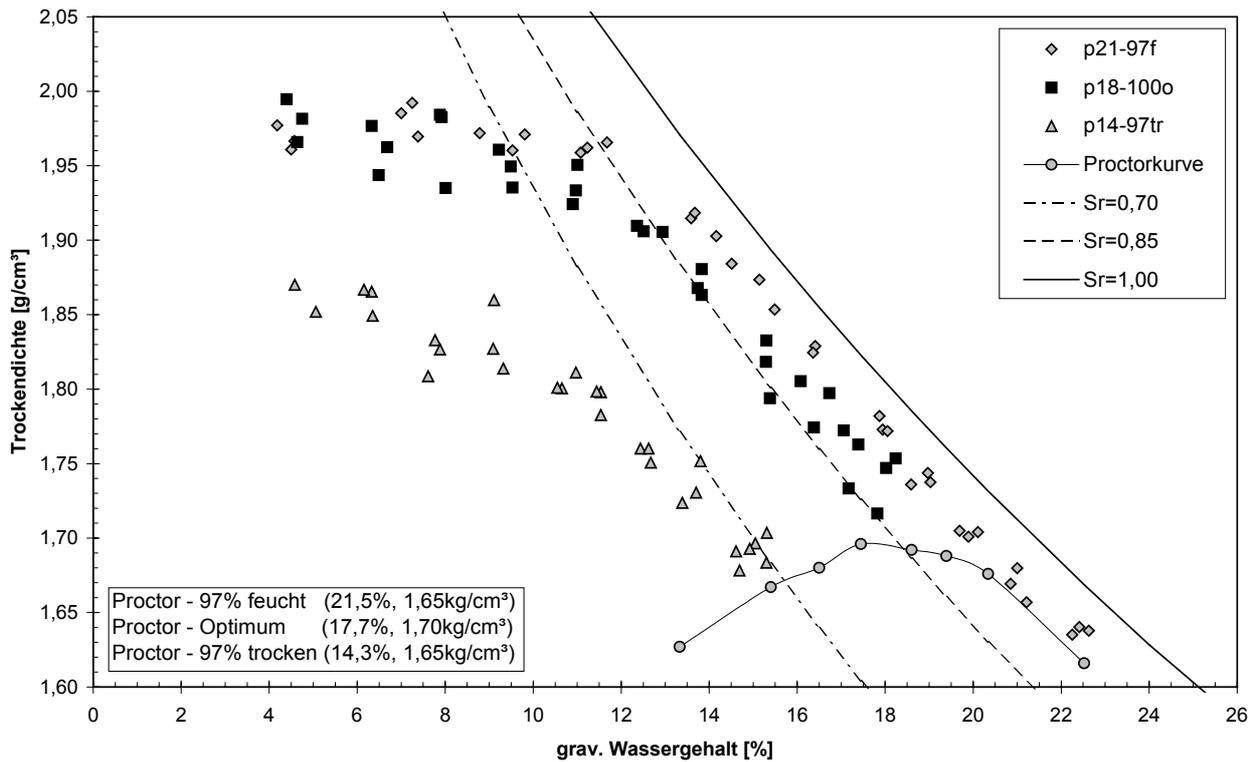


Abbildung 4.25: Vergleich Versuche Ton Plessa B, Trockendichte zur Proctorkurve

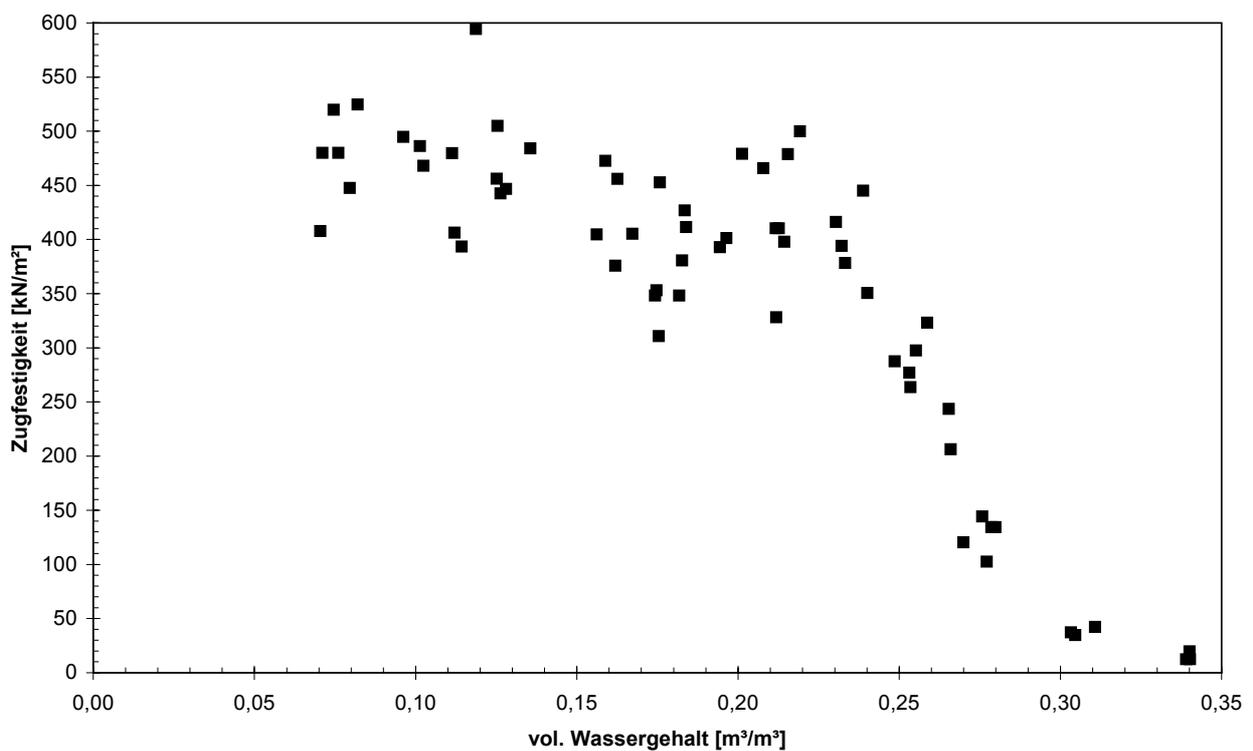


Abbildung 4.26: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Themar (Th100o)

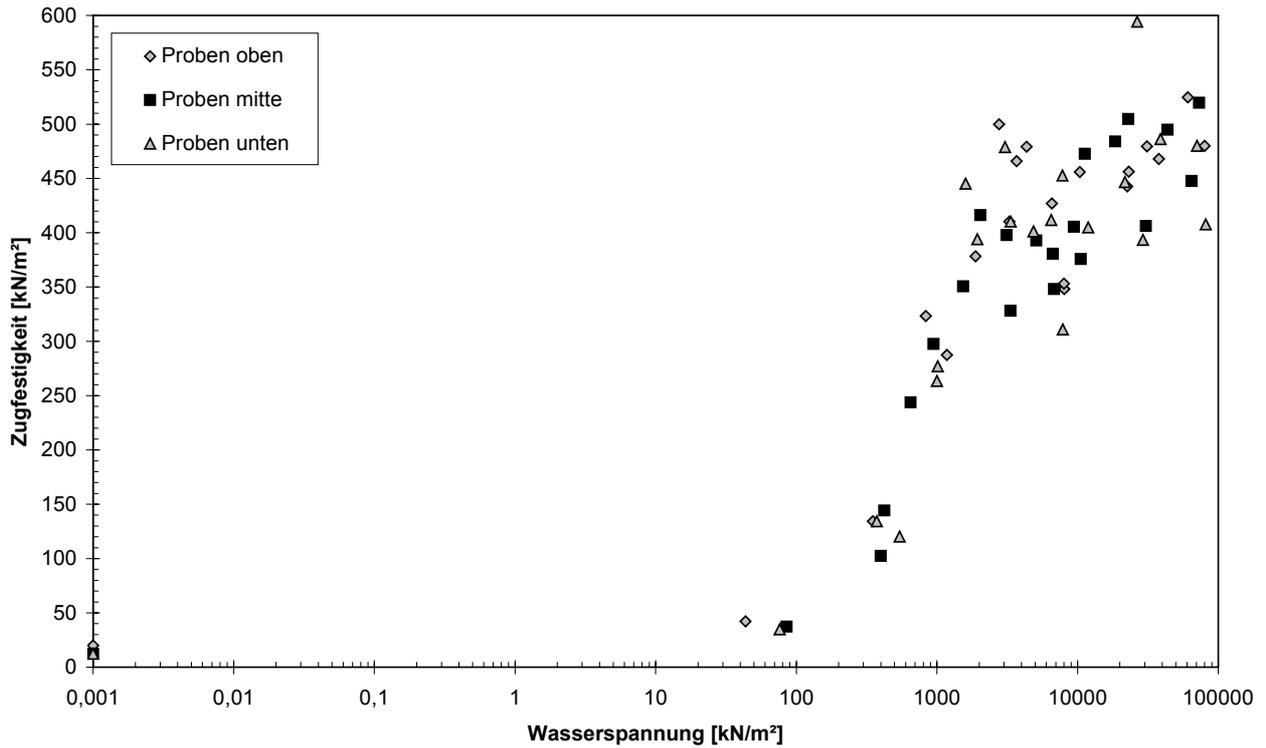


Abbildung 4.27: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Themar (Th100o)

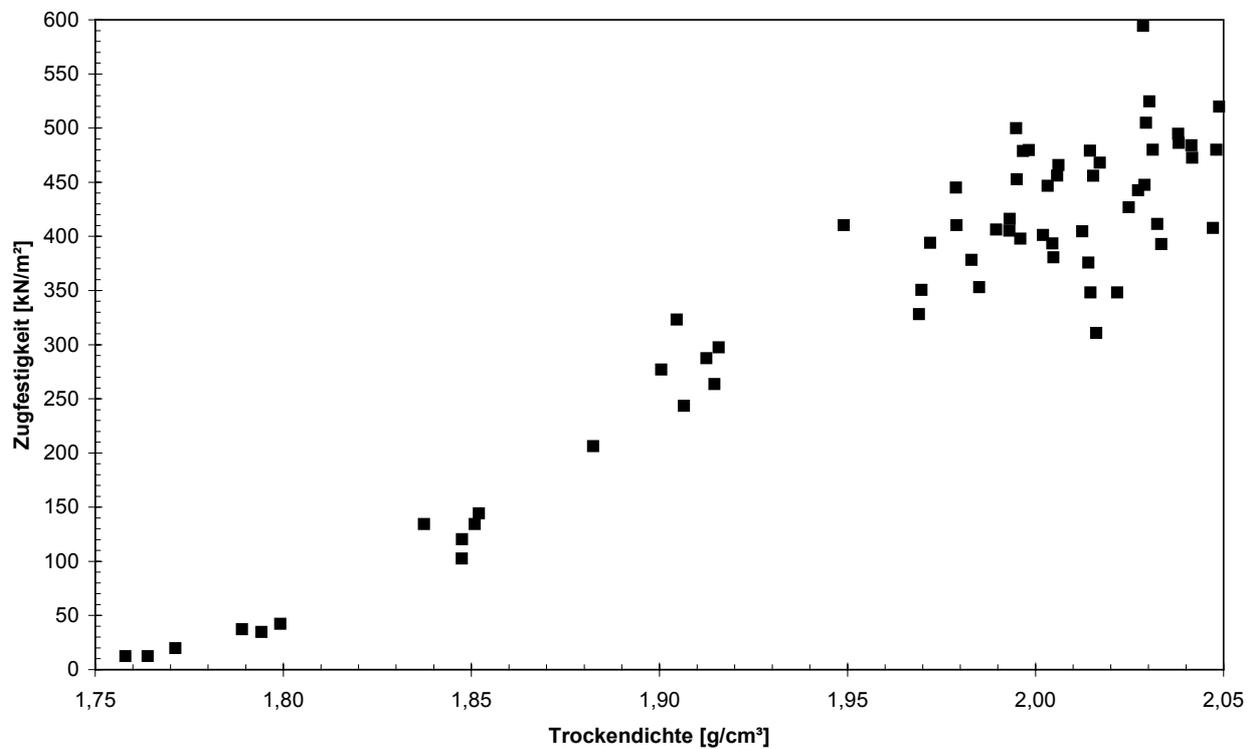


Abbildung 4.28: Trockendichte zu Zugfestigkeit, Ton Themar (Th100o)

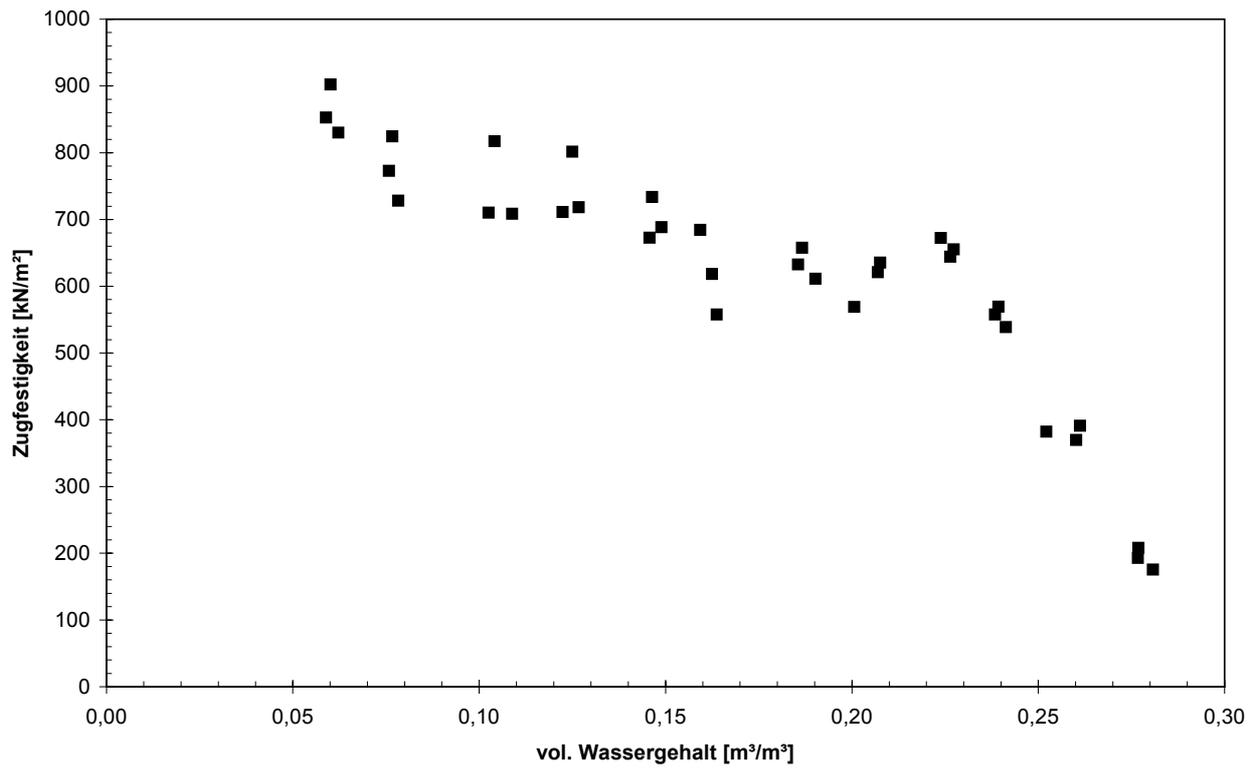


Abbildung 4.29: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Themar (T16-100o)

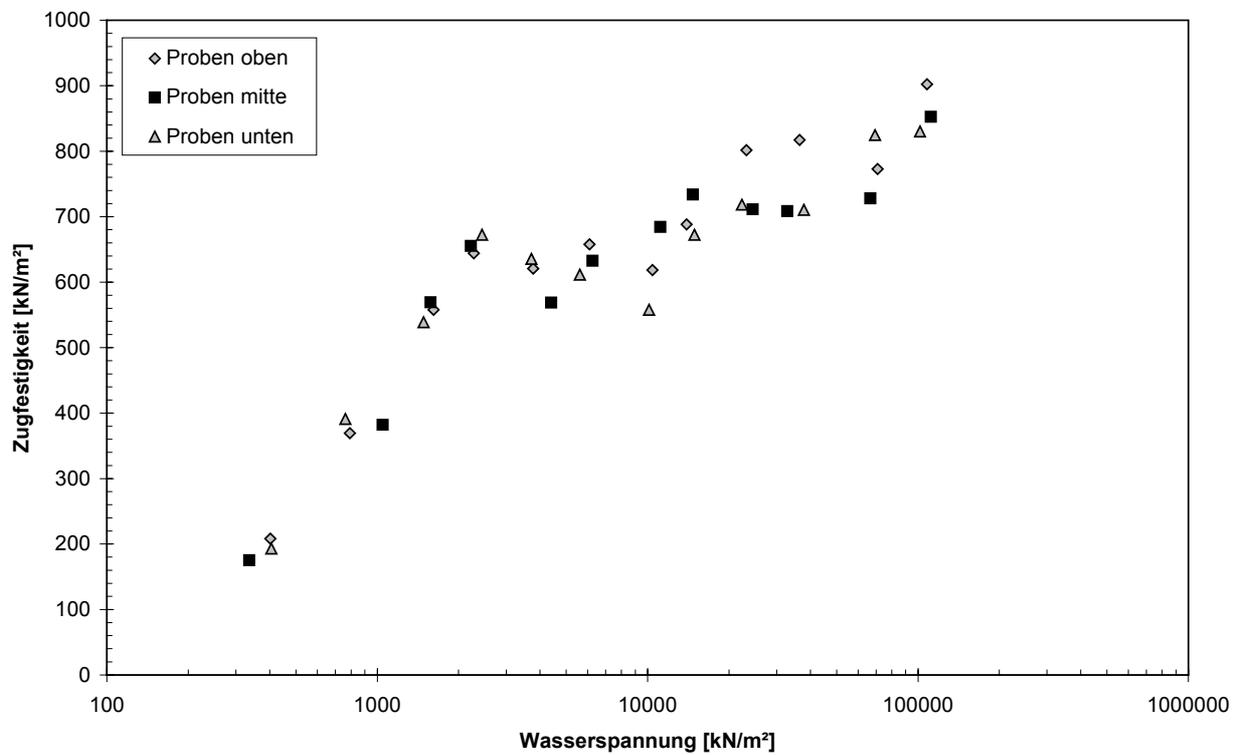


Abbildung 4.30: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Themar (T16-100o)

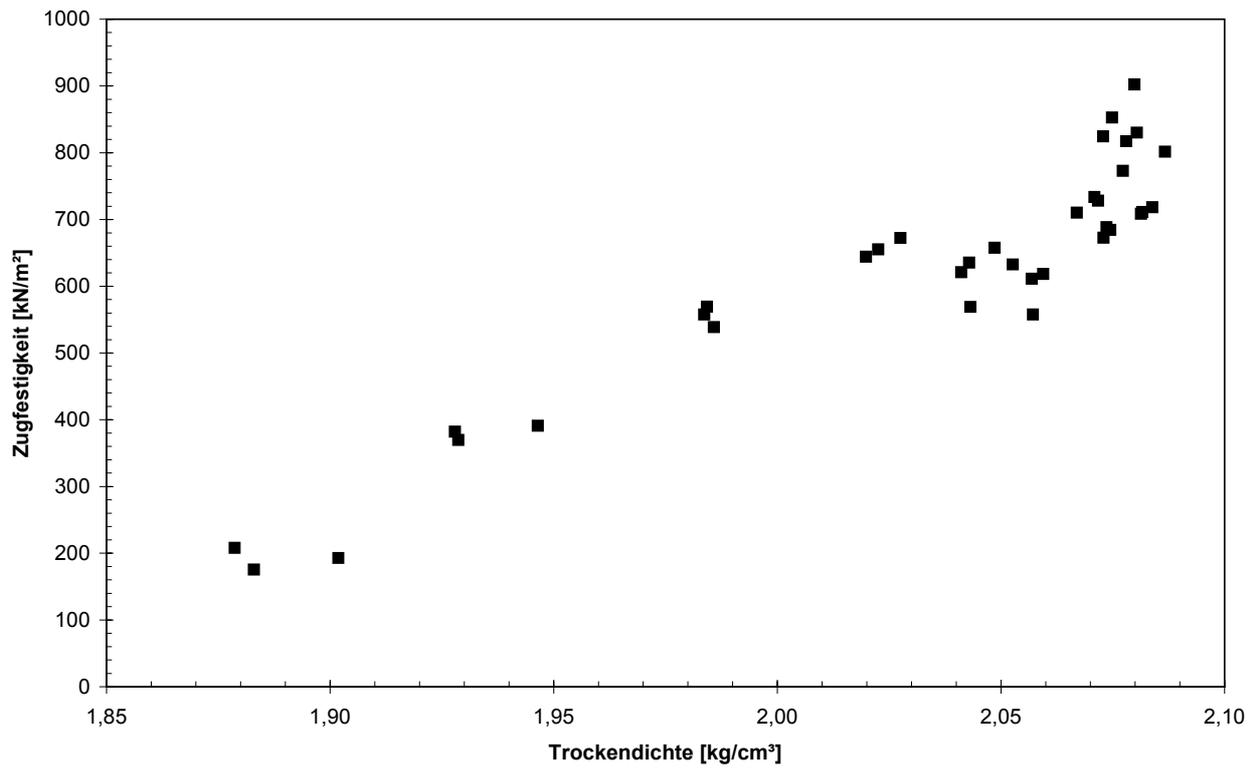


Abbildung 4.31: Trockendichte zu Zugfestigkeit, Ton Themar (T16-100o)

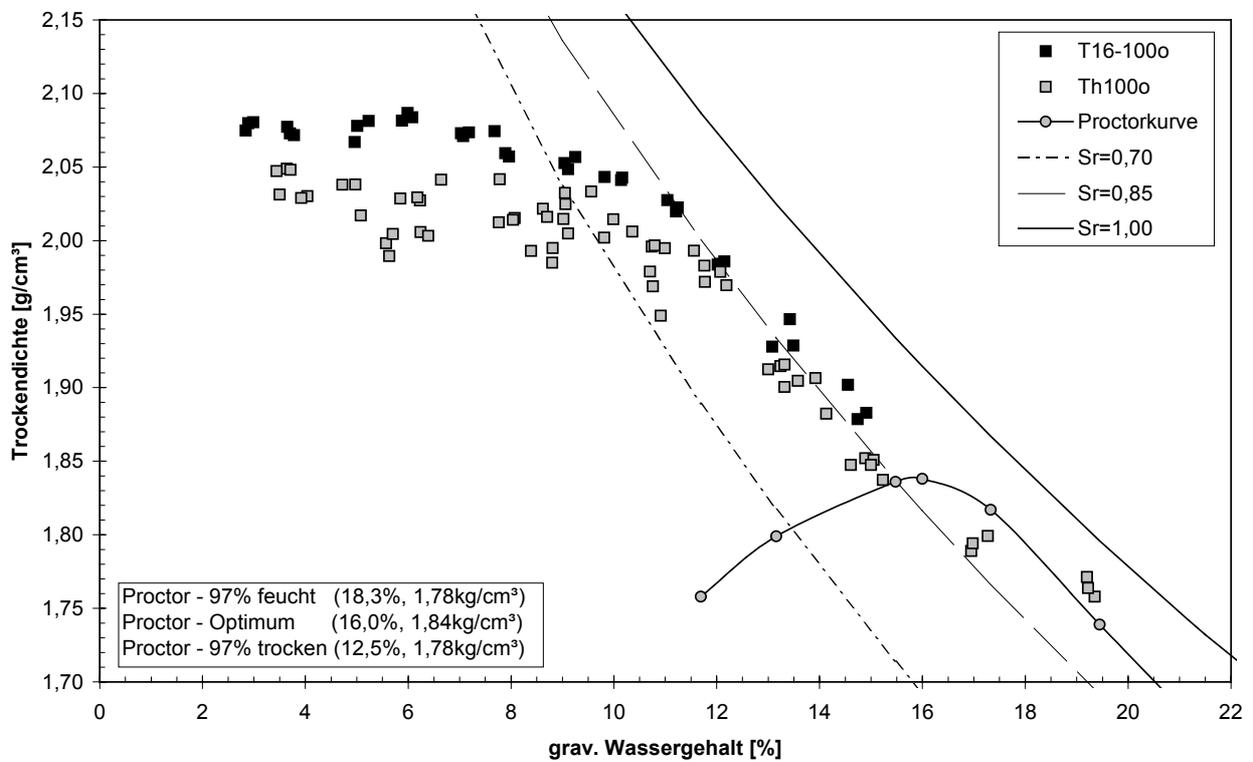


Abbildung 4.32: Vergleich Versuche, Ton Themar (T16-100o, Th100o), Trockendichte zur Proctorkurve

### 4.3.3 Verformungen und Dehnungsmoduln

Neben der Zugfestigkeit wurden auch die Verformungen bei den Zugversuchen beobachtet. In Abbildung A.4.10 findet sich ein typischer Festigkeits-Dehnungsweg-Verlauf bis zum Bruch. In der Abbildung 4.33 ist für Ton Plessa (Serie A) die erzielte Bruchdehnung (in Prozent) zum vol. Wassergehalt aufgetragen. In den Abbildungen 4.34 bis 4.36 werden der Dehnungsmodul (als Sekantenmodul zwischen 15 % und 80 % der Bruchdehnung) mit den Basiskenntgrößen vol. Wassergehalt, Wasserspannung und Trockendichte wiedergegeben. In den Abbildungen 4.37 bis 4.40 sind wiederum die Bruchdehnung und der Dehnungsmodul für Ton Plessa (Serie B) dargestellt. Die Abbildungen 4.41 bis 4.44 zeigen die Ergebnisse für Ton Themar der Serie A (Th100o), die Abbildungen 4.45 bis 4.48 Ton Themar der Serie B (t16-100o).

Mit abnehmendem Wassergehalt nimmt die Bruchdehnung im Allgemeinen zu. Bei Ton Plessa (Serie A) und Themar (Serie B) ist dies eine annähernd lineare Zunahme, bei Ton Plessa (Serie B) und Themar (Serie A) eher parabelförmig. Ebenfalls nimmt die Dehnsteifigkeit mit abnehmendem Wassergehalt zu. Bei der Betrachtung des Dehnungsmoduls mit dem vol. Wassergehalt als Basisgröße zeigt sich zuerst eine fast lineare Zunahme vom sehr feuchten bis feuchten Bereich, dann häufig, wie schon bei der Zugfestigkeit, ein Knick mit fast konstanten, stärker streuenden Werten des Dehnungsmoduls. Dieses Verhalten ist gut bei Ton Plessa (Serie A) und bei den beiden Serien des Tons Themar ausgeprägt. Plessa (Serie B) weist wieder einen mehr parabelförmigen Verlauf auf. Mit zunehmender Wasserspannung (Trocknung) sind recht ähnliche Verläufe auszumachen. Wird die Trockendichte betrachtet, ist mit deren Zunahme eine fast lineare Zunahme der Dehnungsmodule zu erzielen (ausgeprägt: Ton Plessa, Serie A, Ton Themar, Serie B); im Bereich hoher Dichten streuen die Werte wieder stärker. Bei Plessa (Serie B) sind für die einzelnen Proctorzustände jeweils eine annähernde Linearisierung festzustellen, sie fallen jedoch nicht zusammen.

Beim Vergleich der Bruchdehnungen der einzelnen Serien fällt auf, dass bei der Serie A Maximalwerte für Plessa bei ca. 0,015 bis 0,020 liegen, hingegen in der Serie B bei 0,004 bis 0,006. Ähnliche Werte sind bei Ton Themar abzuleiten. Die Dehnungsmodule erreichen bei Ton Plessa in der Serie A Werte von 30 bis 35 MN/m<sup>2</sup> bzw. um die 180 MN/m<sup>2</sup> in der Serie B, der Ton Themar erzielt Maxima um 45 MN/m<sup>2</sup> (Serie A) bzw. 190 MN/m<sup>2</sup> (Serie B). Die unterschiedlichen Trockendichten spielen hierbei eine große Rolle; eventuell beeinflussen ebenfalls die geänderten Versuchsrandbedingungen (Haken, Kraftführung) leicht die Ergebnisse (vgl. auch Zugfestigkeiten).

Betrachtet man die Proctorzustände des Tons Plessa in Serie A (die Werte streuen allgemein recht stark), so scheinen für den trocken Ast tendenziell höhere Dehnungsmodule als für Proben des Optimums oder des feuchten Asts herauszukommen. Bei der Bruchdehnung ist dies gerade umgekehrt (Abbildung 4.33). In der Serie B ist der Unterschied bei den Bruchdehnungen noch stärker ausge-

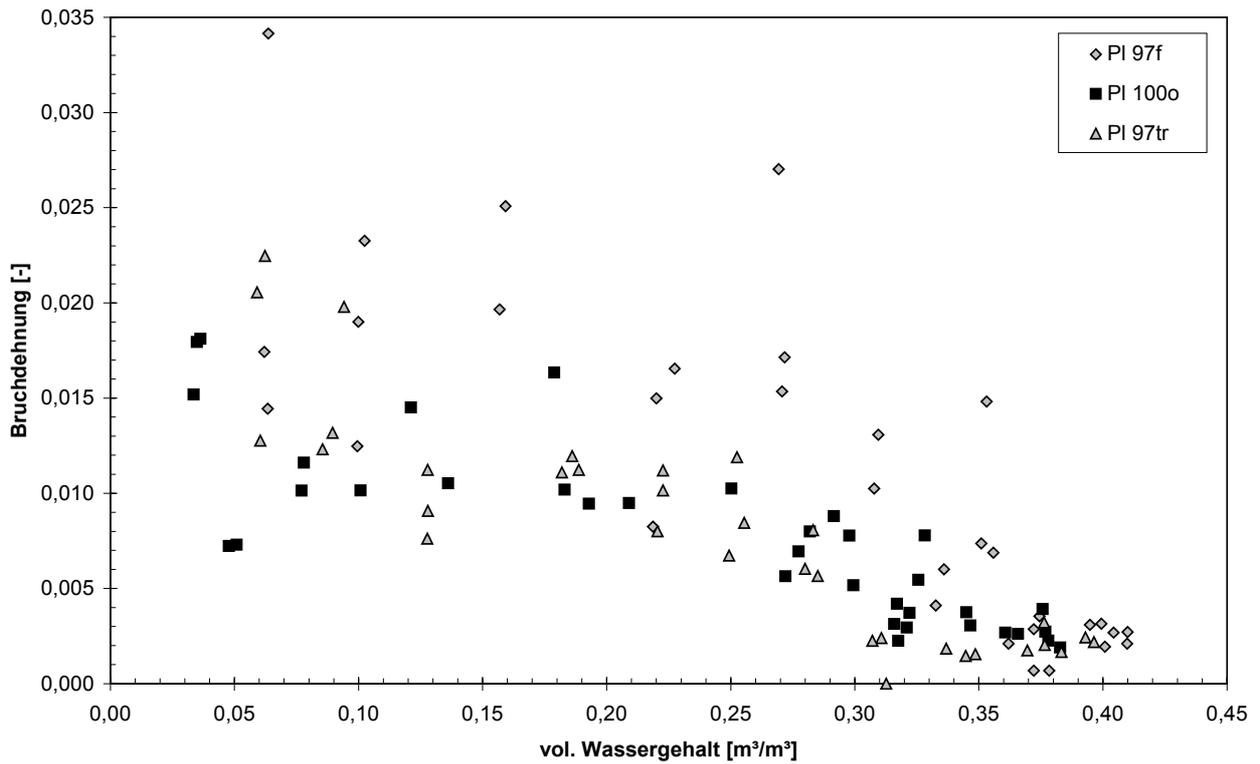


Abbildung 4.33: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung

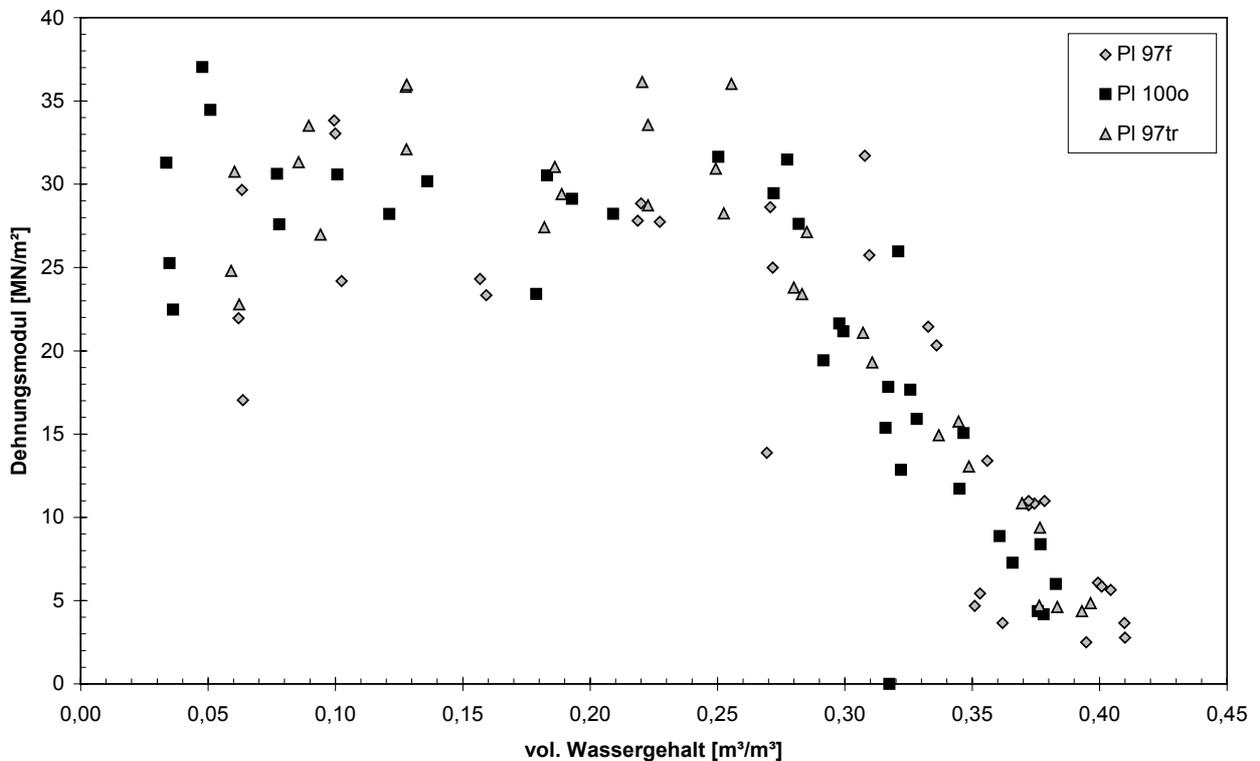


Abbildung 4.34: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul

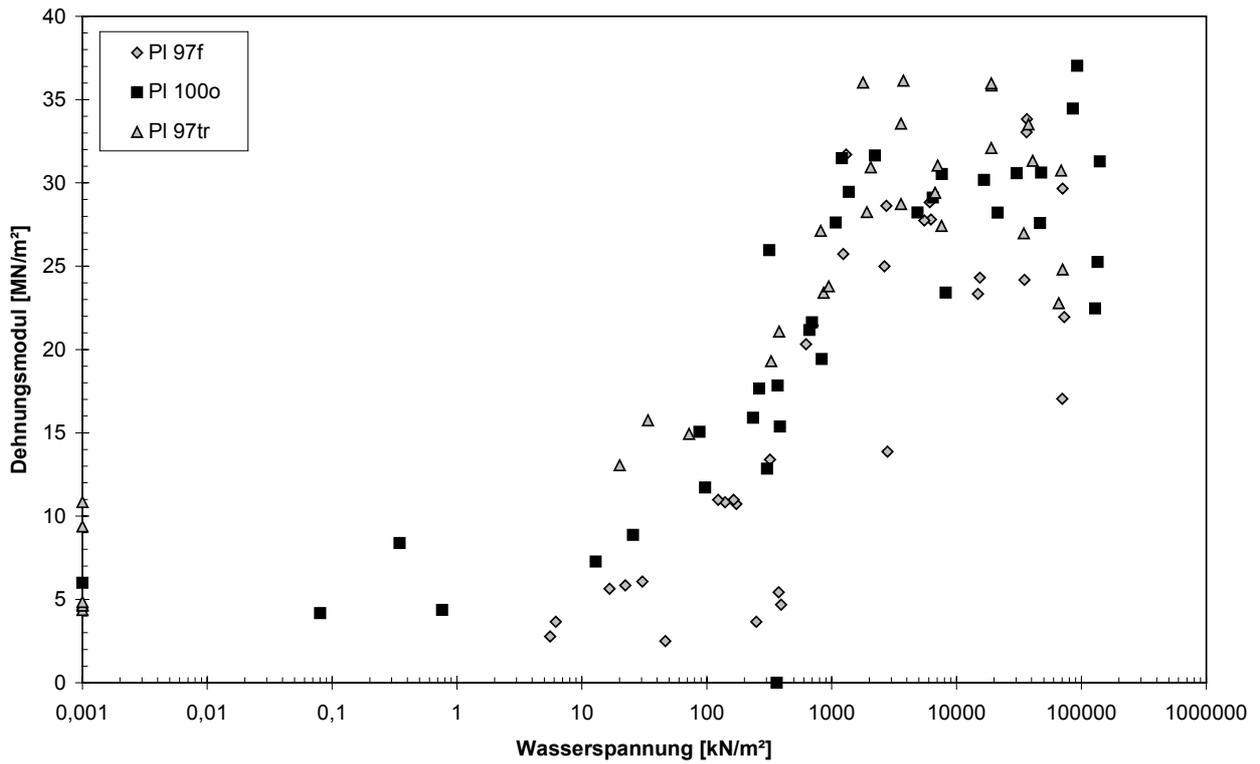


Abbildung 4.35: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Wasserspannung zu Dehnungsmodul

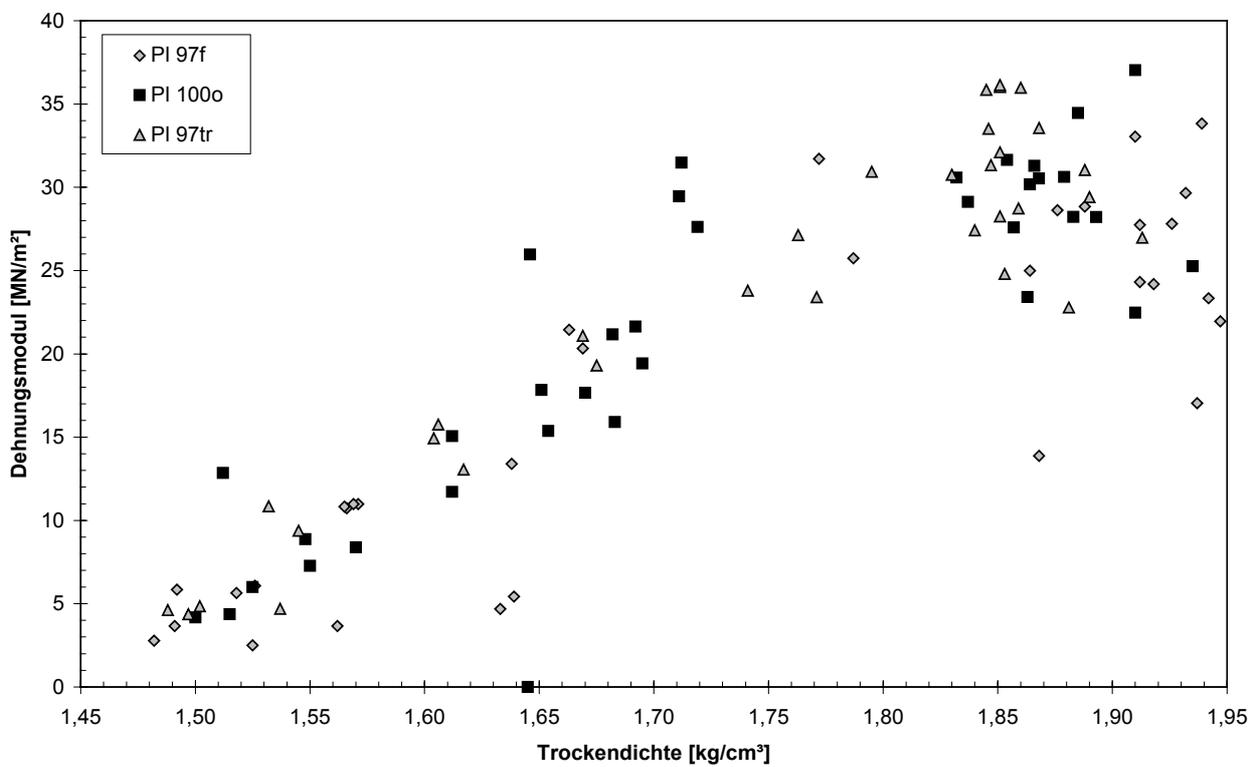


Abbildung 4.36: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A), Trockendichte zu Dehnungsmodul

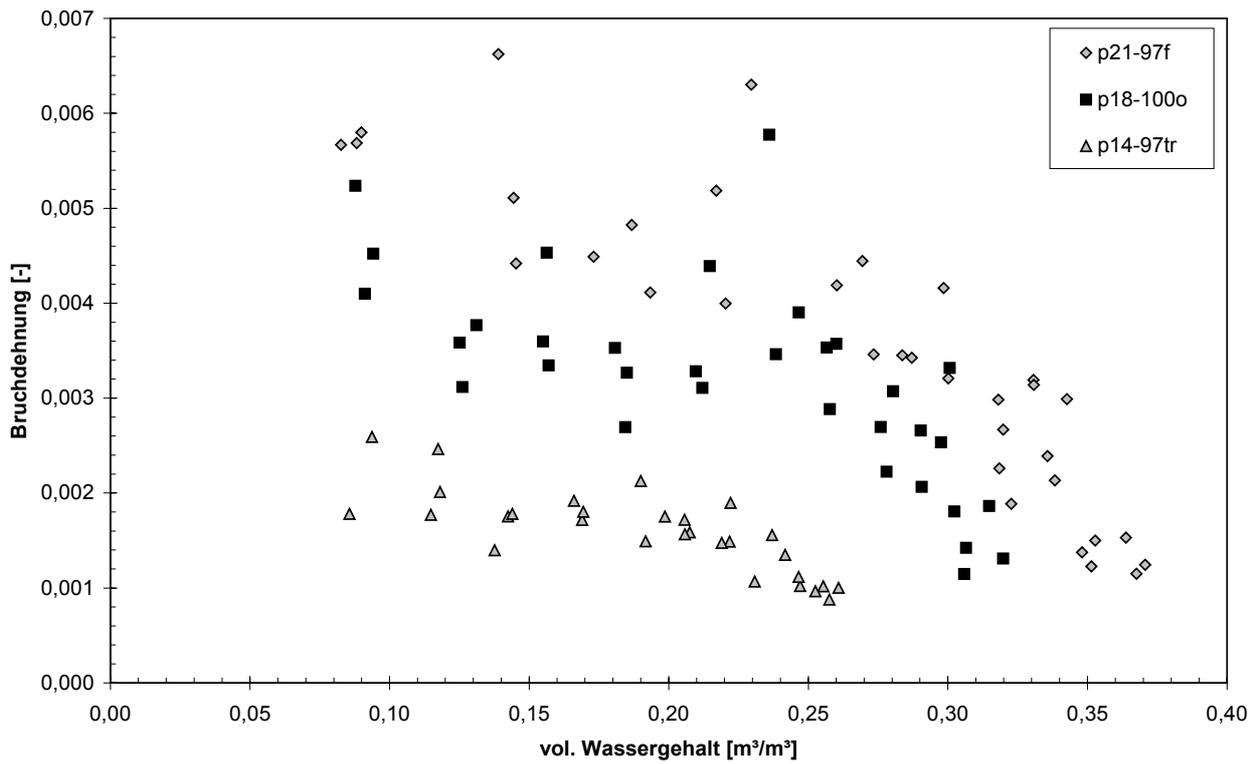


Abbildung 4.37: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung

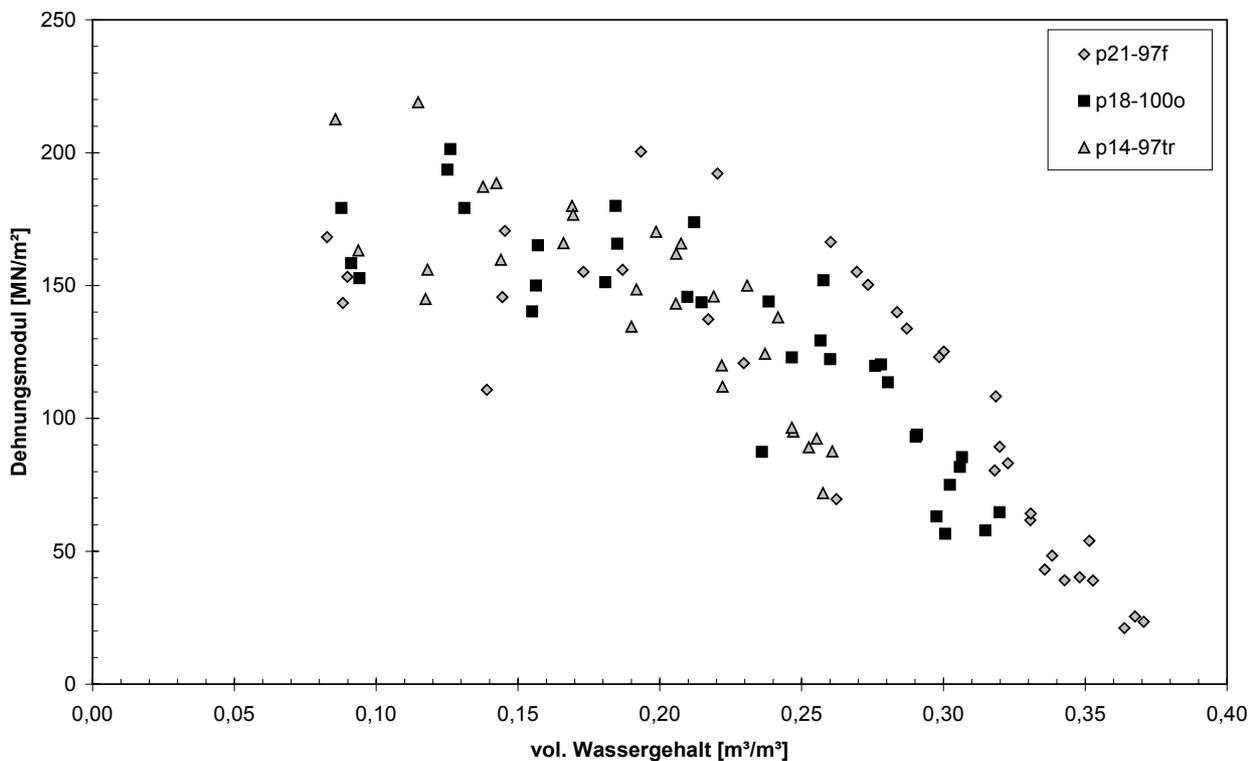


Abbildung 4.38: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul

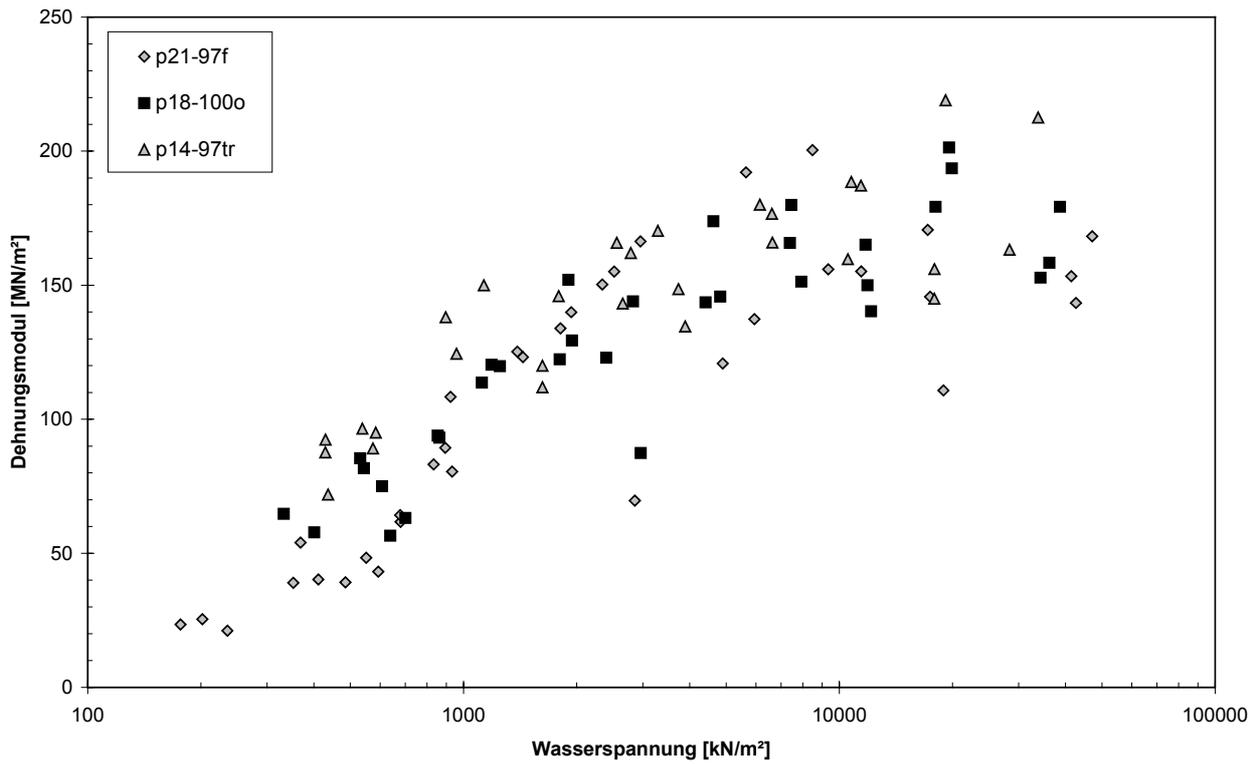


Abbildung 4.39: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Wasserspannung zu Dehnungsmodul

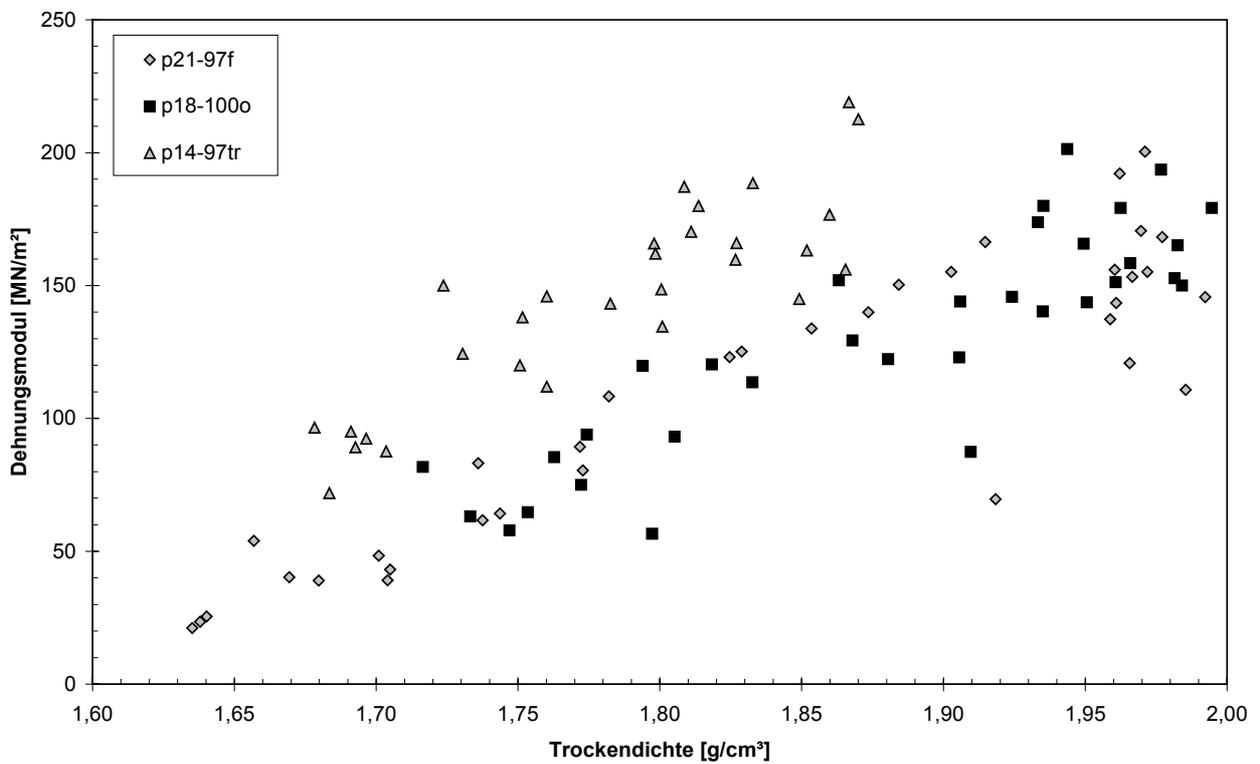


Abbildung 4.40: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie B), Trockendichte zu Dehnungsmodul

prägt – Proben, welche auf dem trockenen Ast der Proctorkurve hergestellt wurden, erreichen recht kleine Dehnungen (Abbildung 4.37). Beim Dehnungsmodul sind höhere Werte auch für die feuchteren Proben zu verzeichnen, allerdings nimmt die Dehnsteifigkeit der auf dem trockenen Ast der Proctorkurve hergestellten Proben bei geringen Wassergehalten stark zu und übertrifft tendenziell die anderen Werte. Die Kenngröße Trockendichte zeigt wieder abschnittsweise eine lineare Zunahme der Dehnungsmoduln, wobei in Serie A alle Zustände annähernd zusammenfallen (Abbildung 4.36). Bei der Serie B sind die einzelnen Strukturzustände ebenfalls linear in der Zunahme der Dehnungsmoduln, liegen jedoch nicht auf einer einheitlichen Geraden (Abbildung 4.40).

In beiden Versuchsserien des Tons Themar ist, wie oben bei den Zugfestigkeiten schon beschrieben, ebenfalls ein Abfallen im Bereich von 0,17 vol. Wassergehalt festzustellen (z. B. Abbildung 4.45). Der Zunahmeverlauf der Bruchdehnung und des Dehnungsmoduls entspricht fast den oben unter Plessa beschriebenen. Die Streuung bei beiden Serien mit dem Ton Themar ist jedoch im Allgemeinen größer als bei Ton Plessa. In den feuchteren Bereichen erkennt man eine lineare Zunahme der Dehnungsmodule mit geringer werdenden Wassergehalten. Ein ‚Knick‘ mit einem Wechsel zu fast konstanten Werten ist bei ca. 0,19 % vol. Wassergehalt (Abbildungen 4.42 und 4.46) bzw. 6000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung bei beiden Serien abzulesen. Die Trockendichte als Basiskenngröße zeigt diesen ‚Knick‘ jedoch nicht eindeutig.

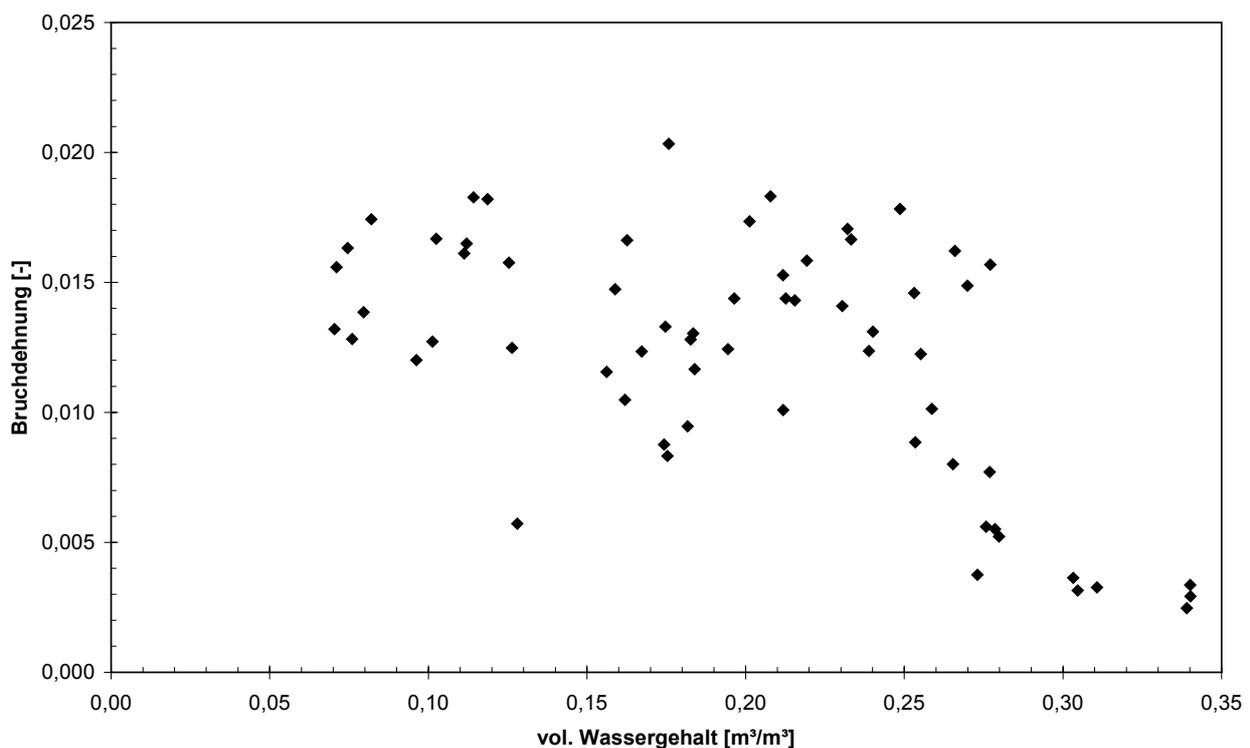


Abbildung 4.41: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung

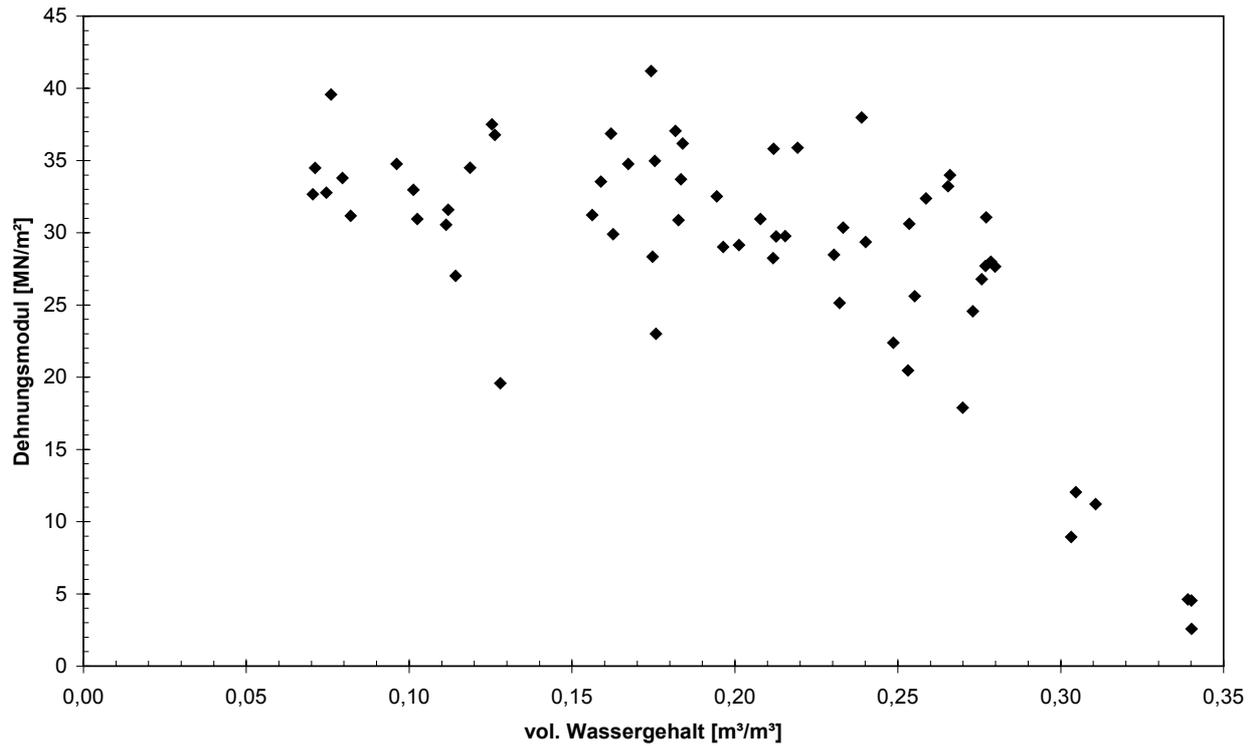


Abbildung 4.42: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul

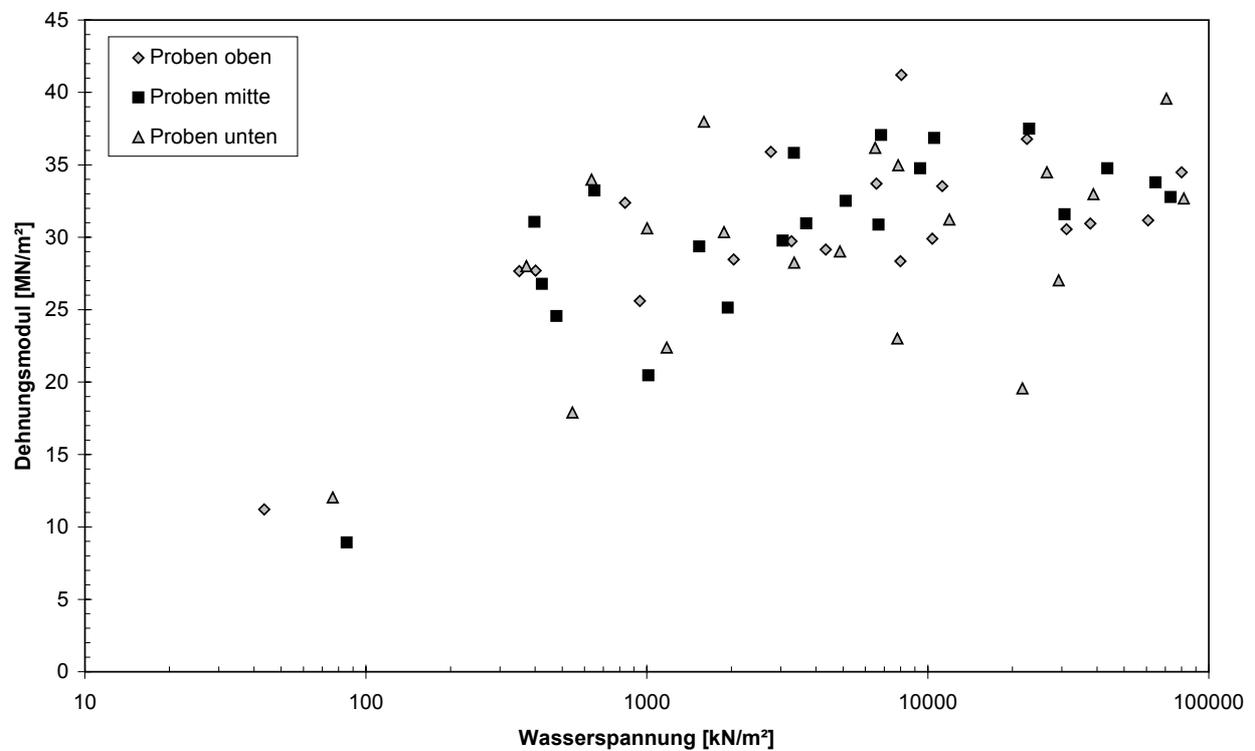


Abbildung 4.43: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), Wasserspannung zu Dehnungsmodul

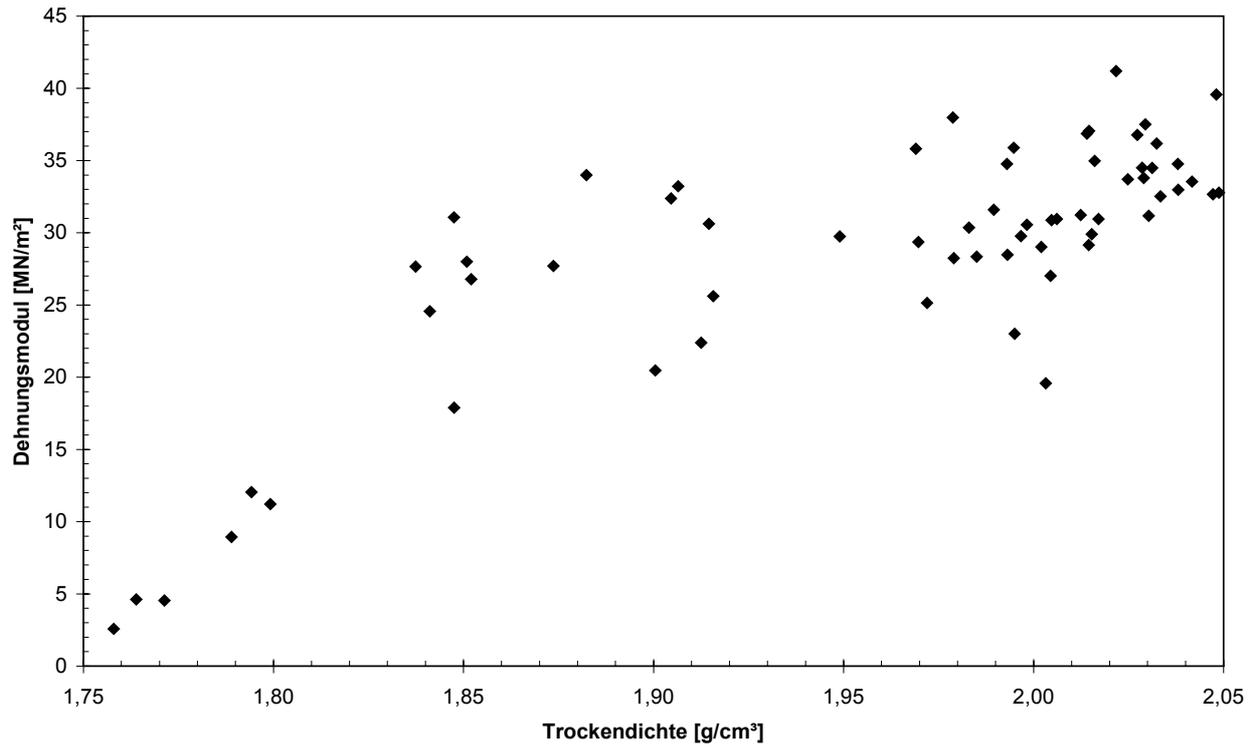


Abbildung 4.44: Vergleich Versuche Ton Themar (Th100o), Trockendichte zu Dehnungsmodul

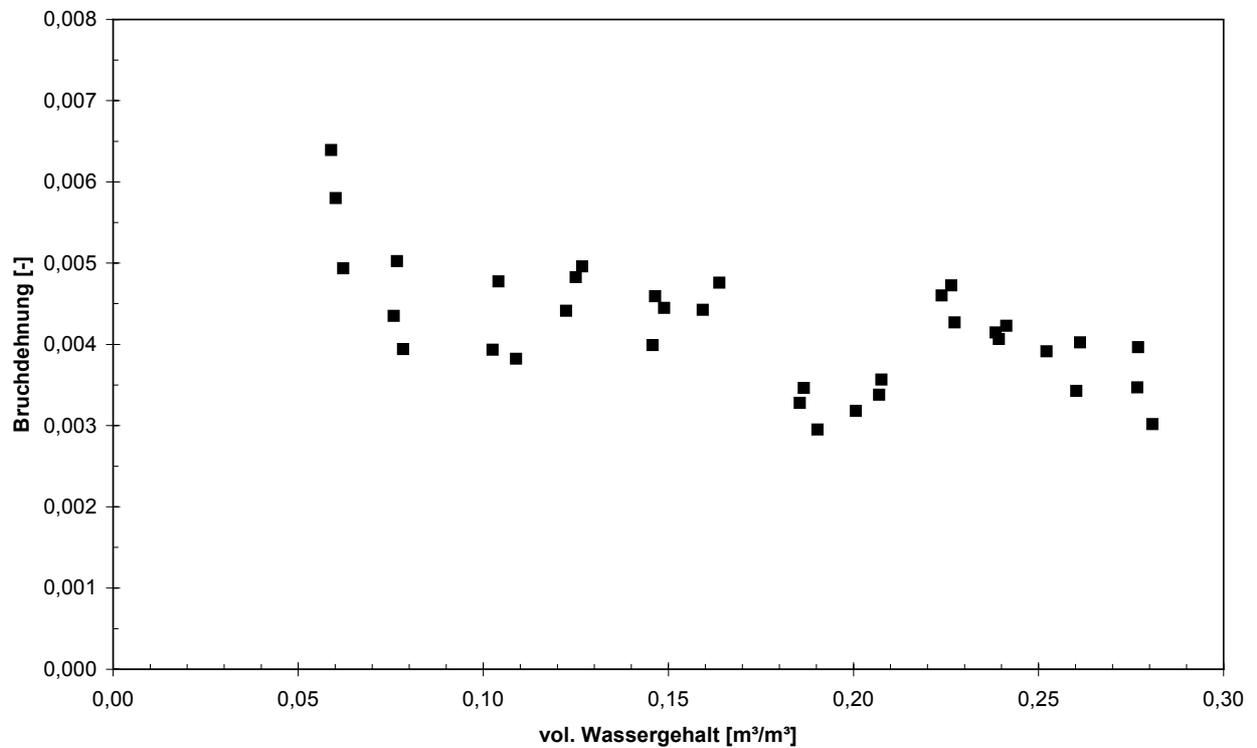


Abbildung 4.45: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), vol. Wassergehalt zu Bruchdehnung

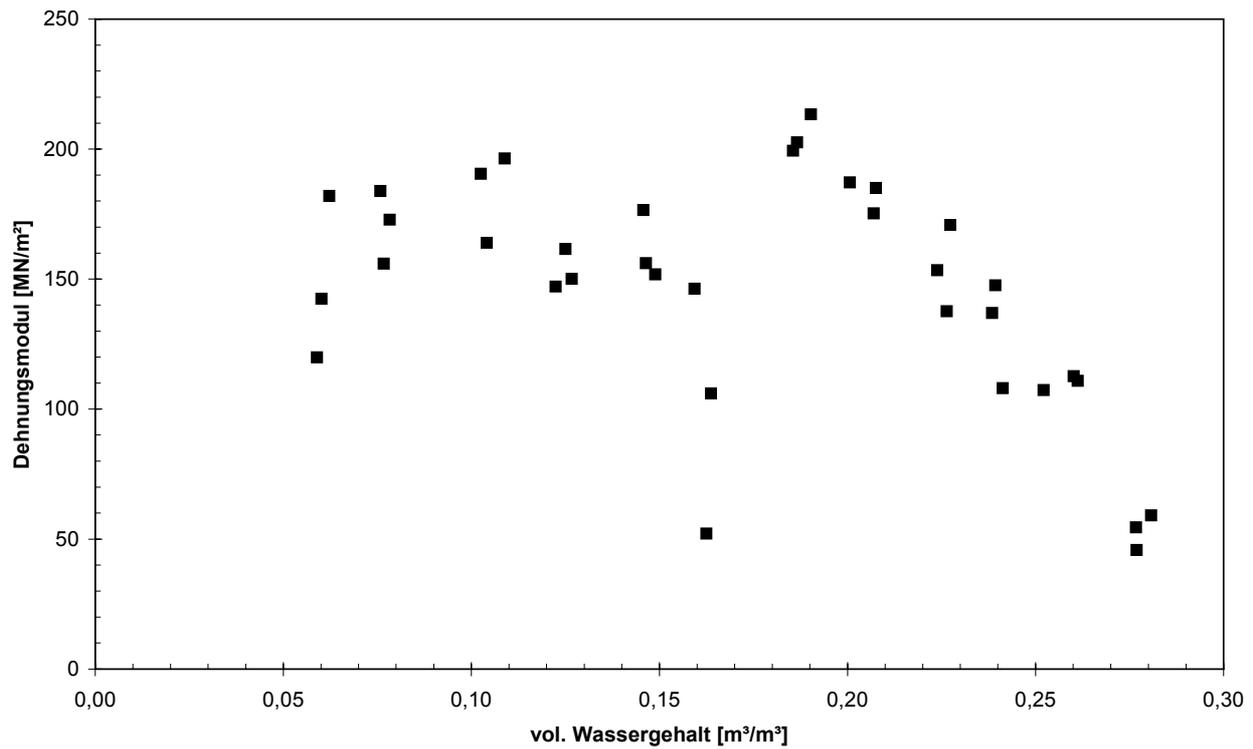


Abbildung 4.46: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), vol. Wassergehalt zu Dehnungsmodul

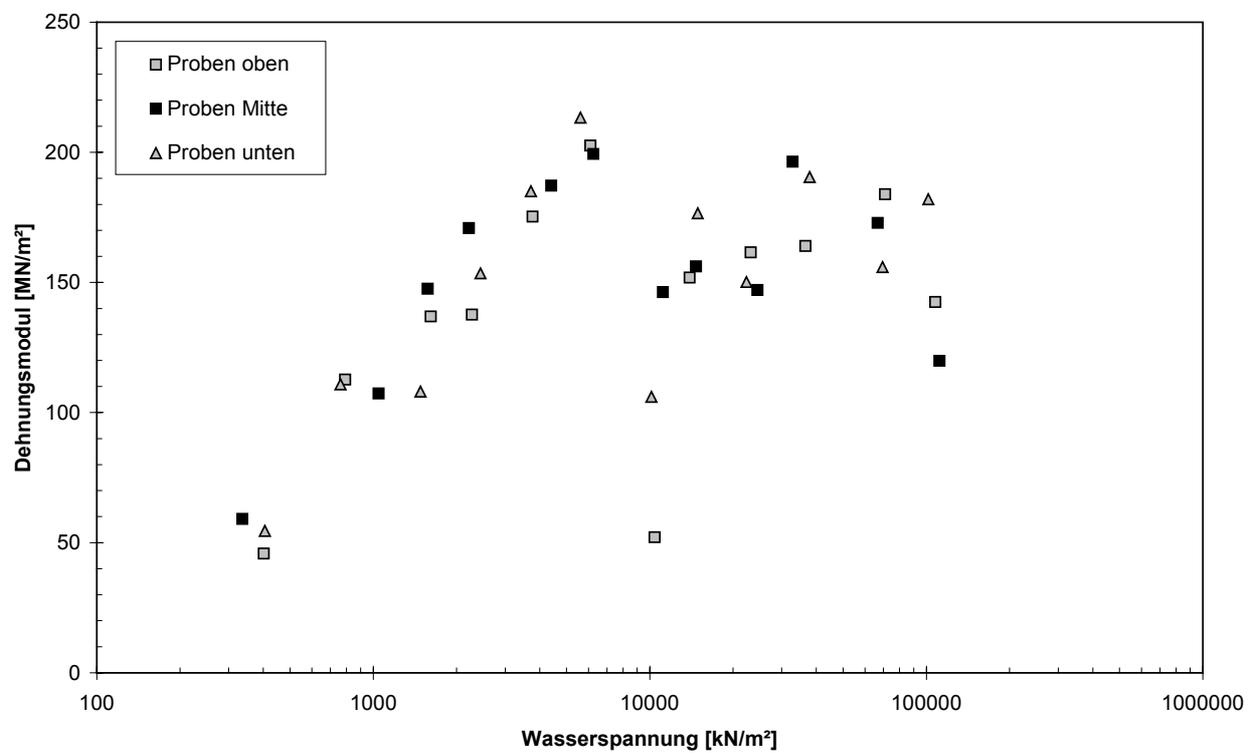


Abbildung 4.47: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), Wasserspannung zu Dehnungsmodul

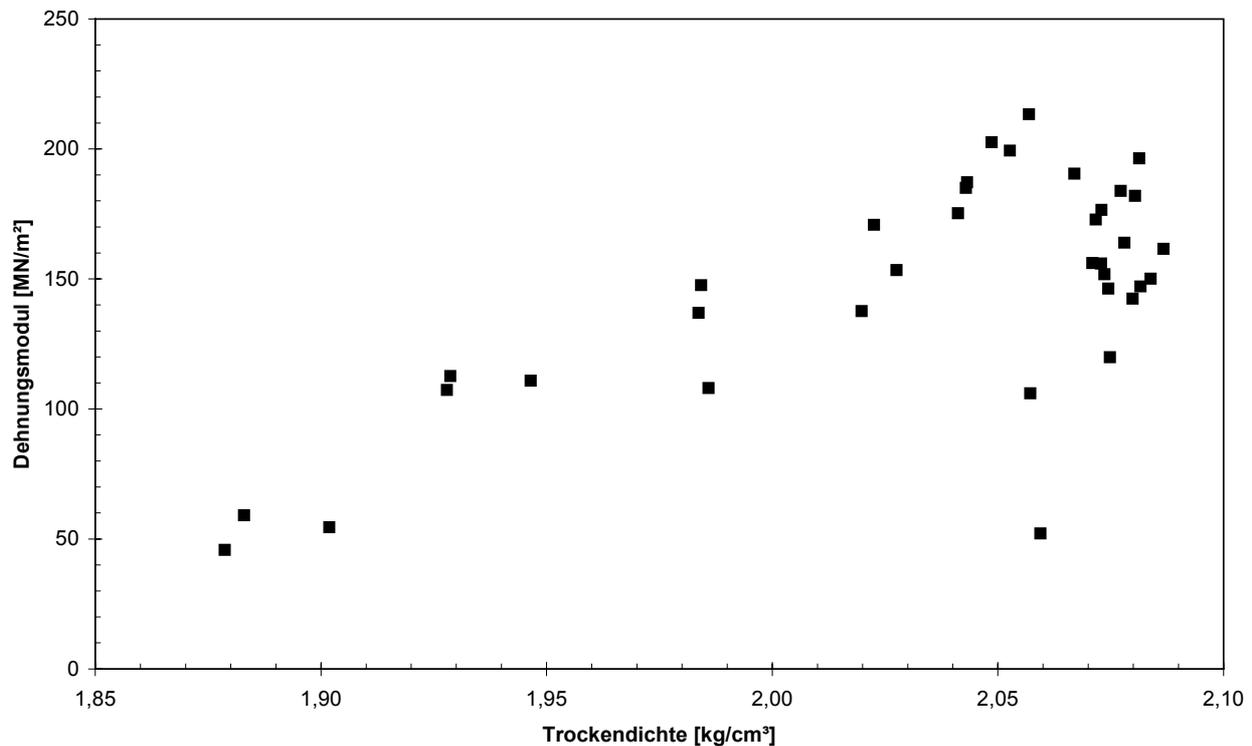


Abbildung 4.48: Vergleich Versuche Ton Themar (T16-100o), Trockendichte zu Dehnungsmodul

#### 4.3.4 Indirekte Zugversuche - einaxiale Druckversuche an Ton Plessa

Für einen kurzen Vergleich der Größen und des Verlaufs von Zugfestigkeiten aus direkten und indirekten Zugversuchen (Kapitel 4.2 und 4.3) bieten sich die Ergebnisse von HAGNER (2005) aus ungehinderten, einaxialen Druckversuchen am Ton Plessa an.

Die Proben (im folgenden qPl genannt) wurden nach HAGNER (2005) bei einem Wassergehalt von ca. 21 % und einer ‚händischen‘ Verdichtung in PVC-Rohren ( $d = 38 \text{ mm}$ ,  $h = 80 \text{ mm}$ ) mit einem entsprechendem Verdichtungshammer hergestellt (Abbildung 4.49). Es wurde eine Dichte von annähernd  $1,65 \text{ g/cm}^3$  erreicht (vergleichbar mit Pl100o). Die Enden der so hergestellten Zylinder wurden mit durchlässigen Vliesen sicher verschlossen und dann für 3 Tage in einer mit Wasser gefüllten Wanne gelagert und aufgesättigt. Danach wurden die Bodenzylinder ausgedrückt und an der Luft auf die gewünschten Wassergehalte heruntergetrocknet. Nach dem Erreichen der Zielwassergehalte wurde ein einaxialer Druckversuch bis zum Bruch der Probekörper bei einer Vorschubgeschwindigkeit von  $v = 0,5 \text{ mm/min}$  durchgeführt (Abbildung 4.49). Davor wurden noch die Probenzylinder per Schieblehre ausgemessen, um Aussagen zur Trockendichte etc. machen zu können. In den Abbildungen 4.50 und A.4.11 sind die aus den Druckversuchen abgeleiteten Zugfestigkeiten über dem vol. Wassergehalt bzw. der Trockendichte wiedergegeben.

Die Zugfestigkeit wurde aus der Druckfestigkeit mit dem auf der Bruchtheorie von Griffith basierenden Ansatz von FRYDMAN (1967) berechnet, aus der sich ergibt, dass die Zugfestigkeit ein

Achtel der erreichten Druckspannung beträgt. Vergleicht man nun die hier gezeigten Ergebnisse für den Ton Plessa mit denen aus dem Kapitel 4.3.2 (z. B. Abb. 4.22) und vernachlässigt man die unterschiedlichen Randbedingungen, so ist der Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung sehr ähnlich, die absoluten Größen werden aber damit unterschätzt.

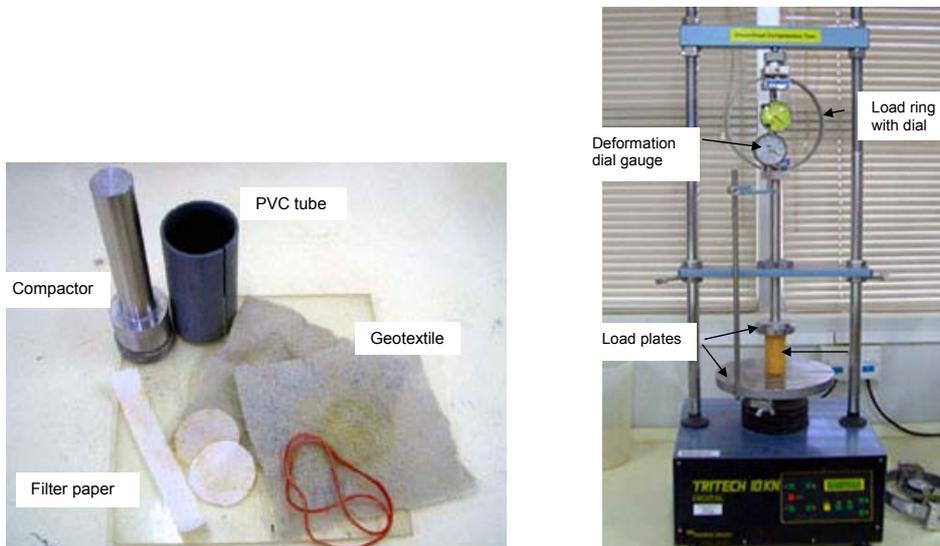


Abbildung 4.49: Probenherstellung und Druckversuchseinrichtung (aus HAGNER, 2005)

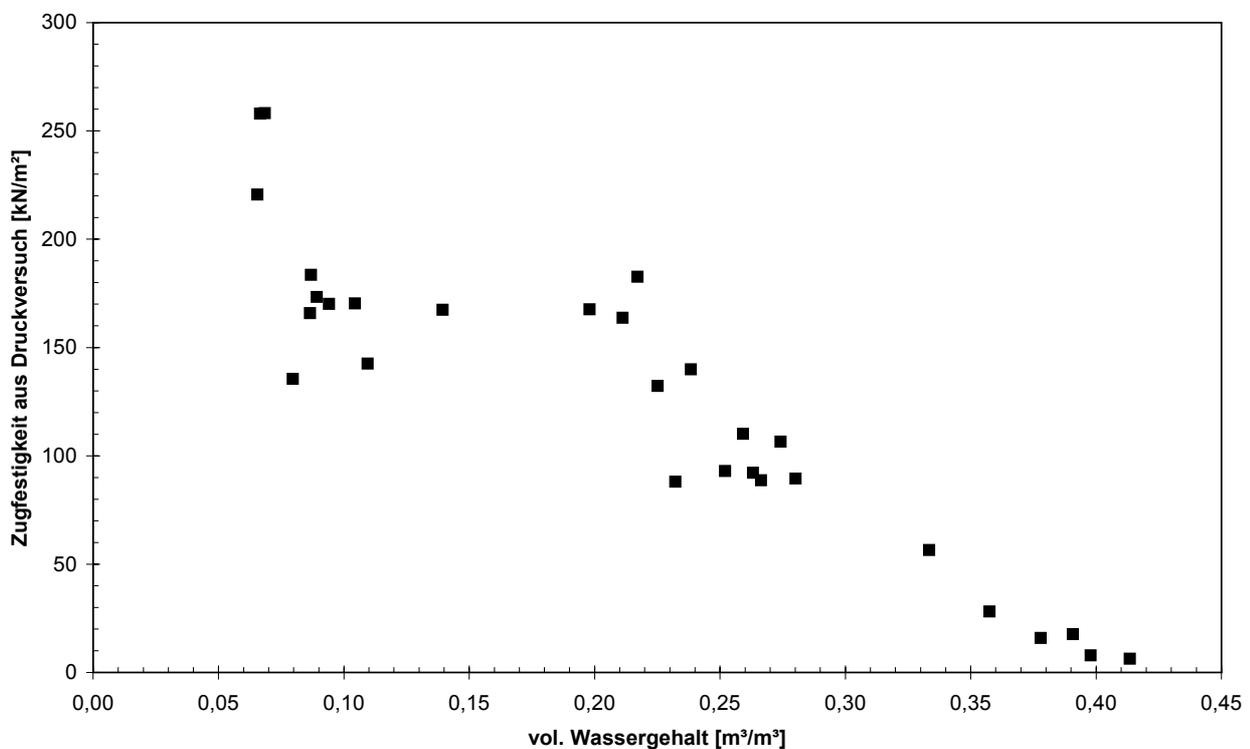


Abbildung 4.50: Abgeleitete Zugfestigkeiten aus einaxialen Druckversuchen am Ton Plessa (qPl), vol. Wassergehalt zu Zugfestigkeit

### 4.3.5 Wasserspannung zu Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck

Seitens z. B. NAGARAJ & MIURA (2001) und NAGARAJ (2004) wird seit längerem der hier sog. Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck [ $e \cdot \sqrt{(Sr)}$ ] als äquivalente Form zur Darstellung der Teilsättigung von Böden, vergleichbar mit der Wasserspannung, benutzt. Ein Vorteil soll insbesondere sein, dass mit diesem Ausdruck die Struktur (Porenzahl) wie auch die Teilsättigung (Sättigungsgrad) eines Bodens besser erfasst wird.

Bei einer direkten Gegenüberstellung mit der Wasserspannung für die Zugversuche mit den Tonen Plessa und Themar (Abbildungen 4.51 und 4.52) zeigt sich ein fast annähernd linearer Zusammenhang zwischen den beiden Kennwerten für Wasserspannungen größer  $100 \text{ kN/m}^2$ . Der Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck kann somit eindeutig für die hier dargestellten Größenbereiche der Wasserspannung als geeignete Ausdrucksweise zur Erfassung der Teilsättigung von Böden angesehen werden. Gewisse parallel verlaufende Abweichungen lassen sich, wie in Abbildung 4.52 dargestellt, z. B. durch die leicht abgeänderte Quantifizierung der Probenkörpermessungen bei der Serie B erklären, die sich direkt in der Porenzahl niederschlagen und damit auch in der Größe des Ausdrucks. Indirekt zeigt sich mit diesen Ergebnissen zudem der allgemein geringe Einfluss der Struktur (Verdichtung) auf die Wasserspannungskurve eines Bodens.

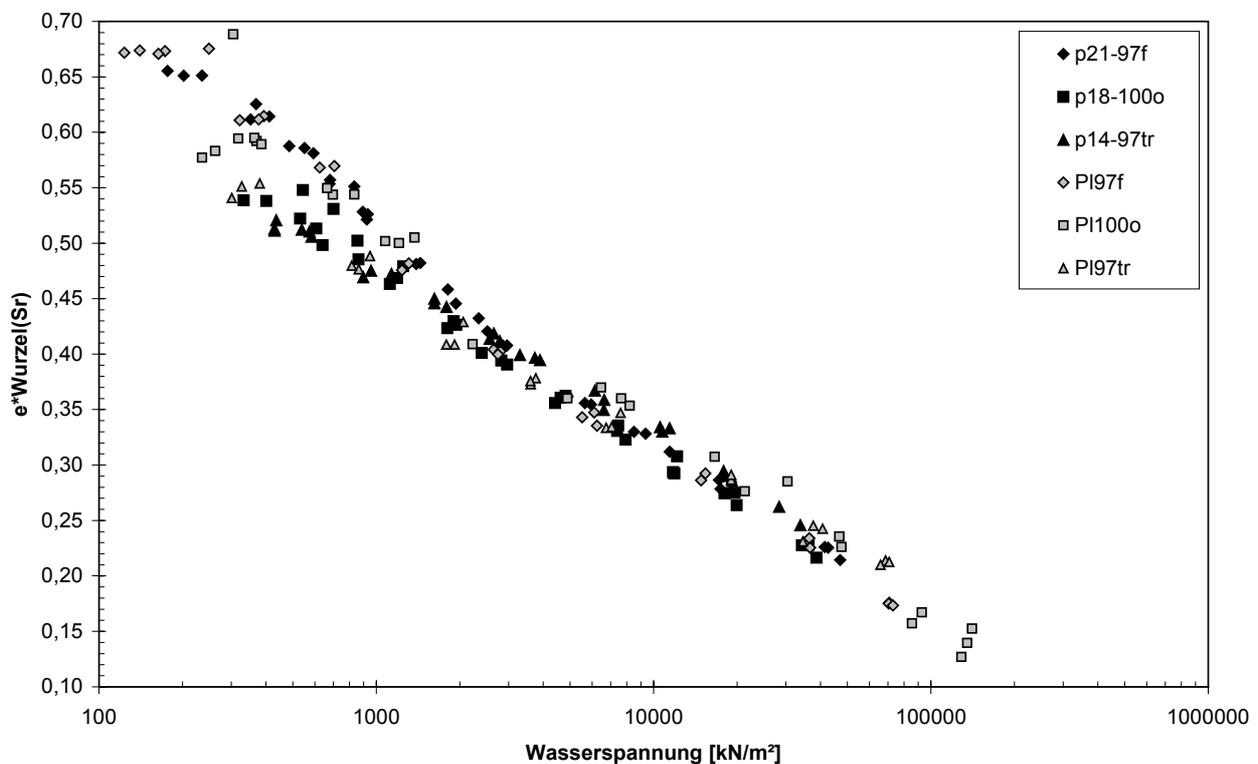


Abbildung 4.51: Vergleich Versuche Ton Plessa (Serie A und B), Wasserspannung zu Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck [ $e \cdot \sqrt{(Sr)}$ ]

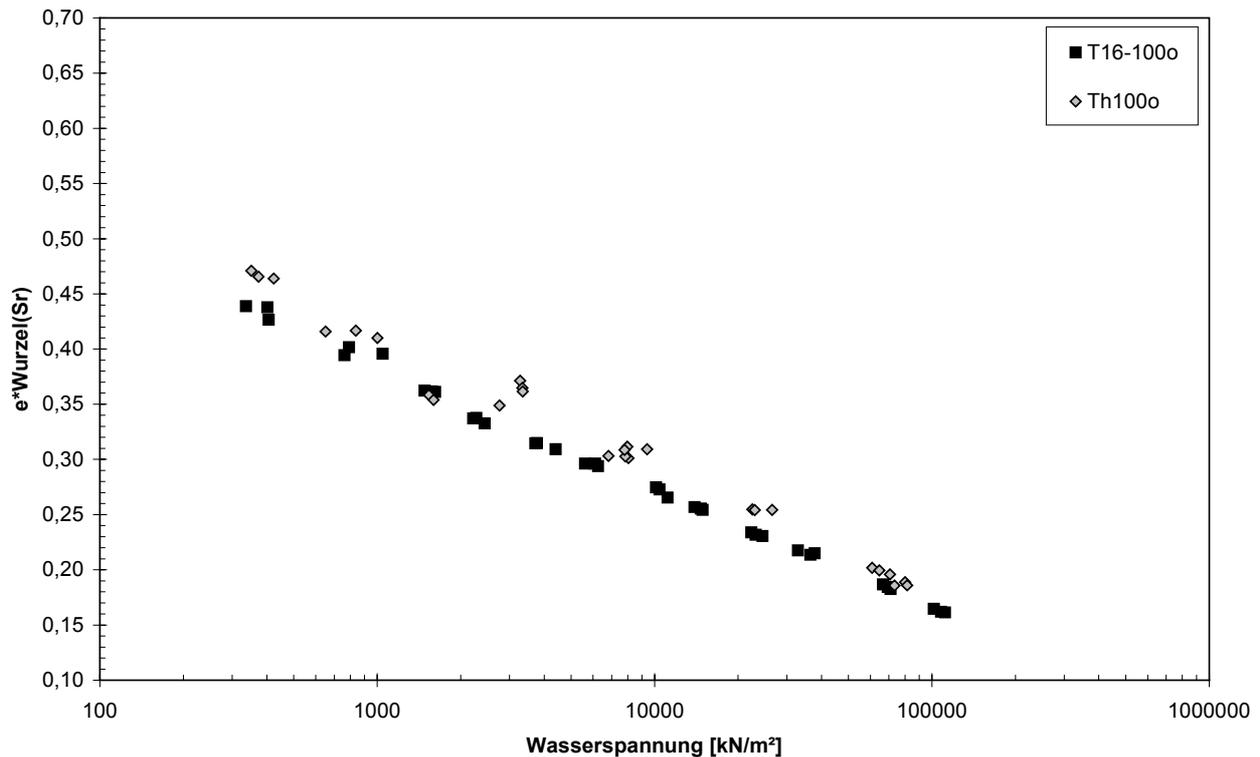


Abbildung 4.52: Vergleich Versuche Ton Themar (Serie A und B), Wasserspannung zu Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck [ $e \cdot \sqrt{(Sr)}$ ]

#### 4.4 Diskussion und Fazit

In den vorherigen Abschnitten wurden die durchgeführten Versuche vorgestellt und erläutert, deren Ergebnisse präsentiert sowie näher beschrieben. An dieser Stelle wird nun die Bedeutung der Versuchsergebnisse im Allgemeinen diskutiert und diese mit den Erkenntnissen der Kapitel 3.4 und 3.5 verglichen. Betrachtet wird der Unterschied zwischen verschiedenen Böden (hier Ton Plessa und Themar) sowie die Abweichungen innerhalb eines Bodens infolge unterschiedlicher initialer Verdichtung und der daraus resultierenden jeweiligen Struktur. Im besonderen Blickpunkt ist dabei das Schrumpfverhalten, die Zugfestigkeit sowie der Dehnungsmodul und die Bruchdehnung bei variierenden Wassergehalten in verdichteten bindigen Böden.

Die Schrumpfversuche (und indirekt die Zugversuche) am Ton Plessa zeigen den ausgeprägten Einfluss der Verdichtung / Struktur auf die absoluten Größen der Porenzahl und deren Reduzierung infolge Austrocknung. Bei den trocken verdichteten Proben (P197tr) ist eine Volumenreduzierung von ca. 8 % zwischen Ausgangs- und Endzustand (vollständige Trocknung) zu verzeichnen, bei den optimal verdichteten Proben (P1100o) sind es ca. 14 % und bei den feuchten annähernd 18 %. Die

volumetrische Schrumpfgrenze liegt hierbei zwischen ca. 2800 und 7000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung. Proben des Tons Themar, die bei optimalem Wassergehalt hergestellt wurden, erfahren zum Vergleich nur eine Reduzierung um ca. 8,5 %, bei generell höheren Trockendichten. Je nach Herstellung (Verdichtung, Wassergehalt) erfährt der Boden also eine unterschiedlich große Volumenreduzierung bis zum Erreichen der Schrumpfgrenzen und somit der Volumenkonstanz.

Die Versuche zur Bestimmung von Wasserspannungskurven konnten nur im Bereich bis ca. 2000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung einen Unterschied aus der Struktur der Bodenproben erkennen lassen, dies auch nur bei den PP-Versuchen (Matrix-Wasserspannung). Die Ergebnisse aus den CMH-Versuchen (totale Wasserspannungen) erbrachten keine nennenswerten Unterschiede durch die Bodenstruktur. Grund ist in erster Linie die begrenzte Wirksamkeit der Interaggregatporen auf die Wasserspannung (Grenze bei ca. 2000 bis 5000 kN/m<sup>2</sup>). Indirekt kann somit die Grenze bzw. Größe der strukturbeeinflussten Interaggregatporen infolge Verdichtung auch über Wasserspannungskurven bestimmt werden.

Durch die hier vorgestellten Zugversuche ist der Einfluss der Struktur sowie die Entwicklung und Größe der wassergehaltsabhängigen Zugfestigkeit allgemein im Vergleich zu den Ergebnissen aus Kap. 3.4 und 3.5 nun klarer zu erkennen. Es bestätigte sich zudem die eindeutige Zunahme der Festigkeit bei abnehmenden Wassergehalten, zunächst ausgeprägt bis zu einem Übergangsbereich, danach meist nur noch leicht steigende Werte bzw. in sehr trockenen Bereichen teils nochmals sprunghaft zunehmend (diesen Verlauf zeigen auch die indirekten Zugversuchsergebnisse in Kap. 4.3.4). Die auf dem feuchten Ast der Proctorkurve hergestellten Proben erreichen die höchsten Festigkeiten, dicht gefolgt von den optimalen Proben. Die trocken vom Optimum hergestellten Proben fallen dagegen ab. Die absoluten Größen der ermittelten Zugfestigkeiten übertreffen in weiten Bereichen die bekannten Werte der in Kapitel 3.4 vorgestellten Literatur. Zudem wurden weitere Wassergehaltsspannen untersucht.

Bei den Ergebnissen für die Bruchdehnungen liegen die Größenwerte der feucht und optimal hergestellten Proben ebenfalls nah beieinander, die trockenen Proben fallen wiederum ab, d. h. bei weit geringeren Dehnungen tritt hier der Bruch ein. Mit abnehmendem Wassergehalt steigen die Dehnungen leicht an. Hingegen ist die Entwicklung des Dehnungsmoduls (als Quotient aus der Zugfestigkeit und der Dehnung bei 15 % bzw. 80 % der Bruchdehnung, rein elastisch) bei allen Strukturzuständen erwartungsgemäß ähnlich. Hier gibt es keine großen Differenzen, bei sehr niedrigen Wassergehalten zeigen sich sogar bei den trockenen Proben etwas höhere Dehnungsmodule.

Die größten Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen bei den feucht hergestellten Proben korrespondieren gut mit den postulierten Strukturvorstellungen und deren Folgen für verdichtete, bindige Böden. Die Tonaggregate liegen in vorwiegend disperser (paralleler) Form vor, haben damit sehr kleine und auch weniger Interaggregatporen. Letztere sind letztendlich durch ihr Versagen bei Über-

schreiten einer maximal möglichen Wasserspannung für die jeweilige Festigkeitsgröße verantwortlich (vgl. Kapitel 6.5). Die optimal und trocken hergestellten Proben weichen bezüglich der Interagratporen dem gegenüber ab und erreichen somit auch kleinere Werte der Zugfestigkeit; die optimalen liegen hierbei zwischen feuchten und trockenen Proben.

Vergleicht man die Ergebnisse der optimal hergestellten Proben des Tones Plessa und Themar, so sind die Verläufe bei allen Kenngrößen der Zugversuche (Festigkeit, Bruchdehnung, Dehnungsmodul) sehr ähnlich und variieren nur bei den absoluten Werten leicht. Höhere Werte erzielt Ton Themar, was sich in erster Linie mit der grundsätzlich höheren Trockendichte bzw. der damit verbundenen geringeren Porosität erklären lässt.

Die Größe und die Entwicklung der Zugfestigkeiten in den direkten Zugversuchen konnte durch einige indirekte Zugversuche bestätigt werden, wenngleich sich die absoluten Werte der unterschiedlichen Methoden unterscheiden.

Erwähnenswert sind des Weiteren zwei verschiedene Phänomene, welche sich aus den durchgeführten Versuchen ableiten ließen. Bei den auf dem trockenen Ast hergestellten Proben besteht aufgrund der metastabilen, flockulierten Struktur die Gefahr eines Kollaps, was sich dann in höheren Dichten ausdrückt. Dies konnte bei der Bestimmung der Wasserspannungskurven und bei einer Zugversuchsserie beobachtet werden. Des Weiteren scheint der „Porenzahl-Sättigungsgrad-Ausdruck“, zumindest für die hier vorgestellten Versuche, bei Wasserspannungen größer  $100 \text{ kN/m}^2$  eine ebenfalls mögliche Form für die Wiedergabe von Teilsättigung in Böden zu sein.

Die hier vorgestellten Zugversuche konnten den Einfluss der Struktur infolge der Verdichtung sowie des Wassergehalts auf das Festigkeitsverhalten verdichteter, bindiger Böden eindrucksvoll zeigen. Da solche Böden mit den vergleichbaren Randbedingungen (Herstellung etc.) als Dichtungsschichten von Oberflächenabdichtungen eingesetzt werden, spielen die durch die Zugversuche gewonnenen Ergebnisse und Kennwerte eine große Rolle bei der Quantifizierung der Rissbildung, wie sie in Kapitel 6 näher untersucht und für einen allgemeinen Fall betrachtet werden. In den beiden folgenden Kapiteln werden die zuerst gewonnenen Werte der Versuchsserien A verwendet. Aufgrund der etwas kleineren Ergebniswerte (gegenüber den Serien B) liegt man damit für die anschließenden Berechnungen auf der sog. sicheren Seite. Eine ‚angewandte‘ Diskussion der in diesem Kapitel erzielten Ergebnisse findet sich zudem in Kapitel 6.5.

## 5 Zugfestigkeitsberechnungen

Die Größe und der Verlauf der erzielten Zugfestigkeiten soll in diesem Kapitel durch verschiedene analytische Berechnungsansätze modelliert und mit den Ergebnissen der Versuche verglichen werden. Betrachtet werden zwei Ansätze auf Basis der Kapillarthorie poröser Medien, ein Ansatz nach MORRIS et al. (1992) und ein Ansatz auf Basis einer ‚best fit‘-Untersuchung.

### 5.1 Analytische Ansätze nach der Kapillarthorie poröser Medien

Bei der Betrachtung poröser Medien (z. B. Schuttgüter, Sande, etc.) wurde der große Einfluss von Flüssigkeiten auf das mechanische Verhalten (z. B. Scher- und Zugfestigkeit) schon sehr früh erkannt (u. a. HAINES, 1925, FISHER, 1926). Flüssigkeiten, i. d. R. bipolares Wasser in Kombination mit Festteilchen, bilden über ‚Brückenverbindungen‘ und Oberflächenspannungen eine sog. Kapillarkohäsion; bei nichtbindigen Böden wie Sand spricht man hier gerne von einer scheinbaren Kohäsion (vgl. z. B. GUDEHUS, 1982). Das Verhalten und die Eigenschaften poröser Medien werden mit der Kapillarthorie beschrieben (z. B. SCHUBERT, 1982).

In der Kapillarthorie werden als Modellteilchen i. d. R. Kugeln und Flächen in unterschiedlicher Anordnung bzw. bei unterschiedlichen Randbedingungen (Form, Durchmesser, Einzelteilchen, Packungen, Entfernung, Oberfläche, usw.) analysiert. Ausgangspunkt ist meist die Betrachtung zweier glatter Feststoffkugeln, die über den direkten Kontakt und / oder mit den sie umgebenden Wasserbrücken eine Verbindung aufbauen, beispielhaft dargestellt in Abbildung 5.1 bzw. etwas de-

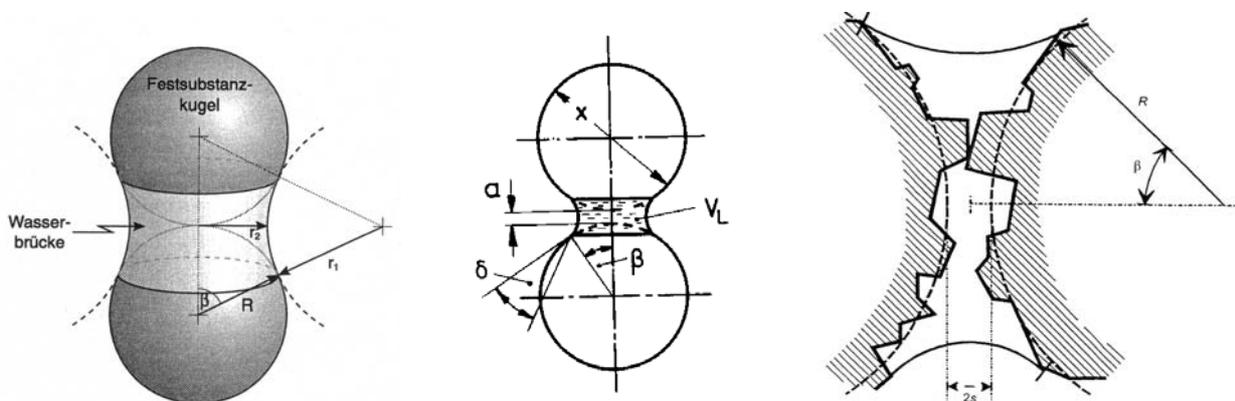


Abbildung 5.1: Schema der Kapillarbrücke zwischen zwei Feststoffkugeln (links) aus JUNGE (1999), (Mitte) aus SCHUBERT (1982) und (rechts) raue Kugeln (MOLENKAMP & NAZEMI (2003b)

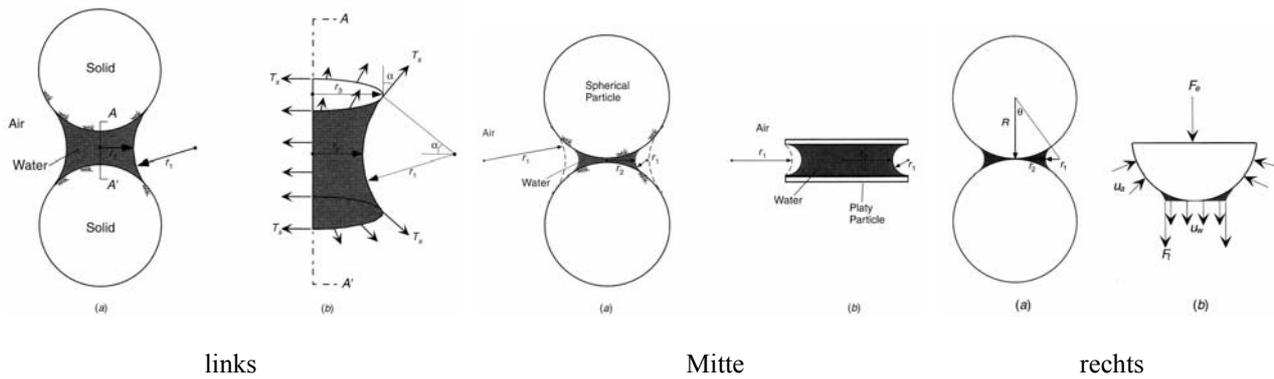


Abbildung 5.2: Idealisierte Luft-Wasser Grenzflächen (links), Einfluss der Wasserspannung (Mitte), Luft-Wasser-Boden Beziehung inklusive Kräfte zwischen zwei Kugeln, ungesättigter Zustand und Annahme toroidaler Geometrie (rechts), aus LU & LIKOS (2004)

taillierter in Abbildung 5.2. Der hier beschriebene Zustand gilt insbesondere für Böden bzw. poröse Medien, die sich im Brückenzustand (pendular state) befinden (vgl. Abb. 6.14). Die Poren zwischen den Partikeln sind vorwiegend luftgefüllt (oder gasgefüllt) und nur die Zwickel der Korn-zu-Korn-Kontakte sind mit Flüssigkeit gefüllt. Weitere Zustände sind der Übergangszustand (funicular state) und der Kapillarzustand (capillary state). Der Kapillarzustand ist gesättigt bzw. quasi-gesättigt, der Übergangsbereich weist teilweise wasser- und luftgefüllte Porenräume auf. Die Bindungskraft zwischen zwei Körpern ergibt sich u. a. aus der Betrachtung der temperaturabhängigen Oberflächenspannung der Flüssigkeit  $\gamma$ , dem Kontaktwinkel  $\delta$  des Flüssigkeitsmeniskus und dem Körper, der Geometrie der Körper (Radius  $r$  oder Durchmesser  $d$ ), dem Abstand bzw. Abstandverhältnis  $a/x$  oder  $2s$ , dem Porenluftdruck  $u_a$  usw. (vgl. die Abbildungen 5.1 und 5.2).

Verbindet man die Erkenntnisse der Aggregatbildung bindiger Böden und deren Veränderung infolge Schrumpfen und Verdichtung mit den Ansätzen der Kapillarthorie, so lässt sich nach HEIBROCK (1996) und HEIBROCK et al. (2003) ein einfaches Modell verdichteter bindiger Böden ableiten, welches für die folgenden qualitativen Analysen der Zugfestigkeit dieser Böden herangezogen werden kann. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Tonaggregate als einzelne Körner (Kugeln) mit vergleichbarer Größe betrachtet werden, der Porenraum wird durch die Interaggregatporen gebildet. Das Wasser in diesen Poren ist Kapillarwasser und die Wechselwirkungen (Aggregate, Wasser, Luft) können mit der Kapillarthorie erklärt werden. Die Kontakte zwischen den Aggregaten können punkt- und auch linienförmig sein. Daneben gibt es Kontakte über Wasserbrücken. Eine Zementierung oder andere Alterungseffekte werden ausgeschlossen.

### 5.1.1 Vorgehen nach Schubert

Die folgenden Berechnungsansätze und Diagramme für die Bestimmung der Zugkräfte zwischen zwei Körpern nach der Kapillarthorie entstammen SCHUBERT (1982). Er fasst hierbei u. a. eine Vielzahl von früheren Veröffentlichungen (PIETSCH, 1968, RUMPF, 1970, SCHUBERT, 1973, SCHUBERT et al., 1975, ergänzend SCHUBERT, 1984) zu diesem Thema zusammen. Für die Anwendung auf Böden – als Mischung von Teilchen mit unterschiedlichen Korndurchmessern – wird zudem die klassische Kornverteilungslinie mit hinzugezogen.

SCHUBERT (1982) betrachtet in seinen Untersuchungen glatte Oberflächen von Kugeln verschiedener Durchmesser, Kegeln und Flächen. Für die Geometrie der Wassermenisken / Wasserbrücken geht er von einer toroidalen Form aus. Diese entspricht i. d. R. nicht der Natur, vereinfacht jedoch die Betrachtungen (vgl. Kommentare in LU & LIKOS, 2004). Weitere variierende Randbedingungen sind der Abstand der Körper und der sog. Kontaktwinkel zwischen Wasserstoffbrücke und Körperoberfläche (vgl. Abbildung 5.1 Mitte).

Die Zugfestigkeit wird für Kontakte von Kugel zu Kugel bzw. Kugel zu Fläche berechnet, wobei verschiedene Abstände  $a/x$  (Abbildung 5.1 Mitte bzw. 5.3) bei einem Kontaktwinkel  $\delta = 0$  betrachtet werden. Die Oberflächenspannung wurde als konstant angenommen. Eingangparameter sind die Kugeldurchmesser und die Wasserspannung.

In einem ersten Schritt wird der dimensionslose Kapillardruck mit der Funktion

$$p_k \cdot x / \gamma = (u_a - u_w) \cdot d / \gamma \quad (\text{Gl. 5.1})$$

berechnet. Der Kapillardruck  $p_k = (u_a - u_w)$  entspricht der Wasserspannung,  $x = d$  ist der Kugeldurchmesser und  $\gamma$  die Oberflächenspannung des flüssigen Mediums (i. d. R. Wasser). Der Kapillardruck / Wasserspannung lässt sich auch allgemein bei Berücksichtigung der Geometrien mit

$$(u_a - u_w) = \gamma(t) \cdot (1/r_1 - 1/r_2) \quad (\text{Gl. 5.2})$$

berechnen (vgl. Abbildung 5.1 links). Im nächsten Schritt wird mit dem dimensionslosen Wert der Wasserspannung ein Brückenwinkel  $\beta$  aus Abbildung 5.3 abgelesen, daraus dann die dimensionslose Kraft

$$F / (x \cdot \gamma) = F / (d \cdot \gamma) \quad (\text{Gl. 5.3})$$

(s. Abbildung 5.4). Mit Umformen durch  $d$  und  $\gamma$  erhält man die normale Kraft. Diese wird nun in den Ansatz für die Zugfestigkeit

$$\sigma_t = \frac{(1-e) \cdot F}{e \cdot x^2} = \frac{(1-e) \cdot F}{e \cdot d^2} \quad (\text{Gl. 5.4})$$

eingesetzt, mit  $e$  als mittlere Porenzahl des Bodens. Der beschriebene Berechnungsvorgang wiederholt sich für jeden Korndurchmesser des Bodens pro Wasserspannung. Die gesamte Zugfestigkeit wird somit über den Anteil der einzelnen Durchmesser mit Hilfe der Korngrößenverteilung be-

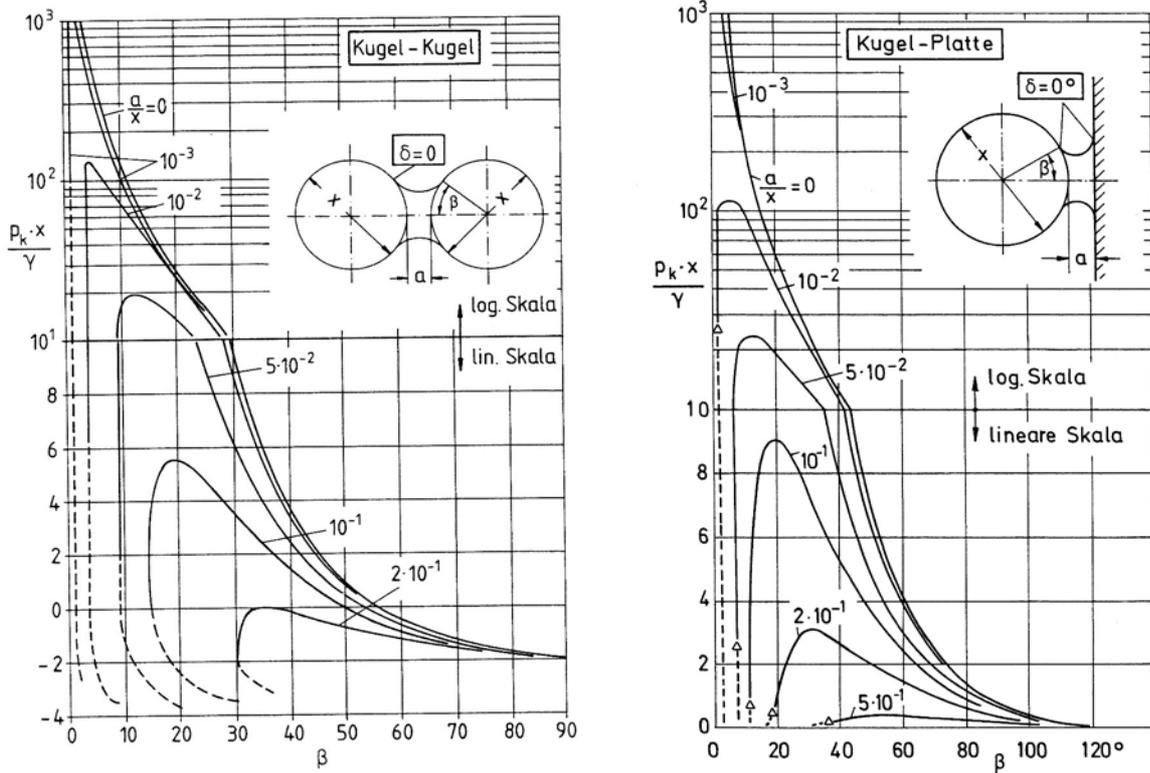


Abbildung 5.3: Bestimmung des Brückenwinkels für die Kontaktarten: (links) Kugel zu Kugel und (rechts) Kugel zu Fläche (SCHUBERT, 1982)

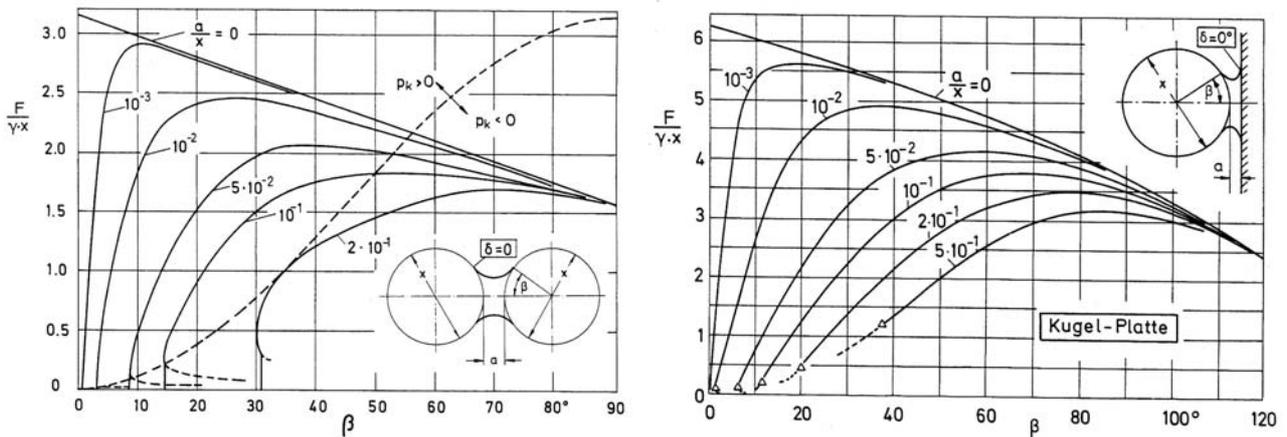


Abbildung 5.4: Bestimmung der dimensionslosen Kraft für die Kontaktarten: (links) Kugel zu Kugel und (rechts) Kugel zu Fläche bei unterschiedlichen Abständen (SCHUBERT, 1982)

stimmt.

Die dimensionslose Kraft kann ebenfalls über das Verhältnis der Flüssigkeits- zu Feststoffvolumen bestimmt werden, wie das in Abbildung 5.5 in einem Vergleich der verschiedenen Kontaktarten

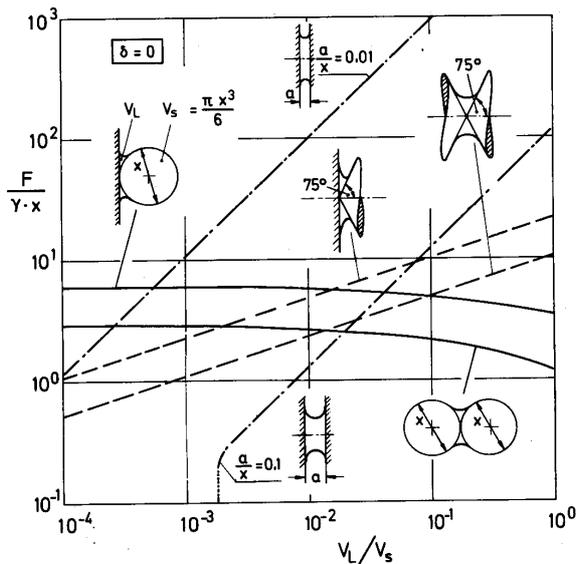


Abbildung 5.5: Dimensionslose Kontaktkraft bezogen auf das Volumenverhältnis der Fest- bzw. Flüssiganteile (SCHUBERT, 1982)

gezeigt wird. Die oben dargestellten Diagramme gibt es zudem für weitere Kontaktarten wie z. B. Kegel, größere Kontaktwinkel usw. (vgl. SCHUBERT, 1982).

### 5.1.2 Vorgehen nach Molenkamp & Nazemi

Im Gegensatz zu den Ansätzen nach SCHUBERT (1982) betrachten LIAN et al. (1993) und MOLENKAMP & NAZEMI (2003a, 2003b) die Verbindungen zwischen Körpern auf der Energiebasis bzw. auch der Packungslagerung und benutzen nicht die toroidalen Mensikengeometrien. Abbildung 5.6 zeigt den geometrischen Ansatz der Berechnungen bzw. Grafiken. Die Körper / Kugeln werden als rau bezeichnet (Abbildung 5.1 rechts), wie bei SCHUBERT (1982) sind verschiedene Abstände zwischen den Kugeln zu betrachten. Die Diagramme liegen nur für Kugeln gleichen Durchmessers vor (MOLENKAMP & NAZEMI, 2003b).

Für die Berechnung ist auch hier zuerst eine Normierung der Wasserspannung über

$$\Psi = R \cdot \psi / \sigma = R \cdot (u_a - u_w) / \gamma \quad (\text{Gl. 5.5})$$

mit  $R$  als Radius der Kugel,  $\sigma = \gamma$  die Oberflächenspannung und  $\psi = (u_a - u_w)$  als Wasserspannung vorzunehmen. Mit dem entsprechenden Wert erhält man aus der Abbildung 5.7, den Kontaktwinkel  $\delta = 0$  vorausgesetzt, die Kraft

$$F = \frac{f}{\sigma R} = \frac{f}{\gamma R} \quad (\text{Gl. 5.6}).$$

Durch Umformen erhält man wieder eine genormte Kraft, daraus dann die Zugfestigkeiten. Die Abstände zwischen den Kugeln sind mit  $S = s / R$  definiert; dies entspricht genau  $a / x$  (siehe oben bei SCHUBERT).

MOLENKAMP & NAZEMI (2003b) präsentieren zudem weitere Diagramme für andere Kontaktwinkel, für das Flüssigkeitsvolumen usw.

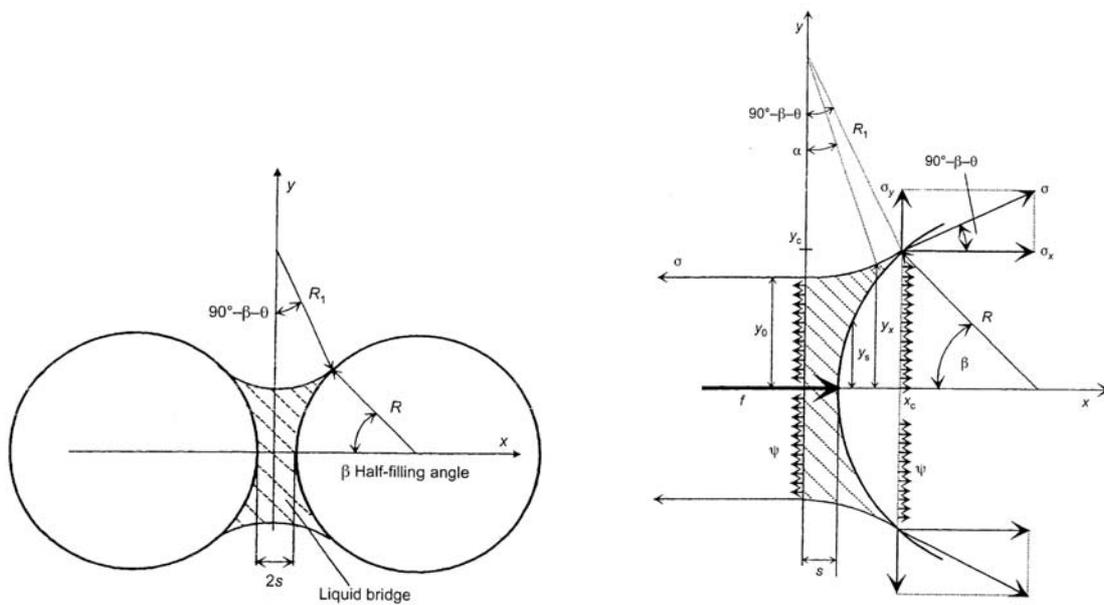


Abbildung 5.6: Geometrien und Ansätze (MOLENKAMP & NAZEMI, 2003b)

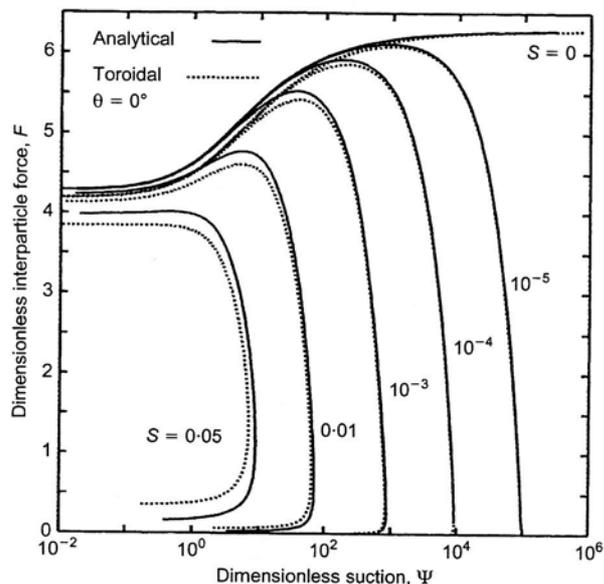


Abbildung 5.7: Dimensionslose Kontaktkraft (MOLENKAMP & NAZEMI, 2003b)

### 5.1.3 Berechnungsergebnisse (nach Schubert und Molenkamp & Nazemi)

In den Abbildungen 5.8 bis 5.11 sind für die Tone Plessa und Themar (beide Versuchsserie A), jeweils bei 100% Proctor (Pl100opt, Th100opt) hergestellt, die berechneten Zugfestigkeiten im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Versuchen dargestellt - nach dem beschriebenen Ansatz von SCHUBERT für Kontakte Kugel zu Kugel (KzK) und Kugel zu Fläche (KzF) sowie nach MOLENKAMP & NAZEMI, ebenfalls für Kontakte Kugel zu Kugel (KzK). Die Kugel- bzw. Flächenabstände sind 0 bzw. 0,001 (= E-3). Ausgangsbasis bzw. Annahme ist für alle Punkte der Brücken Zustand (pendular state).

Bei einer vergleichenden Betrachtung der berechneten und gemessenen Zugfestigkeiten liegen die Ergebnisse in einer Größenmagnitude. Bei Berücksichtigung des Abstands  $S = a/x = 0,001$  wird auch der Verlauf mit einer Zu- und Abnahme gut wiedergegeben, jedoch unterschätzen alle Berechnungen die in den Versuchen erzielten absoluten Zugfestigkeiten, insbesondere bei höheren Wasserspannungen. Für den Ton Plessa zeigt der Vergleich etwas geringere Abweichungen.

Für die Abweichungen sind mehrere Ursachen denkbar. In den obigen Berechnungen wurde z. B. als Kleinstkorn ein Durchmesser von 0,000002 m (Durchmesser Tonteilchen nach DIN 18123) angenommen. Würden noch kleinere Teilchen / Kugeln berücksichtigt bzw. in Tests quantifizierbar sein, wären mit den Berechnungen etwas größere Spannungen zu erwarten.

Auch die Homogenität der Versuchsproben spielt eine gewisse Rolle. Wie schon beschrieben, haben die Kontaktformen und -abstände einen Einfluss auf die maximal erzielbaren Kontaktkräfte. Tabelle 5.1 zeigt beispielhaft deren mögliche Größen (aus HEIBROCK et al., 2003). Böden haben i. d. R. jedoch keine einheitliche Struktur aus reinen Kugelpackungen oder Kugel zu Flächenkontakten, sondern eine Mischung aus allen möglichen Kontaktformen und Abständen. Bei einem größeren Anteil, beispielsweise von Kontakten Fläche zu Fläche mit kleinen Kontaktabständen, wären ebenfalls höhere Zugfestigkeiten denkbar.

Durch die Annahme des reinen Brücken Zustands (pendular state) für die Anfangsbereiche (kleinere Wasserspannungen) kann es ebenfalls zu gewissen Abweichungen bei der Bestimmung der Zugfestigkeitsgrößen kommen. Im Anfangsbereich sind die Interaggregatporen teilweise noch wassergefüllt und das System befindet sich somit u. U. im Übergangszustand (funicular state). Der Sättigungsgrad hat somit auch einen Einfluss auf die erzielbaren Kräfte. Eine versuchstechnische Bestimmung der genauen Sättigungsgrade im Übergangszustand im Porenraum erweist sich z. Z. als noch recht schwierig. Einfache Ansätze wie von SCHUBERT et al. (1975) und SCHUBERT (1973, 1982) beschrieben, können hierbei eventuell Abhilfe schaffen (siehe z. B. Abbildung 3.55).

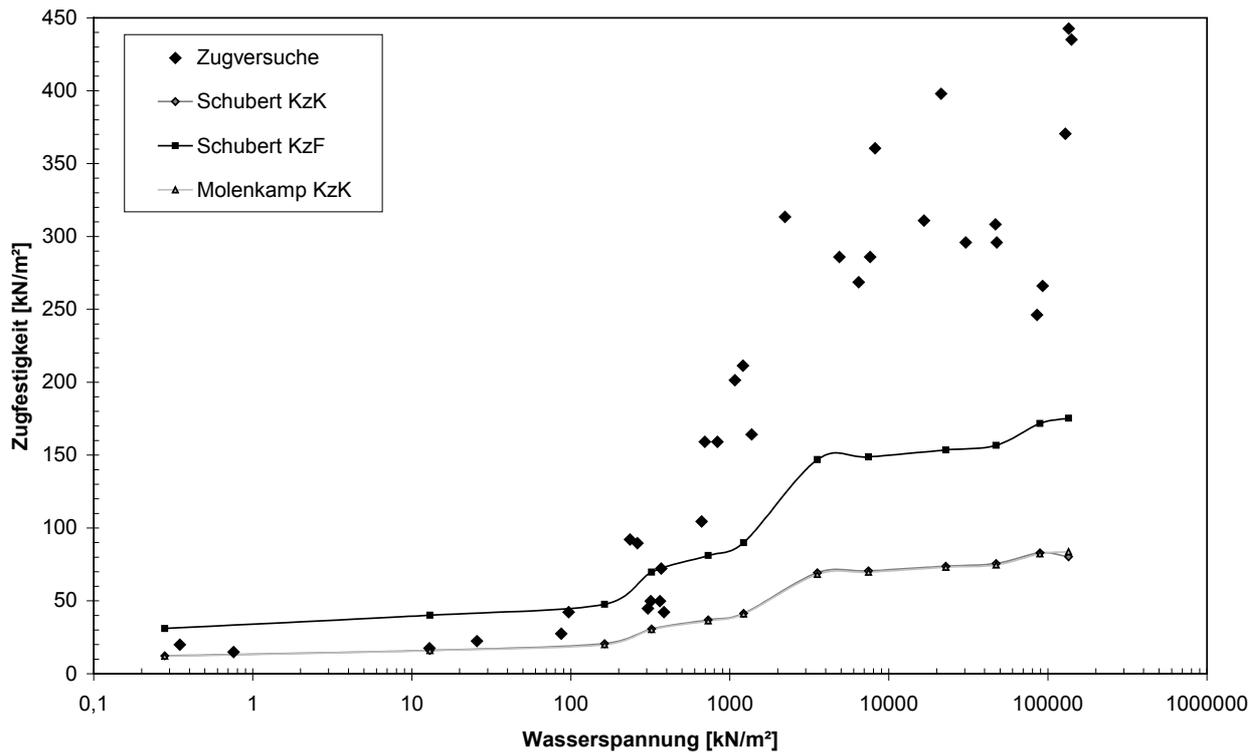


Abbildung 5.8: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillarthorie für den Ton Plessa (P1100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand  $a/x = S = 0$

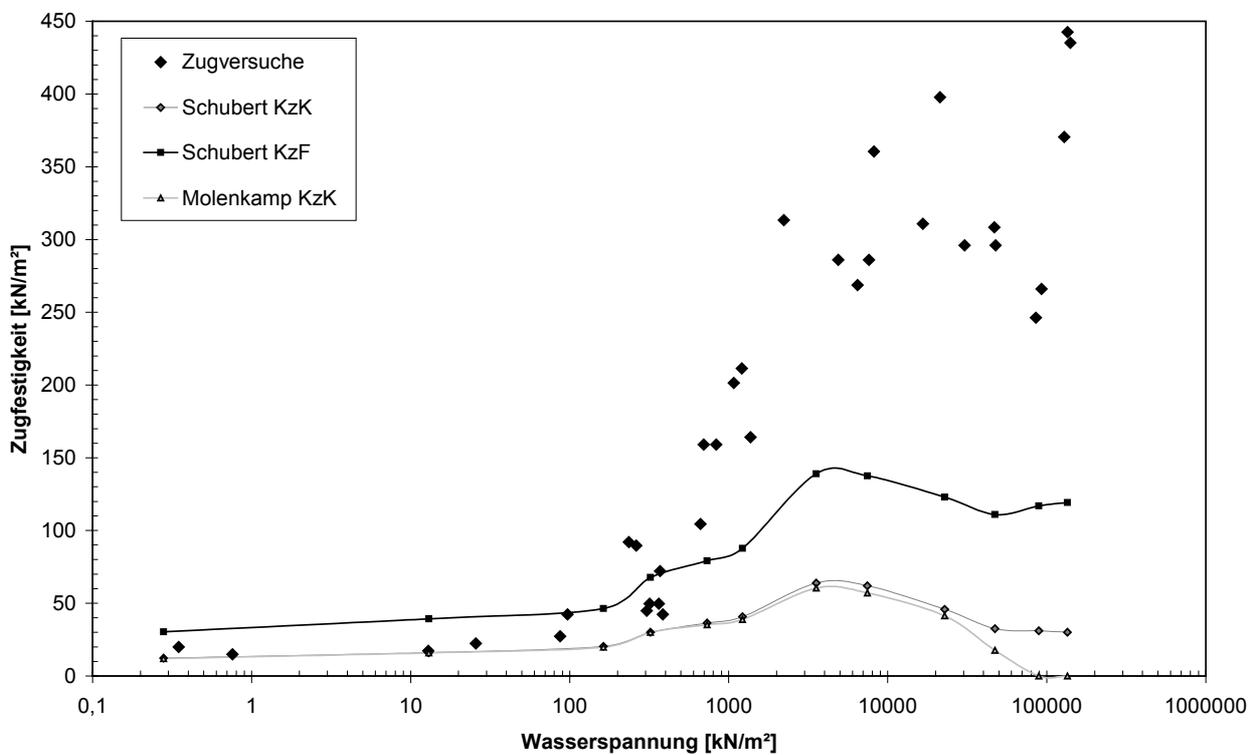


Abbildung 5.9: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillarthorie für Ton Plessa (P1100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand  $a/x = S = 0,001$

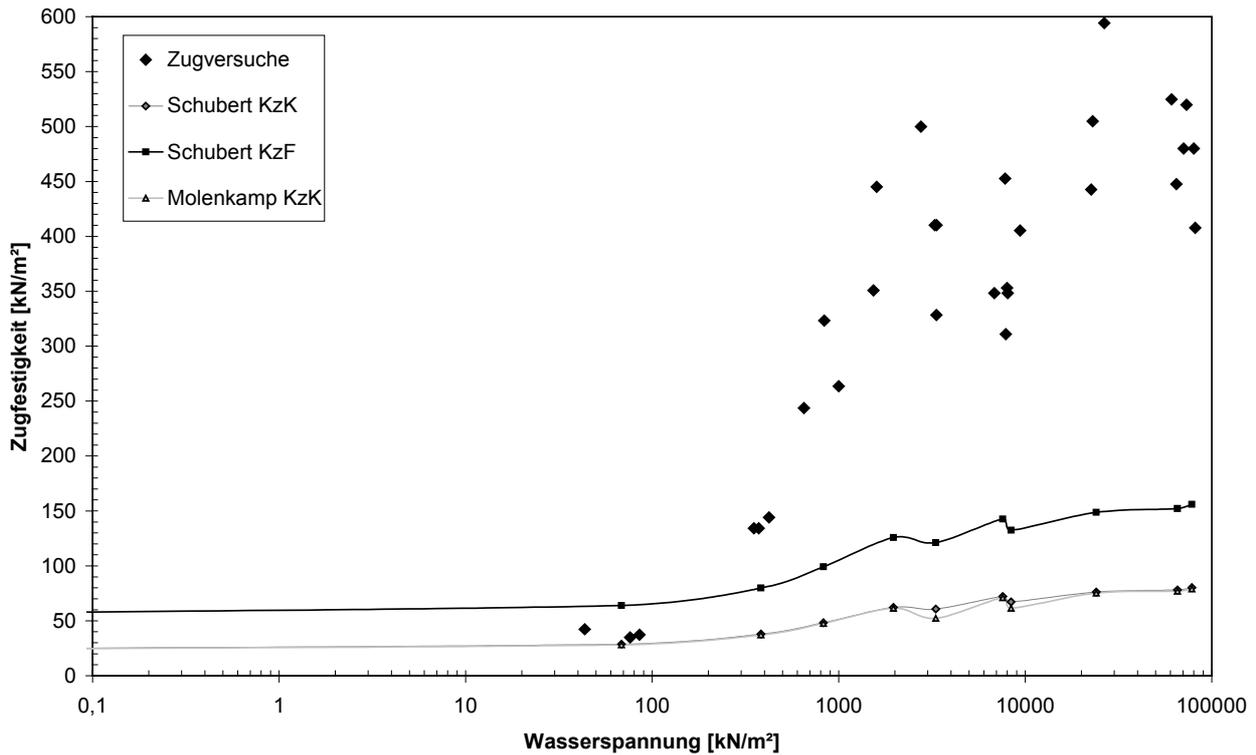


Abbildung 5.10: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillartheorie für Ton Themar (Th100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand  $a/x = S = 0$

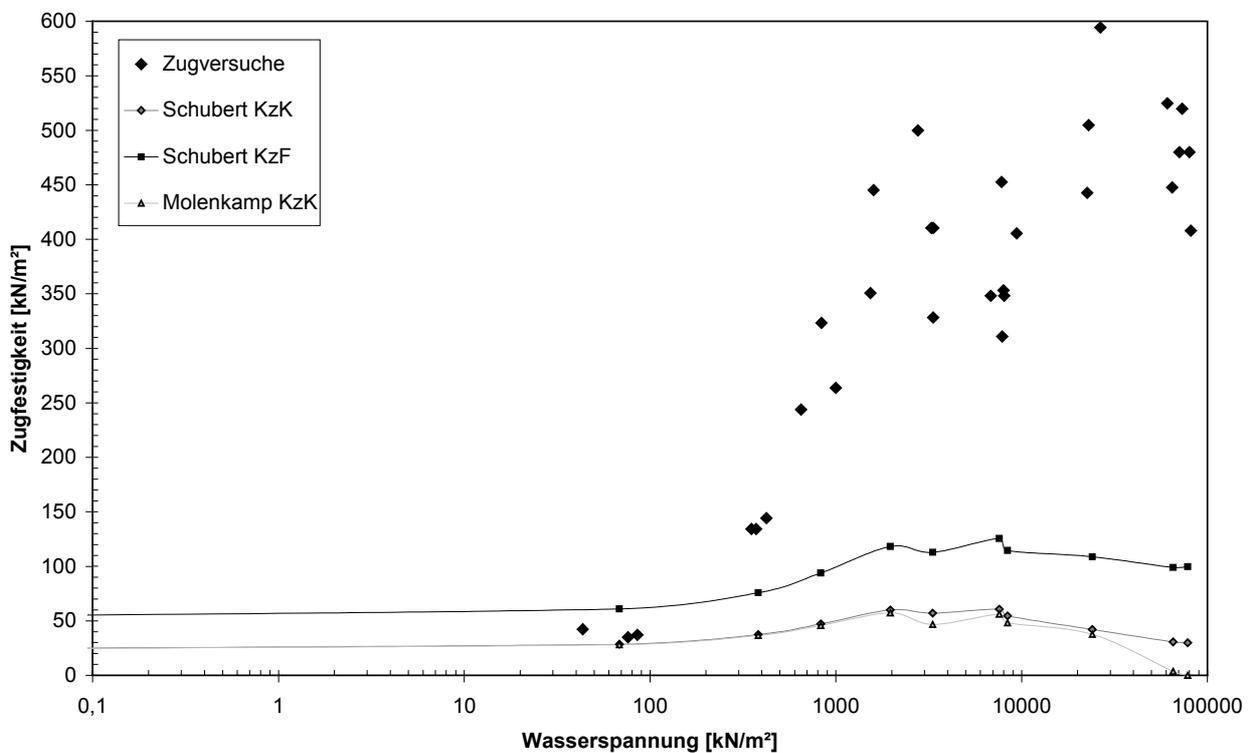


Abbildung 5.11: Vergleich der Zugversuche mit den Berechnungen nach der Kapillartheorie für Ton Themar (Th100opt), bezogen auf die Wasserspannung, Abstand  $a/x = S = 0,001$

Tabelle 5.1a: Zugfestigkeiten  $\sigma_t$  (kN/m<sup>2</sup>) zu Verhältnis  $V_1 / V_s = 10^{-2}$  (aus HEIBROCK et al., 2003)

Kontaktform	x = 1,5 $\mu\text{m}$	x = 3,0 $\mu\text{m}$	x = 5,0 $\mu\text{m}$
	80,78	40,39	24,23
 $x_1/x_2 = 2$	117,12	58,56	34,80
 $x_1/x_2 = 10$	163,17	81,59	48,95
	190,64	95,32	57,19
	3231,11	1615,01	969,33

Tabelle 5.1b: Zugfestigkeiten  $\sigma_t$  (kN/m<sup>2</sup>) zu Verhältnis  $V_1 / V_s = 10^{-3}$  (aus HEIBROCK et al., 2003)

Kontaktform	x = 1,5 $\mu\text{m}$	x = 3,0 $\mu\text{m}$	x = 5,0 $\mu\text{m}$
	90,47	45,24	27,14
 $x_1/x_2 = 2$	126,01	63,00	37,80
 $x_1/x_2 = 10$	172,86	86,43	51,86
	203,59	101,80	61,07
	339,27	169,64	101,78

Tabelle 5.1c: Zugfestigkeiten  $\sigma_t$  (kN/m<sup>2</sup>) zu Verhältnis  $V_1 / V_s = 10^{-4}$  (aus HEIBROCK et al., 2003)

Kontaktform	x = 1,5 $\mu\text{m}$	x = 3,0 $\mu\text{m}$	x = 5,0 $\mu\text{m}$
	96,93	48,47	29,20
 $x_1/x_2 = 2$	132,48	66,24	39,74
 $x_1/x_2 = 10$	177,71	88,86	53,31
	210,02	105,01	63,01
	35,54	17,77	10,66

## 5.2 Ansatz nach Morris et al.

Im Rahmen von Untersuchungen zur Rissbildung und Risstiefe von ‚abgesetzten‘ Böden (tailings, slurry) wurde durch MORRIS et al. (1992) die folgende Formel zur Berechnung der Zugfestigkeit in Böden bei teilgesättigten Zuständen postuliert:

$$t = \alpha_t \cdot [c' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b] \cdot \cot \varphi' \quad (\text{Gl. 5.7})$$

mit  $\varphi'$  als effektiven Reibungswinkel,  $c'$  effektive Kohäsion,  $\varphi^b$  als Winkel der Scherfestigkeitszunahme infolge der Wasserspannungen,  $(u_a - u_w)$  als Wasserspannung und  $\alpha_t$  als Abminderungswert. Die Größe  $\alpha_t$  wird bei MORRIS et al. mit 0,5 angenommen. Begründet wird dieser Wert mit Literaturangaben nach FRYDMAN (1967), BAKER (1981) und BAGGE (1985),  $\alpha_t$  wird in den folgenden Berechnungen jedoch variiert.

Für beide Böden wurden in Versuchen keine eigenen Werte für die Größe  $\varphi^b$  bestimmt. FREDLUND et al. (1978) schlug zuerst als Näherung den Wert  $\varphi^b = \varphi' - 5^\circ$  vor bzw. zeigte später in FREDLUND et al. (1987) den nichtlinearen Verlauf von  $\varphi^b$  (vgl. Abbildung 5.12 links). Letztere gehen in

einer Vereinfachung von  $\phi^b = \phi'$  bis zum Lufteintrittspunkt aus bzw. darüber von einem kleineren Wert als  $\phi'$  (vgl. Abbildung 5.12 rechts).

Für die Berechnungen der Abbildungen 5.13 bis 5.16 wurden für Ton Plessa die Scherparameter  $\phi' = 25^\circ$  und  $c' = 16,8 \text{ kN/m}^2$  und für Ton Themar  $\phi' = 30,8^\circ$  und  $c' = 4,2 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Der Lufteintrittspunkt (AEV) liegt bei  $344 \text{ kN/m}^2$  für Ton Plessa, bei  $376 \text{ kN/m}^2$  für Ton Themar. In Abb. 5.13 und 5.16 wurden die  $\alpha_t$ -Werte variiert, mit einem konstanten Wert  $\phi^b = \phi' - 5^\circ$ . Der Vergleich der Berechnungen mit den Zugversuchsergebnissen zeigt nur eine annähernde Übereinstimmung bis ca.  $700 \text{ kN/m}^2$  Wasserspannung bei  $\alpha_t$ -Wert von 0,3 (Plessa) bzw.  $1100 \text{ kN/m}^2$  für  $\alpha_t$ -Werte von 0,3 und 0,5 (Themar). In den Abbildungen 5.14 und 5.15 werden die  $\alpha_t$ -Werte nochmals variiert; zudem wird nun bis zum Lufteintrittspunkt (AEV) von  $\phi^b = \phi'$  ausgegangen, danach von  $\phi^b = \phi' - 10^\circ$  bzw.  $\phi^b = \phi' - 15^\circ$ . Eine Übereinstimmung ist auch wieder nur bei kleinen Wasserspannungen zu erkennen. Hier nicht vorgestellte Ergebnisse mit dem Ton Themar liefern ein vergleichbares Resultat.

Aus den gezeigten Ergebnissen leitet sich eine eher geringe Eignung für Zugfestigkeitsberechnungen mit dem Ansatz nach MORRIS et al. (1992) ab, da die Abweichungen insbesondere bei höheren Wasserspannungen vergleichsweise hoch sind und die Größenmagnitude übersteigen.

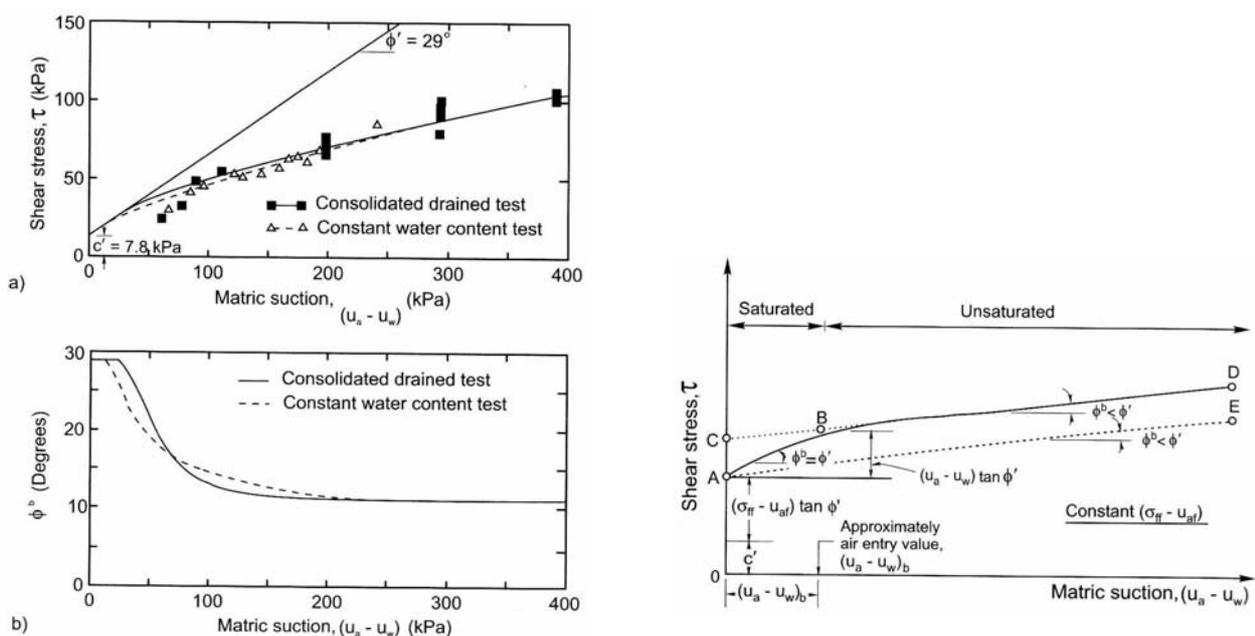


Abbildung 5.12: links - Nichtlinearität von  $\phi^b$  anhand von Versuchsergebnissen, rechts - Vereinfachter Ansatz für die Entwicklung von  $\phi^b$  (aus FREDLUND et al., 1987)

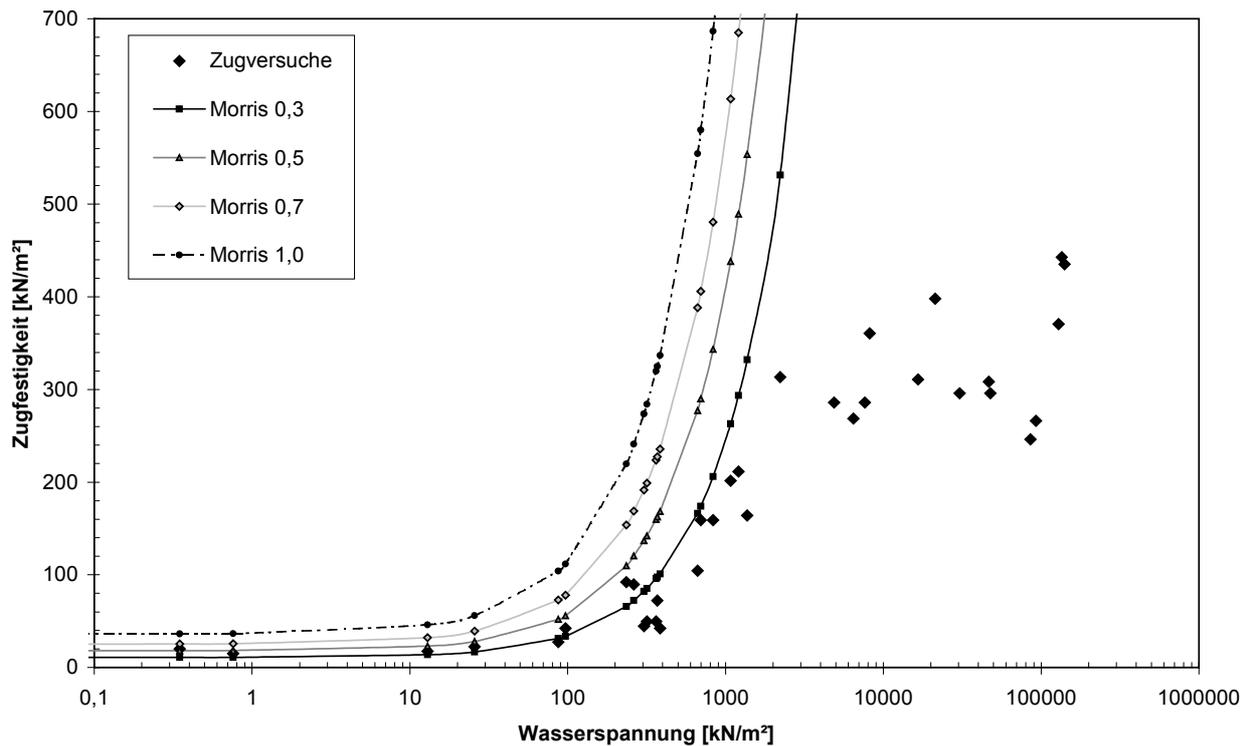


Abbildung 5.13: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für Ton Plessa (PI100o), mit konstantem  $\phi^b = \phi' - 5^\circ$

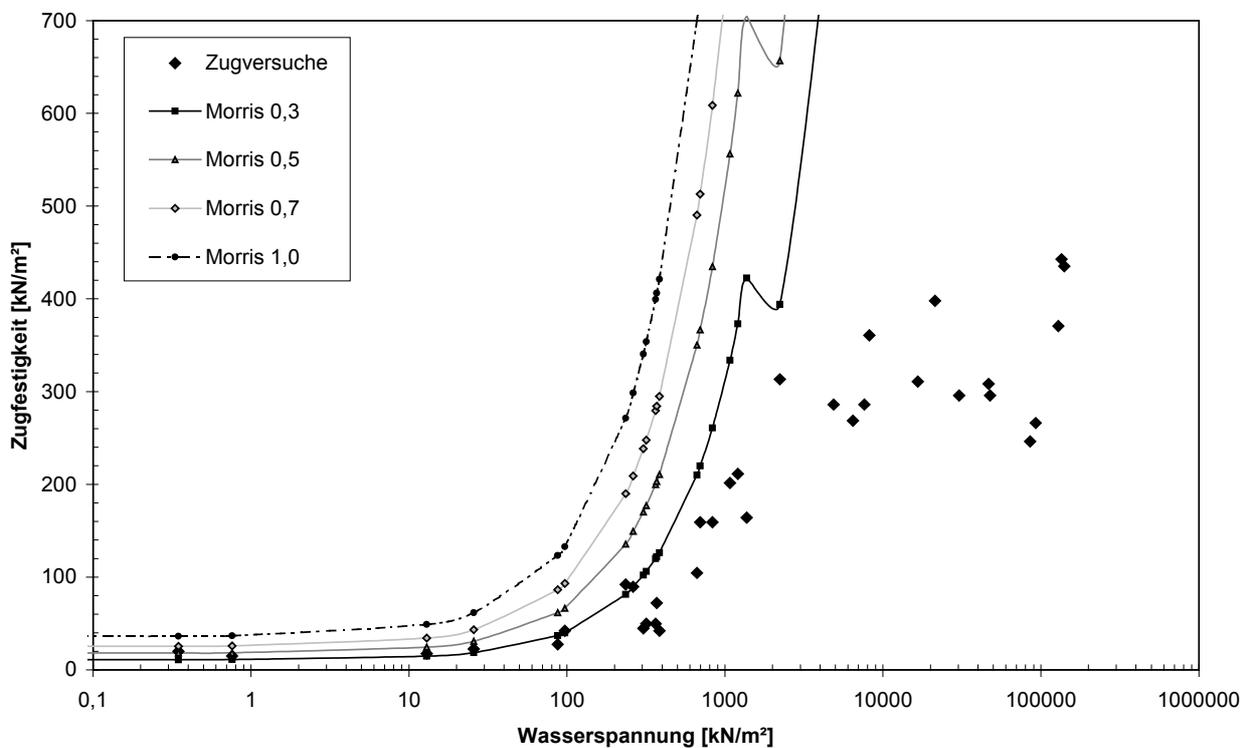


Abbildung 5.14: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für Ton Plessa (PI100o), mit variablem  $\phi^b$  ( $\phi^b = \phi'$  und  $\phi^b = \phi' - 10^\circ$ )

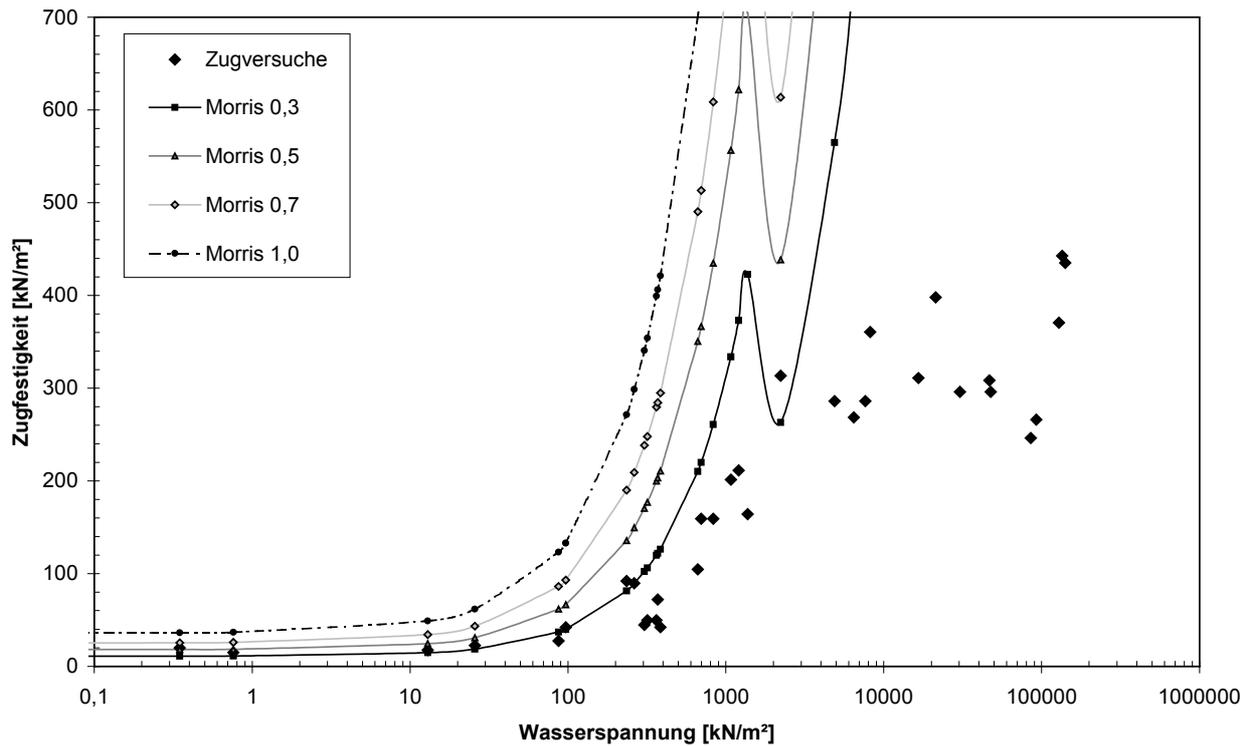


Abbildung 5.15: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für Ton Plessa (P1100o), mit variablem  $\phi^b$  ( $\phi^b = \phi'$  und  $\phi^b = \phi' - 15^\circ$ )

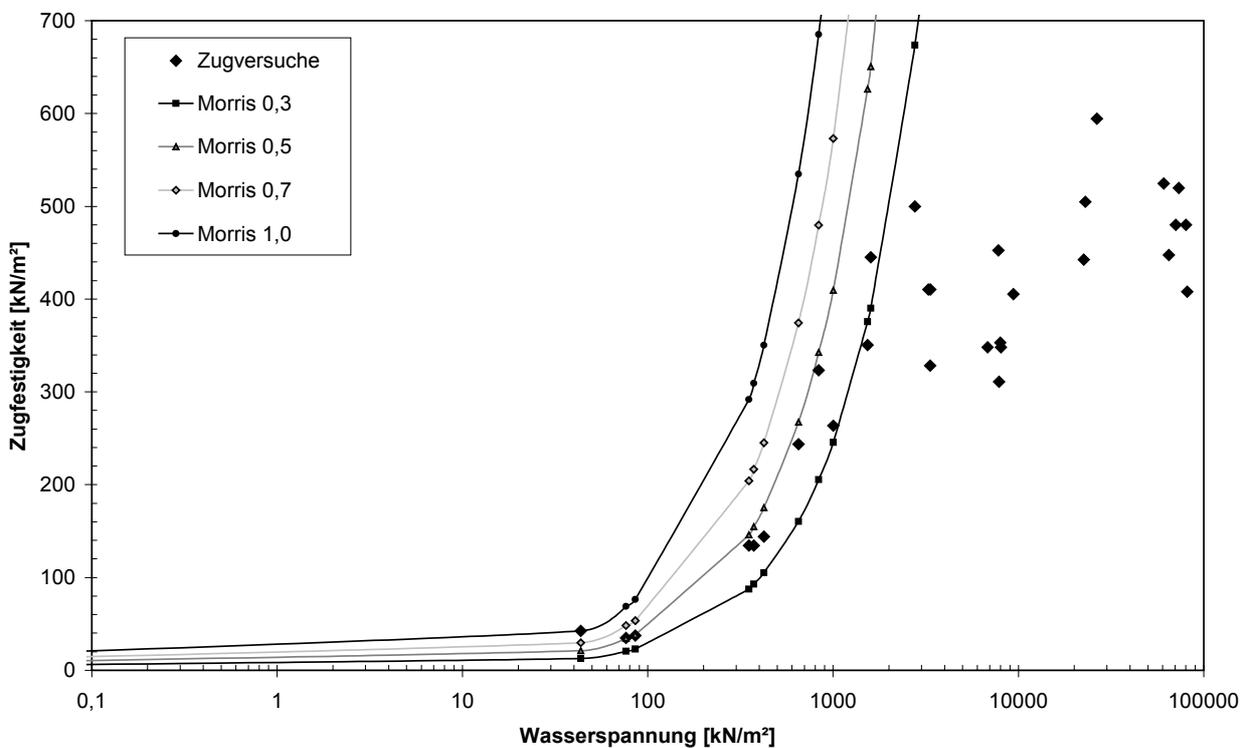


Abbildung 5.16: Vergleich der Zugversuche mit Berechnungen nach Morris für Ton Themar (Th100o), mit konstantem  $\phi^b = \phi' - 5^\circ$

## 5.3 Ansatz nach der ‚best-fit‘ Methode

### 5.3.1 Zugfestigkeiten

Der Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung konnte mit den bisher vorgestellten Verfahren (Kapitel 5.1 und 5.2) nicht zufriedenstellend analytisch wiedergegeben werden. Insbesondere für die in Kapitel 6 folgenden Berechnungen ist eine ‚eindeutige‘ Gleichung auf Basis der Wasserspannungs- oder Wassergehaltsentwicklung erforderlich. Mit Hilfe eines kleinen Rechentools (TABLECURVE, 1992) wurden für die Zugversuchsergebnisse nach geeigneten, ausreichend genauen und vom Verlauf logischen Gleichungssystemen gesucht. Eingabeparameter waren hierbei die Wasserspannung und Zugfestigkeit. Die Input-Paare wurden auf eine Wasserspannung von maximal 20000 kN/m<sup>2</sup> beschränkt, da in den folgenden Berechnungen (Kapitel 6) für Oberflächenabdichtungssysteme erwartungsgemäß weit geringere Wasserspannungen auftreten.

Die Gleichung 5.8 stellte sich bei den Betrachtungen für die Zugfestigkeit  $t$  als geeignet heraus:

$$t = a + \frac{b}{\left(1 + \exp\left(\frac{-(s-c)}{f}\right)\right)} \quad (\text{Gl. 5.8}).$$

Die Variable  $s$  ist die Wasserspannung in kN/m<sup>2</sup>, die Konstanten  $a$ ,  $b$ ,  $c$  und  $f$  sind ‚Fitting-Parame-

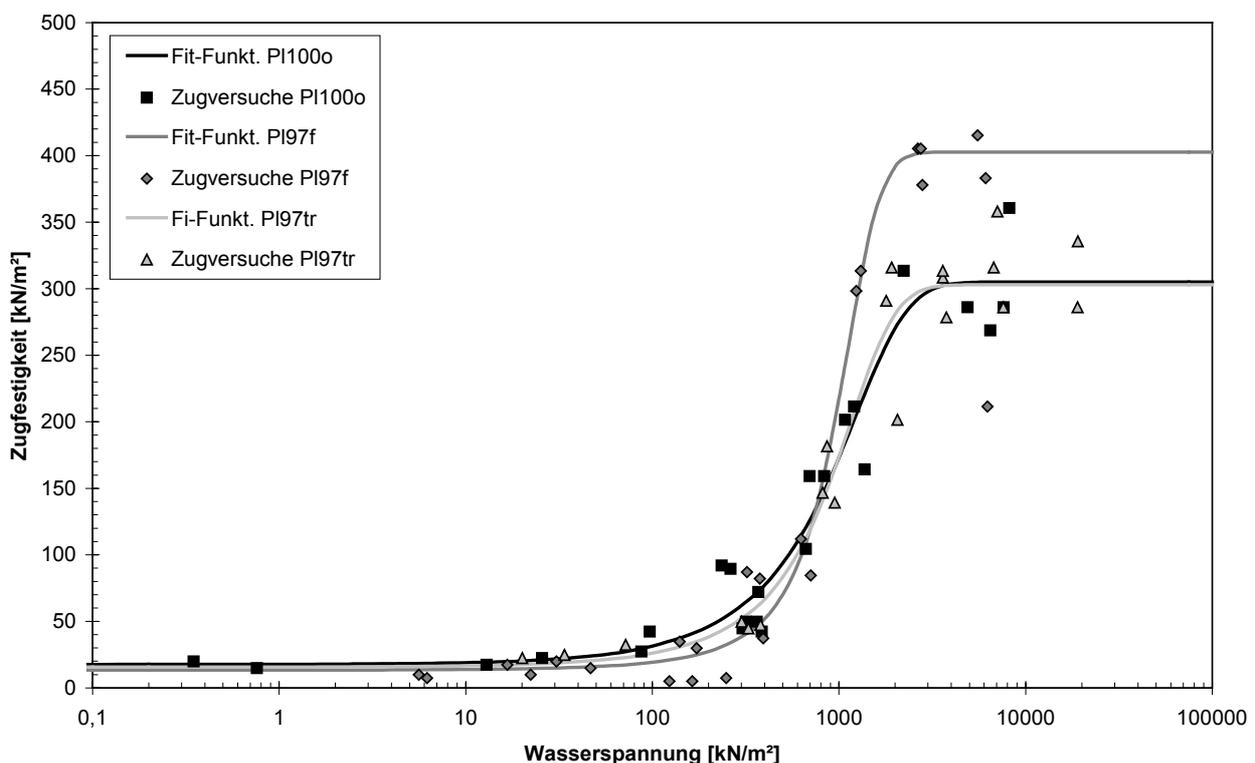


Abbildung 5.17: Vergleich Gleichung (5.8) mit den Zugversuchsergebnissen, Ton Plessa

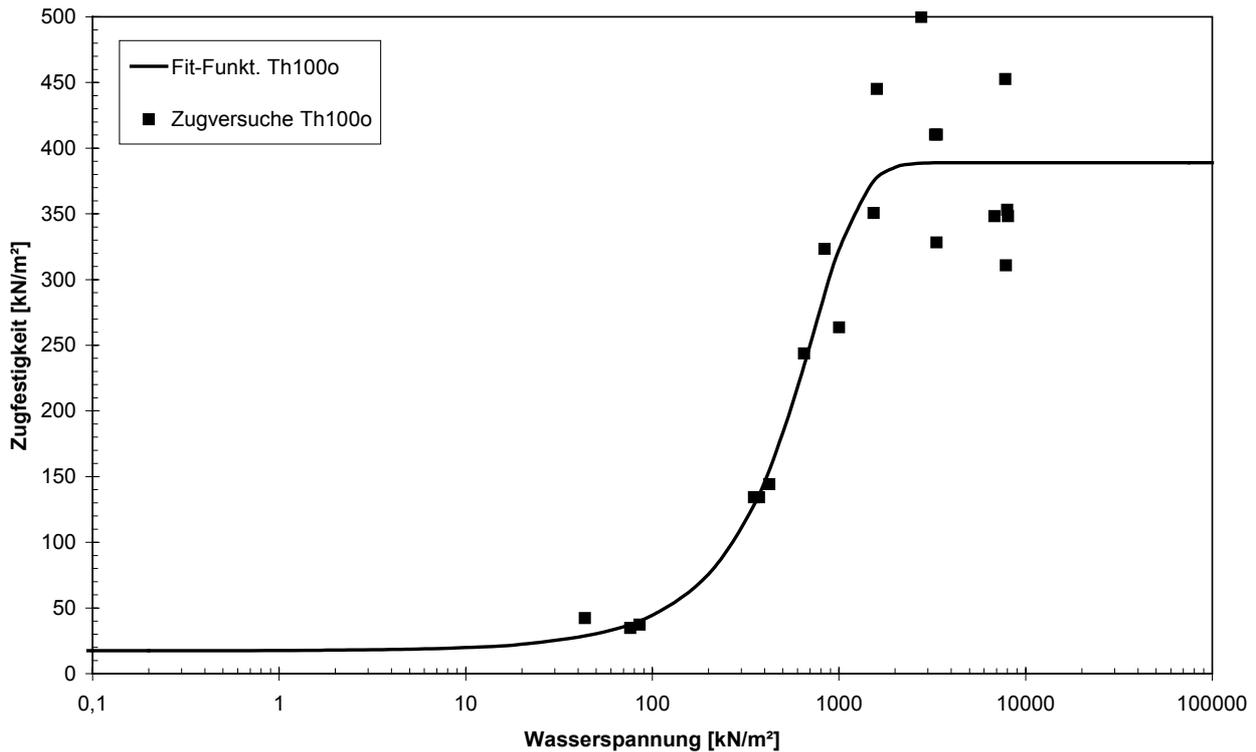


Abbildung 5.18: Vergleich Gleichung (5.8) mit den Zugversuchsergebnissen, Ton Themar (Th100o)

Tabelle 5.2: Parameter der Gleichung (5.7) für die Zugversuche, Serie A

Parameter	P1100o	P197f	P197tr	Th100o
a	-95,890	-2,148	-37,754	-85,2461
b	400,902	404,872	340,656	474,157
c	566,298	950,354	773,525	414,602
f	609,489	294,837	459,188	322,227
Varianz $r^2$	0,951	0,916	0,960	0,931

ter'. Die Abbildungen 5.17 und 5.18 zeigen die Ergebnisse mit der Gleichung (5.8) für Ton Plessa in allen drei Verdichtungsstufen sowie für Ton Themar, Tabelle 5.2 die jeweiligen Fitting-Parameter. Eine gute Annäherung konnte im gewählten Wasserspannungsbereich erzielt werden.

### 5.3.2 Dehnungsmodul

Für ein Fitting des Dehnungsmoduls / E-Modul-Verlaufs kann eine vergleichbare Gleichung eingesetzt werden. Die Eingangsparameter sind die Wasserspannung und der E-Modul, beide in  $\text{kN/m}^2$ .

$$E = g + \frac{h}{(1 + \exp(\frac{-(s-i)}{j}))} \quad (\text{Gl. 5.9}),$$

die Konstanten  $g$ ,  $h$ ,  $i$  und  $j$  sind ‚Fitting-Parameter‘. Die Tabelle 5.3 zeigt die sich ergebenden Parameter für die Tone Plessa und Themar.

Im Vergleich der Zugfestigkeitsentwicklung mit dem E-Modul-Verlauf zeigt sich bei den Zugfestigkeitsberechnungen eine etwas höhere Genauigkeit (Varianz) zwischen der Fitting-Gleichung und den Testergebnissen.

Tabelle 5.3: Parameter der Gleichung (5.7) für die Zugversuche, Serie A

Parameter	P1100o	P197f	P197tr	Th100o
$g$	-1006062,3	6840,4	-1541800,0	-38215,7
$h$	1035079,0	18773,4	1573980,0	71146,2
$i$	-1876,2	587,1	-2472,8	-70,8
$j$	489,9	60,8	590,7	179,7
Varianz $r^2$	0,880	0,844	0,908	0,895

## 5.4 Fazit Zugfestigkeitsberechnungen

Die beiden Berechnungsansätze nach der Kapillarthorie können die Zugfestigkeitsentwicklung ansatzweise qualitativ und quantitativ beschreiben, sind jedoch hinsichtlich der absoluten Größen etc. noch verbesserungsfähig. Beim Ansatz nach MORRIS et al. gelingt dies nur andeutungsweise in einem kleinen Wasserspannungsbereich. Um die Entwicklung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Wasserspannung, wie sie aus den Versuchsergebnissen (Kapitel 4) bekannt ist, mathematisch darzustellen sind die Gleichungen 5.8 und 5.9 nach dem ‚best-fit‘-Verfahren zunächst noch besser geeignet als die physikalisch begründeten. Diese Gleichungen geben ausreichend gut den qualitativen Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung an. Im folgenden Kapitel 6 werden für die Berechnungen zur Rissgefährdung in Oberflächenabdichtungssystemen somit diese Gleichungen verwendet.

## 6 Rissgefährdung mineralischer Dichtungen

### 6.1 Vorbemerkungen

Dieses Kapitel zeigt nun als praktische Anwendung eine Quantifizierung der Rissgefährdung und gibt darüber hinaus allgemeine Empfehlungen für mineralische Dichtungen und Oberflächenabdichtungen. Die Anwendung wie auch die Empfehlungen basieren auf den Ergebnissen der Laborversuche (Kapitel 4), den analytischen (Kapitel 5) und numerischen Berechnungen (Kapitel 6.2 und 6.3) bzw. werden daraus ermittelt. Bei Letzteren kommen, um eine Einsetzbarkeit in der Ingenieurpraxis besser zu verwirklichen, relativ einfache Ansätze zur Anwendung.

Das Programm / Modell BOWAHALD zur Simulation des Wasserhaushalts von Oberflächenabdichtungen bzw. Abdeckungen sowie beispielhafte Berechnungen für einen trockenen Standort werden in Kapitel 6.2 gezeigt. In Kapitel 6.3 werden zwei unterschiedliche elastische Ansätze zur Berechnung der Spannungen bei teilgesättigten Böden in Oberflächenabdichtungen vorgestellt und deren Anwendbarkeit bzw. Realitätsnähe diskutiert – der Ansatz der effektiven Spannungen sowie der Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen.

Die Kopplung der Ergebnisse aus Kapitel 6.2 und 6.3 bei der Herleitung eines Risskriteriums mit ebenfalls beispielhaften Berechnungen für Oberflächenabdichtungen zeigt das Kapitel 6.4. Hierbei werden auch die verschiedenen, beeinflussenden Randparameter auf die Berechnung bzw. Quantifizierung der Rissgefährdung ausführlich diskutiert.

In Kapitel 6.5 wird zuerst detailliert auf das Schrumpfverhalten, das einhergehende Wirken der verschiedenen Kräfte sowie das Bruchverhalten von Böden für mineralische Dichtungen eingegangen. In Verbindung mit den Erkenntnissen der Versuchsergebnisse des Kapitels 4 wird die Rissgefährdung von Böden allgemein und in Oberflächenabdichtungssystemen im Speziellen betrachtet. Daraus können dann erste Empfehlungen und Bewertungskriterien für die Ingenieurpraxis abgeleitet werden.

## 6.2 Wasserhaushalt von Oberflächenabdichtungen

### 6.2.1 Das Modell BOWAHALD

Numerische Simulationen des Wasserhaushalts sind ein wichtiger Bestandteil der Ingenieurpraxis beim Entwurf und bei der Untersuchung von Oberflächenabdichtungen bzw. Abdeckungen von Deponien. Bei gegebenen lokalen Randbedingungen können damit wichtige Abläufe wie Wassergehaltsänderungen der einzelnen Schichten, Durchsickerungsmengen etc. simuliert, bewertet und aus den Ergebnissen entsprechende Optimierungslösungen gefunden und ausgewählt werden (ZEH & WITT, 2002a, 2002b).

Die zwei bekanntesten Modelle / Programme in Deutschland zur Simulation des Wasserhaushalts von ungesättigten Oberflächenabdichtungen und Abdeckungen sind BOWAHALD-2D (DUNGER, 2002) und HELP (u. a. BERGER, 2002a, 2002b). Ein recht umfassender Vergleich findet sich in BERGER & DUNGER (2000) bzw. ZEH & WITT (2002a, 2002b). Im Rahmen dieser Arbeit wird das Modell BOWAHALD-2D benutzt. Es arbeitet deterministisch, zeitdiskret, im 2-D Bereich, schichtorientiert und die internen klimatischen Modelle sind auf Mitteleuropa ausgelegt. Die Versickerungsberechnung erfolgt anhand der Sickermenge und -geschwindigkeit je Schicht. Für weitere Details zu Aufbau, Eingabe, Rechenverfahren und Ausgabe sei auf die genannte Literatur verwiesen.

Für die Betrachtung der Rissgefährdung ist insbesondere die Simulationsberechnung der täglichen vol. Wassergehaltsänderungen bei BOWAHALD von größerem Interesse. Durch eine Umrechnung auf Wasserspannungen können über diese Werte z. B. die horizontalen Spannungen, wie in Kapitel 6.4 näher beschrieben, ermittelt werden.

### 6.2.2 Beispielhafte Berechnungen für einen trockenen Standort

Für beispielhafte Simulationsberechnungen des Wasserhaushalts von Oberflächenabdichtungen wurde ein trockener, relativ warmer, fiktiver Standort im Thüringer Becken, Erfurt-Bindersleben, ausgewählt, da solche Standorte im Allgemeinen für Austrocknungsvorgänge bekannt sind. Grundlage der Berechnungen sind Klimadaten aus dem Zeitraum 1986 bis 2003 des Deutschen Wetterdiensts DWD (mittlerer Niederschlag 505 mm/Jahr in diesem Zeitraum). Die Klimadaten setzen sich aus den täglichen, mittleren Werten des Niederschlags, der Temperatur, der Sonnenscheindauer, der Luftfeuchte und der Windgeschwindigkeit zusammen.

Der Standort Erfurt-Bindersleben liegt auf 51 Grad, 59 Minuten nördliche Breite in einer Höhe von 316 m ü. N.N. Alle Berechnungen sind bei einer südlichen Exposition durchgeführt worden; die Hangneigung betrug 25 % (1 : n = 1 : 4), die mittlere Hanglänge 50 m. Als Standardbewuchs wurde

über den gesamten Zeitraum ein Gras-/Krautbewuchs gewählt. Die Niederschlags-Ganglinie des Standortes Erfurt-Bindersleben ist in Abbildung 6.1 wiedergegeben.

Der Aufbau der Oberflächenabdichtung orientiert sich am Regelquerschnitt der Deponieverordnung für die Deponieklasse 1. Eine Rekultivierungsschicht mit einer Mächtigkeit von 100 cm, unterteilt in Teilschichten von 30, 40 und 30 cm, einer mineralischen Entwässerungsschicht mit 30 cm Dicke, die mineralische Dichtung mit 50 cm und ein Auflager / Gasdränschicht mit 30 cm Mächtigkeit. Variiert wurden in den Simulationsberechnungen bei der Rekultivierungsschicht die Teilschichten 2 und 3 - ‚qualifizierte‘ und ‚normale‘ Böden - sowie die Einbauart bei der mineralischen Dichtung - jeweils Ton Plessa mit Proctoroptimum bzw. 97 % feucht oder trocken. Die erste Teilschicht der Rekultivierungsschicht, die Entwässerungsschicht und das Auflager waren immer gleich. Die Böden wurden der bodenkundlichen Kartieranleitung (AG BODEN, 1994) entnommen bzw. daran angepasst. Für die Simulation wurden die einzelnen Schichten in weitere Teilschichten unterteilt - die Rekultivierungsschicht in insgesamt 7 Teilschichten (3 · 10 cm, 2 · 20 cm, 2 · 15 cm), die Entwässerungsschicht in 3 · 10 cm, die mineralische Dichtung in 4 · 12,5 cm und das Auflager in 3 · 10 cm.

Als Beispiel soll der in Tabelle 6.1 dargestellte Aufbau gezeigt werden – eine qualifizierte Rekultivierungsschicht und eine mineralische Dichtung mit Ton Plessa - Proctoroptimal eingebaut -

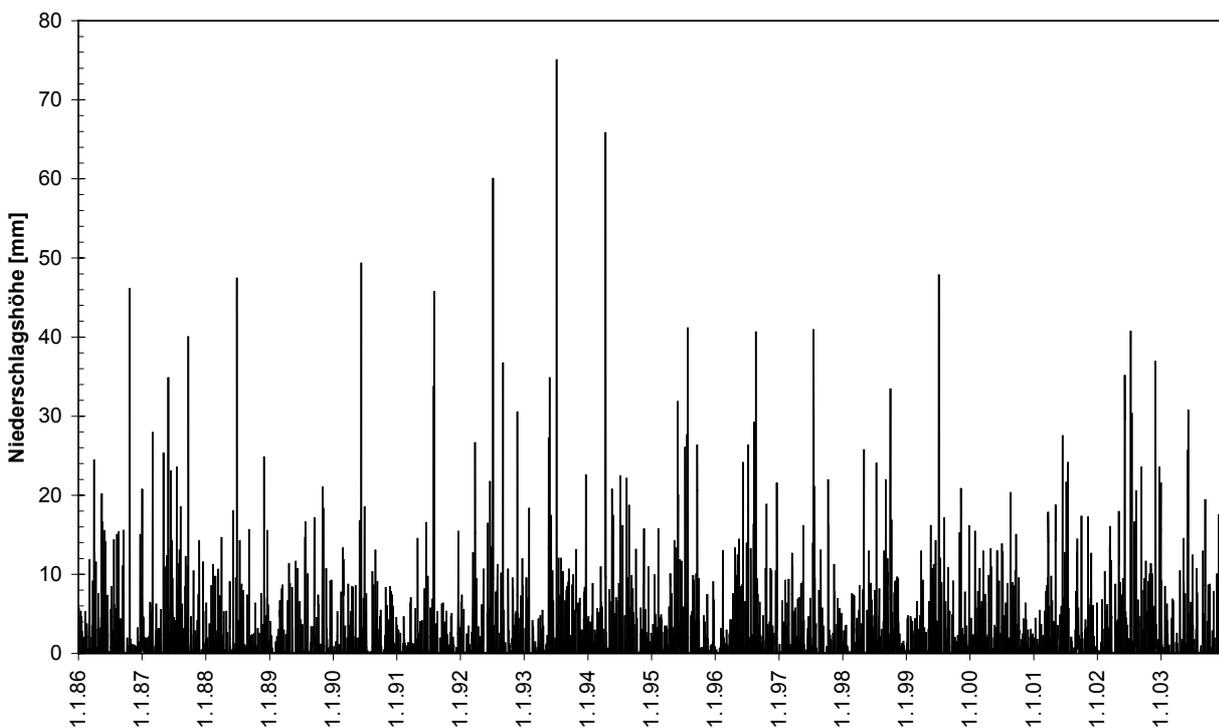


Abbildung 6.1: Niederschlag am Standort Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003)

Tabelle 6.1: Aufbau der Oberflächenabdichtung (MD mit Plessa, Aufbau Op4c)

Aufbau		$\Theta_s$ [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	Fk [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	pWp [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	$\Theta_{\text{Anfang}}$ [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	$k_f$ [m/s]	$k_{\text{Aufstieg}}$ [mm]	Bodenkundliche Kartieranleitung	DIN
Reku - Ts1	30 cm	0,59	0,48	0,19	0,408	$3 \cdot 10^{-5}$	500	Uls, 1-2, stark humös	UL – UM
- Ts2	40 cm	0,48	0,39	0,135	0,332	$4 \cdot 10^{-6}$	700	Uls, 1-2	
- Ts3	30 cm	0,395	0,32	0,11	0,272	$1,6 \cdot 10^{-6}$	800	Uls, 3	
Entwässerung	30 cm	0,27	0,18	0,08	0,08	$1 \cdot 10^{-3}$	200	Gs3	GW – GI
min. Dichtung	50 cm	0,379	0,37	0,266	0,347	$5 \cdot 10^{-9}$	2200	Ton Plessa, P1100o	TM
Auflager	30 cm	0,27	0,18	0,09	0,09	$5 \cdot 10^{-5}$	500	Gl2	GU – GT

$\Theta_s$  Sättigungswassergehalt, Fk Feldkapazität, pWp permanenter Welkepunkt,  $\Theta_{\text{Anfang}}$  Anfangswassergehalt,  $k_f$  Durchlässigkeitsbeiwert,  $k_{\text{Aufstieg}}$  kapillare Aufstiegshöhe

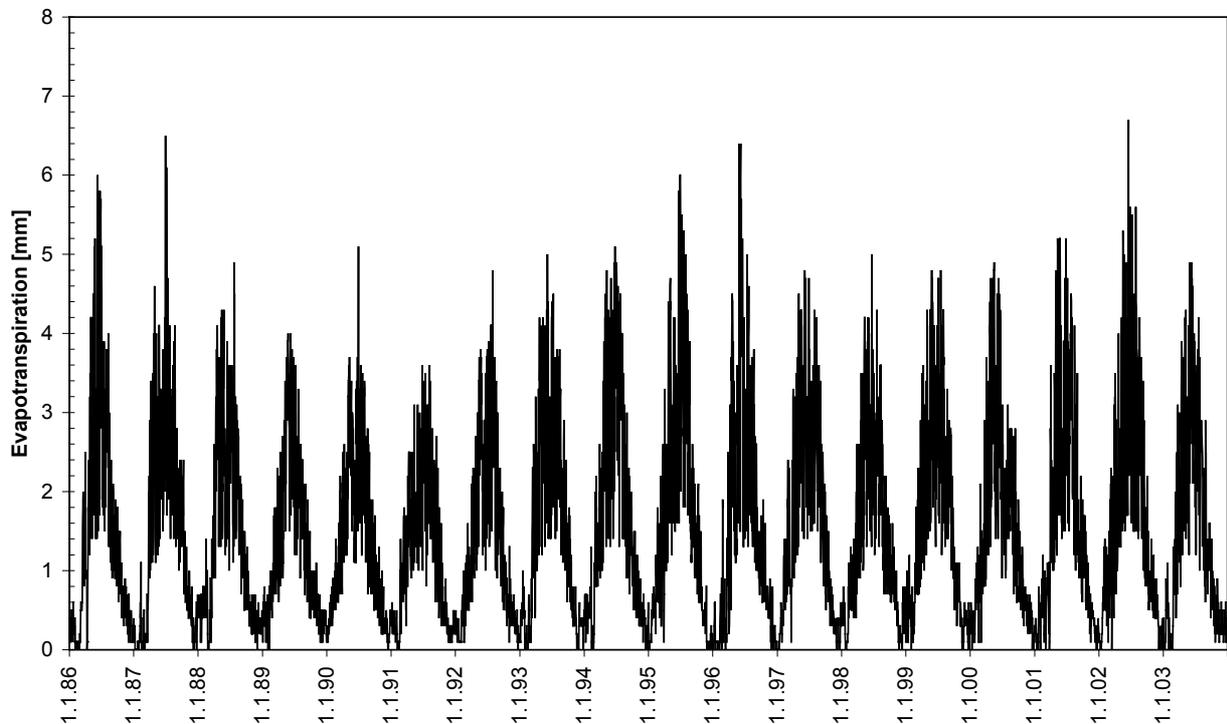


Abbildung 6.2: Evapotranspiration am Standort Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c

und einem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  von  $5 \cdot 10^{-9}$  m/s (Mindestanforderung Deponieverordnung). Hierbei wird zudem eine Evapotranspirations- und maximale Wurzeltiefe von 155 cm gewählt, d. h. aus bzw. in die ersten 25 cm der mineralischen Dichtung kommt es zu Wasserbewegungen.

Die Abbildung 6.2 zeigt die Evapotranspirationshöhen über den Simulationszeitraum für den gewählten Aufbau. Gut ist zu erkennen, dass im Winter die Verdunstung fast vollständig zum Erliegen kommt und Maxima im Mai bis August erreicht werden. In den Abbildungen 6.3 bis 6.5 sind die volumetrischen Wassergehaltsänderungen (hier in %) in repräsentativen Teilschichten der Oberflächenabdichtungskomponenten aufgeführt. Abbildung 6.3 zeigt jeweils die untere Schicht der drei

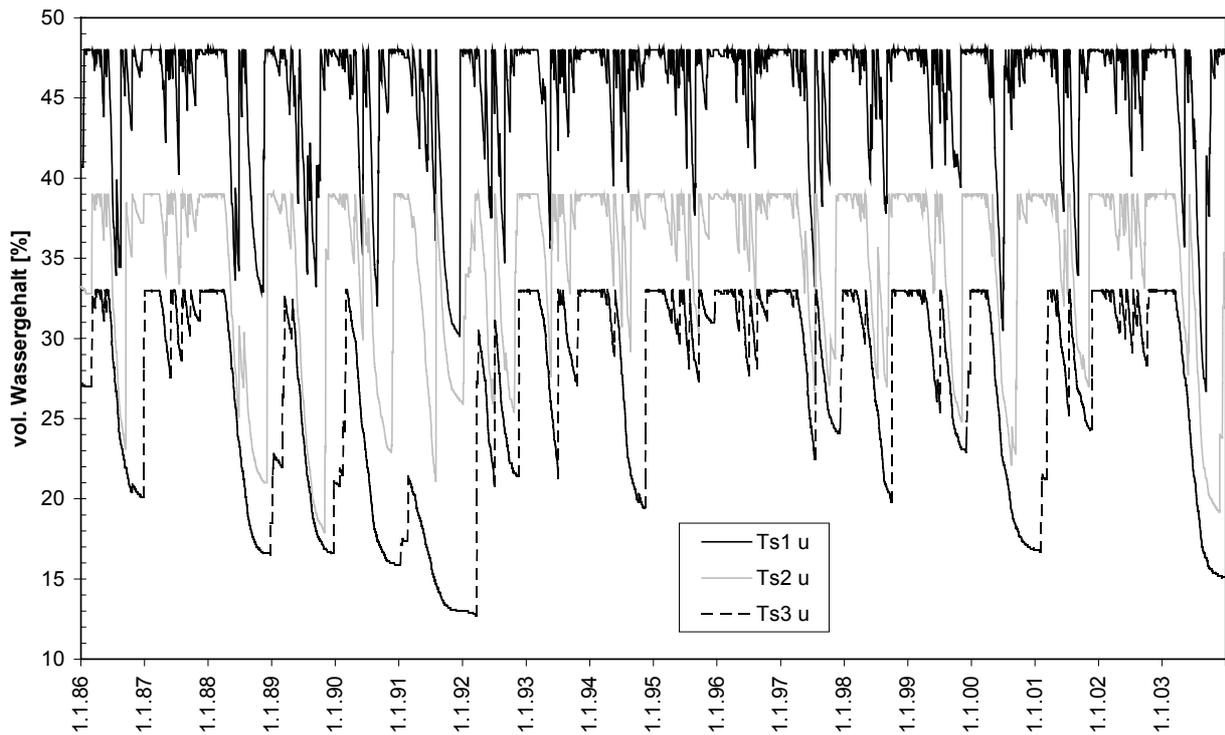


Abbildung 6.3: Verlauf der vol. Wassergehalte in den Rekultivierungsteilschichten, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c

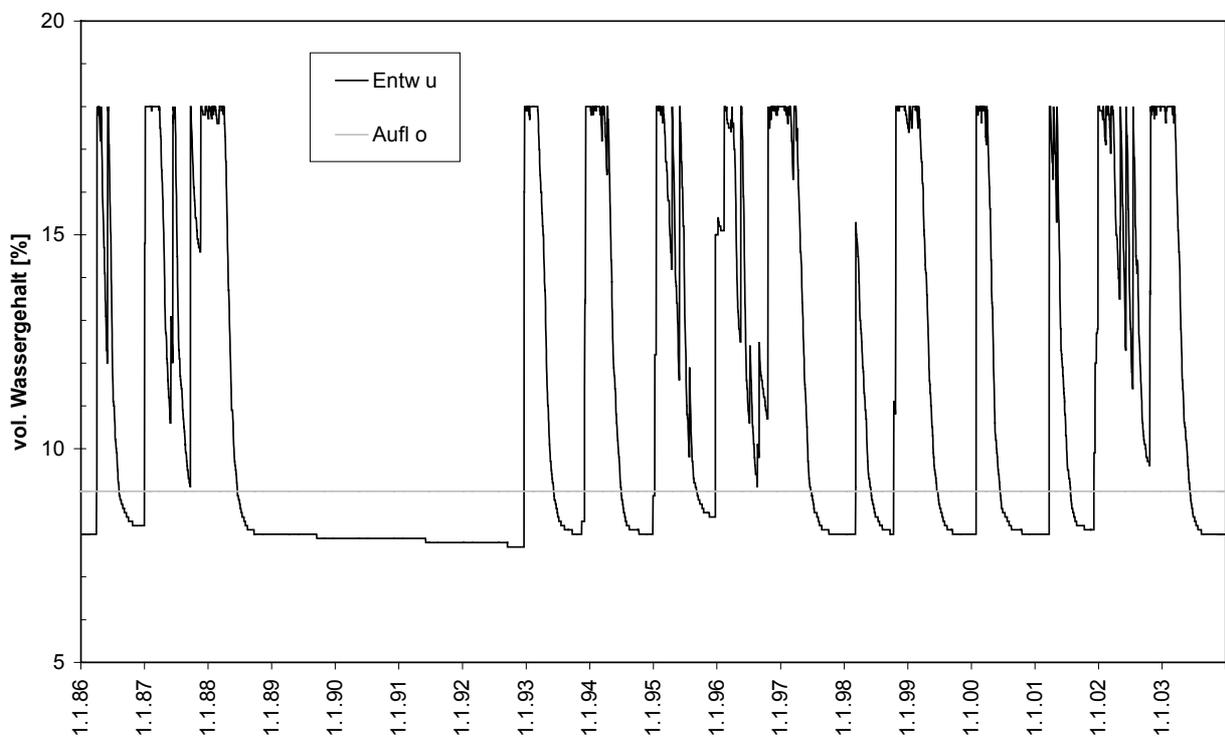


Abbildung 6.4: Verlauf der vol. Wassergehalte in Entwässerungs- und Auflagerschichten, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c

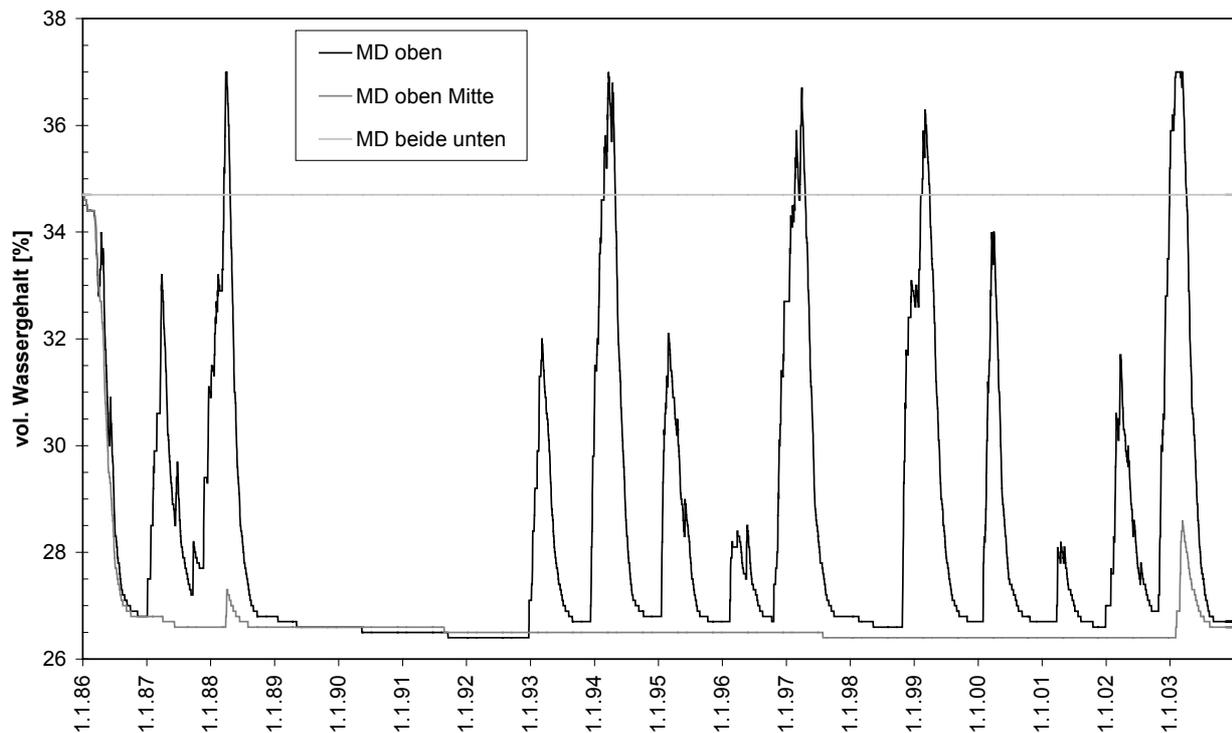


Abbildung 6.5: Verlauf der vol. Wassergehalte in der mineralischen Dichtung Ton Plessa, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003), Aufbau Op4c

Teilschichten der Rekultivierungsschicht. Die unteren Schichten reagieren erwartungsgemäß träger auf Wassergehaltsänderungen. Die unterste Entwässerungs- und die oberste Auflagerteilschicht sind in Abbildung 6.4 dargestellt. Die Wassergehalte des Auflagers wie auch die in Abbildung 6.5 dargestellten beiden unteren Teilschichten der mineralischen Dichtung sind konstant. Grund hierfür ist hauptsächlich die auf 155 cm beschränkte Evapotranspirations- und Wurzeltiefe; diese greift in diesen Schichten nicht mehr direkt an. Die untere Entwässerungsteilsschicht reagiert sehr stark auf Wasserzutritte und -entzug (Abb. 6.4). Insbesondere im recht trockenen Zeitraum der Jahre 1990 bis 1993 liegt der Wassergehalt an oder unter dem permanenten Welkepunkt. In den weiteren Jahren wird diese Grenze ebenfalls in den Sommermonaten angestrebt.

Für die Betrachtung der Austrocknung bzw. Rissgefährdung der mineralischen Dichtung sind deren Teilschichten (Abb. 6.5) von größtem Interesse. Hierbei erkennt man, dass die oberste Teilschicht, direkt unter der Entwässerungsschicht gelegen, stark auf die klimatischen Einwirkungen reagiert. Der permanente Welkepunkt wird häufig angenähert bzw. auch unterschritten, aber bei entsprechendem Sickerwassereintrag steigt der Wassergehalt auch wieder relativ schnell an. Der Wassergehalt der zweiten Teilschicht (oben Mitte) nimmt in der Simulation sehr schnell und stark ab und regeneriert sich trotz weit höherer Wassergehalte in der darüber liegenden Teilschicht nicht oder

kaum. Grund ist hierbei die geringe Durchlässigkeit des Dichtungsmaterials trotz hohem Kennwert für den kapillaren Aufstieg.

Konservative Betrachtungen gehen von einem Beginn der Rissbildung spätestens beim Erreichen des permanenten Welkepunkts aus. Beide Teilschichten der mineralischen Dichtung müssen daher aus dieser einfachen Betrachtung der vol. Wassergehalte als stark rissgefährdet angesehen werden. Eine genauere Quantifizierung ermöglicht der in Kapitel 6.4 vorzustellende gekoppelte analytische Ansatz.

Im Rahmen der verschiedenen Simulationsrechnungen wurden, wie schon erwähnt, mehrere Randbedingungen bzw. Bodenparameter variiert. Hierbei sollten die verschiedenen möglichen in-situ Zustände untersucht werden – einwandfreie Oberflächenabdichtung mit geringer Evaporationstiefe  $E_t$  und ebenfalls geringer maximaler Wurzeltiefe  $W_t$  (keine Wurzeln in der Dichtung), eine Teildurchwurzelung bei höherer Evaporationstiefe (das obige Beispiel) und eine vollständige Durchwurzelung mit hoher Evaporationstiefe. Neben der im obigen Beispiel - i)  $W_t = E_t = 155$  cm,  $k_f = 5 \cdot 10^{-9}$  m/s - angenommenen qualifizierten Rekultivierungsschicht wurden in den Teilschichten  $T_{s2}$  und  $T_{s3}$  auch Simulationen mit ‚normalen‘, weniger gut wasserspeichernden (niedrigere nutzbare Feldkapazität) Böden durchgeführt. Diese hatten zudem etwas höhere Durchlässigkeitsbeiwerte und geringere kapillare Steighöhen. Des Weiteren wurden unterschiedliche maximale Wurzel- und Evaporationstiefen eingesetzt – ii)  $W_t = E_t = 130$  cm und iii)  $W_t = 180$  cm,  $E_t = 210$  cm. Eine weitere wichtige Variable ist die Größe des Durchlässigkeitsbeiwerts ( $10^{-10}$  m/s,  $5 \cdot 10^{-9}$  m/s,  $10^{-9}$  m/s,  $10^{-8}$  m/s) der Dichtung sowie natürlich die Bodenparameter der mineralischen Dichtung, abgestimmt auf Ton Plessa, wenn er optimal oder auf dem trockenen bzw. feuchten Ast der Proctorkurve bei 97 % der optimalen Verdichtung eingebaut wird.

Beim direkten Vergleich der Evaporationshöhen durch die beiden unterschiedlichen Rekultivierungsschichten zeigte der qualifizierte Aufbau geringfügig höhere Werte. Die Wassergehaltsänderungen in der Rekultivierungsschicht wurden bei dem qualifizierten Aufbau von kleineren Schwankungen sowie der geringeren Fähigkeit zur Erholung (Aufsättigen), bei länger anhaltenden Trockenphasen, geprägt. Grund sind hierbei insbesondere die niedrigeren Durchlässigkeitsbeiwerte.

Einen großen Einfluss auf das Verhalten der einzelnen Schichten hat die Wahl der Evaporations- und Wurzeltiefe. Die stärkste Wassergehaltsabnahme in der Rekultivierungsschicht ist bei  $W_t = E_t = 130$  cm zu verzeichnen, da die klimatisch induzierten Wassergehaltsschwankungen nur aus der Rekultivierungsschicht und der Entwässerungsschicht gedeckt werden können. Bei  $W_t = 180$  und  $E_t = 210$  cm sind die temporären Wasserverluste in der Rekultivierungsschicht nicht so groß. Erklären lässt sich das mit der Einbeziehung der mineralischen Dichtung und des Auflagers in den Gesamtwasserhaushalt der Oberflächenabdichtung. Das obige Beispiel liegt infolge der dort gewählten Randbedingungen dazwischen. Die variierenden Durchlässigkeiten in der mineralischen Dichtung

haben keinen Einfluss auf die Wassergehaltsschwankungen in der Rekultivierungsschicht. Generell höhere Schwankungen und eine schnellere Erholung haben Aufbauten mit der ‚normalen‘ Rekultivierungsschicht. Vergleichbare Verläufe und Unterschiede sind auch in der Entwässerungsschicht festzustellen. Das Auflager reagiert nur bei  $W_t = 180$  und  $E_t = 210$  cm mit einer kontinuierlichen Wassergehaltsabnahme.

Bei Betrachtung der unterschiedlichen Randbedingungen in der mineralischen Dichtung bzw. deren Teilschichten sind interessante Ergebnisse festzustellen. Die oberste Teilschicht sättigt sich bei  $W_t = E_t = 130$  cm langsam auf (Dauer abhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert). Die Aufbauten mit  $W_t = 180$  und  $E_t = 210$  cm haben zuerst einen relativ schnellen und großen Wassergehaltsabfall und nähern sich dann stetig mit geringen Schwankungen dem permanenten Welkepunkt  $p_{Wp}$  an bzw. unterschreiten diesen später auch. Aufbauten mit höheren Durchlässigkeitsbeiwerten in der mineralischen Dichtung erholen sich immer wieder, bei der ‚normalen‘ Rekultivierungsschicht wird dies noch leicht verstärkt. Abbildung 6.6 zeigt einen Vergleich der obersten mineralischen Dichtungsteilschicht bei variierenden Durchlässigkeitsbeiwerten  $k_f$ . Die zweite Teilschicht bleibt bei  $W_t = E_t = 130$  cm und  $k_f = 10^{-10}$  m/s konstant bzw. bei  $k_f = 10^{-9}$  m/s und größer sättigt sie langsam auf.

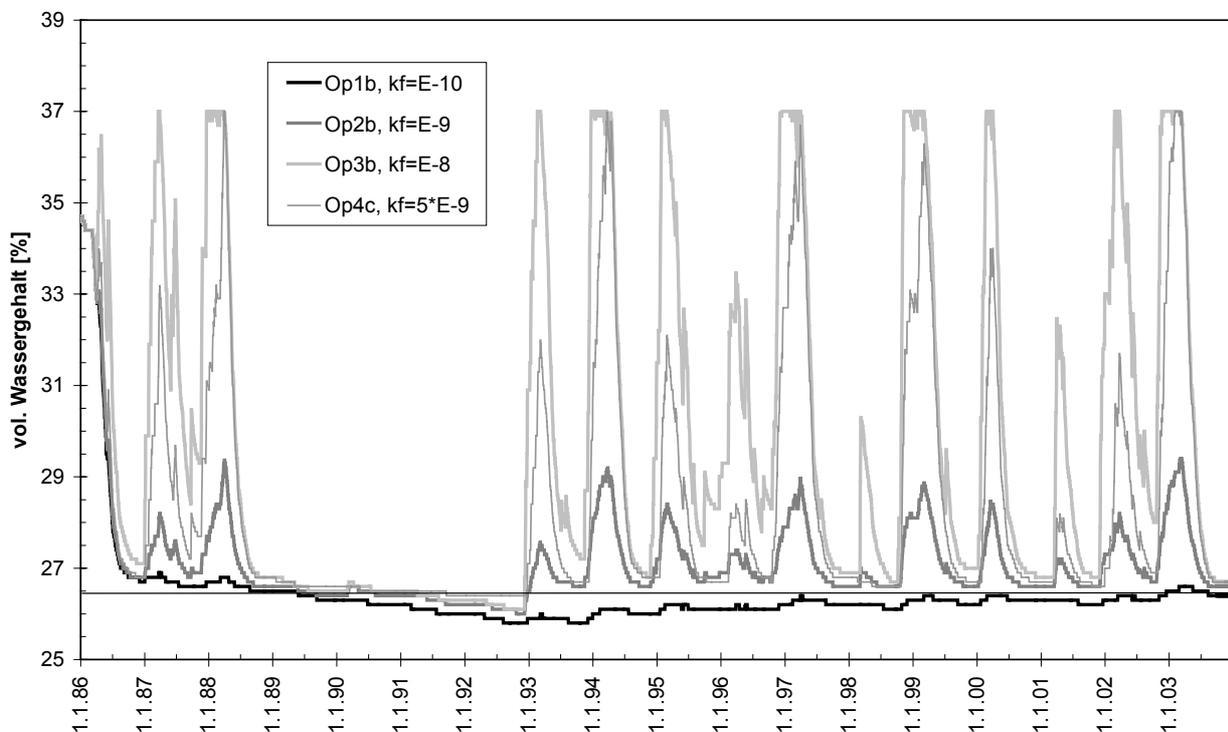


Abbildung 6.6: Vergleich des Verlaufs des vol. Wassergehalts in der ersten mineralischen Dichtungsteilschicht infolge variierender Durchlässigkeitsbeiwerte der mineralischen Dichtung, Ton Plessa, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003)

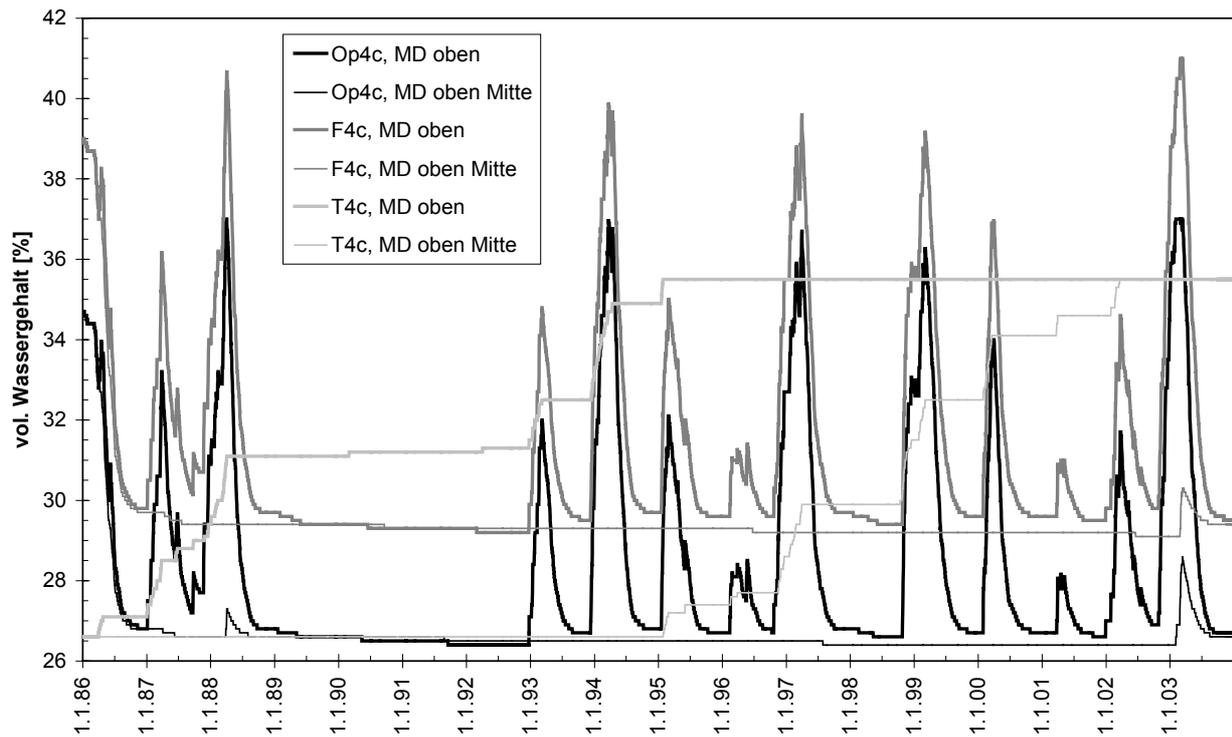


Abbildung 6.7: Vergleich des Verlaufs des vol. Wassergehalts in den ersten beiden mineralischen Dichtungsteilschichten für verschiedene Verdichtungszustände des Tons Plessa in der mineralischen Dichtung, Erfurt-Bindersleben (1986 – 2003)

Für  $W_t = 180$  und  $E_t = 210$  cm und dem Beispiel erfolgt bei  $k_f = 10^{-10}$  m/s und  $k_f = 10^{-9}$  m/s erst ein starker Abfall, dann ebenfalls ein stetiges Annähern des  $p_{Wp}$  und ein Unterschreiten. Die Aufbauten mit höheren  $k_f$ -Werten haben grundsätzlich denselben Verlauf, erholen sich jedoch immer wieder bei feuchteren klimatischen Zuständen. Die unterste Teilschicht bleibt konstant bzw. sättigt bei  $W_t = E_t = 130$  cm langsam auf. Bei  $W_t = 180$  und  $E_t = 210$  cm fällt sie zuerst stark ab und sinkt dann stetig bis an und unter den  $p_{Wp}$ .

Wird für die mineralische Dichtung anstatt der optimalen Verdichtung des Tons Plessa (z. B. Abbildung 6.7, Op4c) ein Einbau auf dem feuchten Ast (z. B. Abbildung 6.7, F4c) der Proctorkurve betrachtet, sind bis auf die generell höheren Wassergehaltswerte kaum Unterschiede im Verlauf festzustellen. Die auf dem trockenen Ast hergestellten Proben zeigen bei  $W_t = E_t = 130$  cm ein generell starkes und stetiges Aufsättigen. Bei den anderen Größen für  $W_t$  und  $E_t$  ist zuerst ein starkes Aufsättigen zu verzeichnen und dann wieder ein fast identischer Verlauf mit dem oben beschriebenen. Die Ausgangswerte (siehe Abbildung 6.7, Werte am 1.1.1986) des Wassergehalts sind naturgemäß jeweils verschieden. Abbildung 6.7 zeigt beispielhaft die Unterschiede zwischen den einzelnen Böden (Op – Verdichtung bei optimalem Wassergehalt, F – 97 % feuchter Ast, T – 97 % trockener Ast Proctorkurve) in den beiden oberen Teilschichten der mineralischen Dichtung.

Aus den hier vorgestellten Simulationsberechnungen zum Wasserhaushalt von Oberflächenabdichtungen mit BOWAHALD am Standort Erfurt-Bindersleben als ein austrocknungsgefährdeter Referenzstandort lassen sich mehrere Erkenntnisse ableiten. Die Mächtigkeit der Rekultivierungsschicht von 100 cm ist aufgrund der stark schwankenden und vor allem häufig stark absinkenden Wassergehalte in der Rekultivierungs- und Entwässerungsschicht sowie der mineralischen Dichtung für diesen trockenen Standort nicht ausreichend. Eine größere Mächtigkeit ist somit bei diesen klimatischen Randbedingungen unbedingt zu wählen. Des Weiteren sind bei der Rekultivierungsschicht wie bei der mineralischen Dichtung die Böden mit kleineren Durchlässigkeitsbeiwerten, d. h. die wasserundurchlässigeren, nicht unbedingt geeigneter, um die starken klimatisch induzierten Schwankungen des Wassergehalts aufzufangen. Natürlich kann davon ausgegangen werden, dass eine qualifizierte Rekultivierungsschicht (mit kleinerem  $k_f$ -Wert) für die Pflanzen förderlich ist; ein tiefes Wurzelwachstum wird damit verhindert bzw. beschränkt. Jedoch ist ein Wiederaufsättigen nach einer temporären Austrocknung wegen des kleineren  $k_f$ -Werts wiederum träger und z. B. bei temperatur- oder wasserspannungsinduzierten Austrocknungserscheinungen nicht zu vernachlässigen. Ähnlich verhält sich das, wie in Abbildung 6.6 anschaulich dargestellt, mit der mineralischen Dichtung. Es ist somit bei der Bemessung / dem Entwurf einer Oberflächenabdichtung immer abzuwägen und aufeinander abzustimmen, inwieweit die einzelnen Böden geeignet sind für eine ideale Vegetationsgrundlage, die Dichtigkeit sowie den Widerstand gegenüber Austrocknung bzw. die Fähigkeit eines relativ schnellen Wiederaufsättigens / Ausgleichens der Wassergehalte nach einer temporären Austrocknung.

## 6.3 Spannungen in Oberflächenabdichtungen

### 6.3.1 Einleitung

Für die abschließende Quantifizierung der Rissgefährdung mineralischer Dichtungen werden die Ergebnisgrößen für die in einer Oberflächenabdichtung vorherrschenden Spannungen und Dehnungen benötigt. Abbildung 6.8 zeigt hierzu schematisch die Entwicklung der mineralischen Dichtung beim Schrumpfen von Ausgangszustand bis zum Risseintritt sowie die zu erwartenden Verhältnisse und Größen der wasserspannungsabhängigen Horizontalspannungen und Zugfestigkeiten.

In den folgenden Spannungsbetrachtungen für die mineralische Dichtung werden als Vereinfachung beeinflussende Reibungspartner und –einflüsse vernachlässigt. Ebenfalls wird angenommen, dass die vorzustellenden Ansätze und Quantifizierungen näherungsweise für ebene und geneigte Oberflächenabdichtungssysteme gelten.

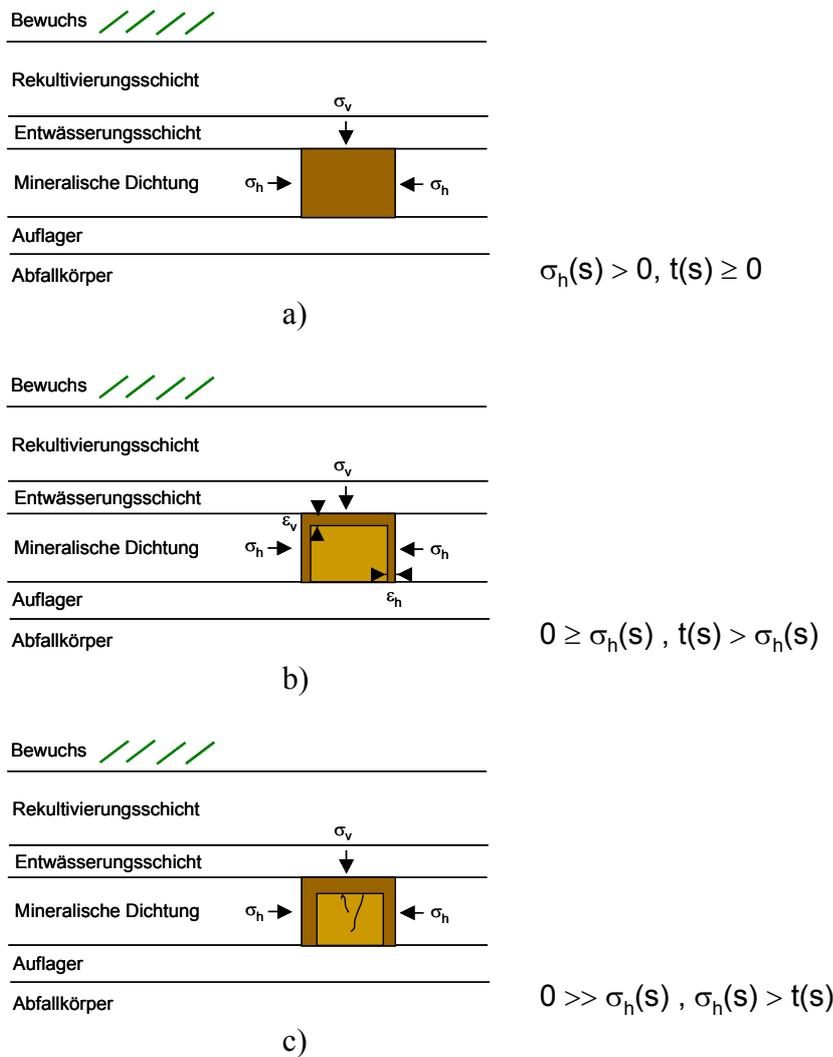


Abbildung 6.8: Schematische Darstellung des Schrumpfverhaltens einer mineralischen Dichtung, a) Ausgangszustand, b) Schrumpfen, c) Rissbildung

### 6.3.2 Ansatz der effektiven Spannungen

Für die Berechnung der Spannungen in Oberflächenabdichtungen kann u. a. ein modifizierter Ansatz der effektiven Spannungen nach KHALILI et al. (2004) bzw. angepasst auf Oberflächenabdichtungen nach SCHANZ & AGUS (2004) benutzt werden. Grundlagen hierzu sind die Ansätze von BISHOP (1959) und BISHOP & BLIGHT (1963). Deren allgemeine Formel für die effektive Spannungsberechnung lautet (vgl. auch Kap. 3.3)

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi s \quad (\text{Gl. 6.1}),$$

daraus abgeleitet die entsprechende Darstellung für vertikale und horizontale Spannungen

$$\sigma'_v = (\sigma_v - u_a) + \chi s \quad (\text{Gl. 6.2})$$

$$\sigma'_h = (\sigma_h - u_a) + \chi s = K_0(\sigma_v - u_a) + \chi s \quad (\text{Gl. 6.3}).$$

Hierbei sind  $\sigma'$ ,  $\sigma'_v$ ,  $\sigma'_h$  effektive Spannungen,  $\sigma$ ,  $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$  totale Spannungen,  $u_a$  der Porenluftdruck,  $K_0$  der Erdrudruck,  $s = (u_a - u_w)$  die Wasserspannung und  $\chi$  ein bodenabhängiger Parameter.

Für  $K_0$  gilt allgemein

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{Gl. 6.4}).$$

Ist die Querdehnzahl (Poisson-Zahl)  $\nu$  nicht bekannt, kann näherungsweise (in einfachen Fällen)

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{Gl. 6.5})$$

angenommen werden, mit  $\varphi'$  als effektiven Reibungswinkel.

Der Parameter  $\chi$  wird i. d. R. aus einer Vielzahl von einzelnen Versuchsergebnissen (z. B. Scherver-  
suche mit unterschiedlich gesättigten Böden etc.) ermittelt, häufig werden jedoch Ansätze wie

$$\chi = S_r \quad (\text{z. B. BISHOP \& BLIGHT, 1963, LU \& LIKOS, 2004}) \quad (\text{Gl. 6.6}),$$

$$\chi = \frac{\theta - \theta_{\text{res}}}{\theta_{\text{sat}} - \theta_{\text{res}}} = \frac{S_r - S_{r,\text{Res}}}{1 - S_{r,\text{Res}}} \quad (\text{z. B. LU \& LIKOS, 2004}) \quad (\text{Gl. 6.7})$$

oder

$$\chi = \left(\frac{s}{s_{\text{AEV}}}\right)^{-0,55} \quad (\text{KHALILI \& KHABBAZ, 1998}) \quad (\text{Gl. 6.8})$$

(mit  $s_{\text{AEV}}$  als die Wasserspannung am Lufteintrittspunkt) gewählt. Bei Gleichung 6.8 müssen die Wasserspannungswerte  $s$  größer als  $s_{\text{AEV}}$  sein, um einen verwertbaren Wert für  $\chi$  zu erhalten ( $\chi \leq 1$ ). Die Gleichungen Gl. 6.6 und 6.7 basieren auf der Betrachtung rein volumetrischer Größen ( $S_r$  oder  $\theta$ ) und sind damit als Vereinfachungen anzusehen (siehe z. B. KHALILI & KHABBAZ, 1998, KHALILI et al., 2004), da die wichtige, sich ebenfalls verändernde Bodenstruktur nicht in den Größenverlauf von  $\chi$  einbezogen wird (COLEMAN, 1962). In den folgenden Betrachtungen wird, wie häufig in der Praxis, jedoch die Gleichung 6.7 verwendet.

Bei einer Änderung der Wasserspannung kann die resultierende effektive Spannung mit

$$\Delta\sigma' = \Delta(\sigma - u_a) + \Delta\chi s \quad (\text{Gl. 6.9})$$

berechnet werden. Da im Falle einer Oberflächenabdichtung der Wert  $(\sigma_v - u_a)$  i. d. R. konstant ist (Annahme: Überdeckung und evtl. Auflasten sind unveränderlich), ergibt sich für  $\Delta(\sigma_v - u_a)$  der Wert Null. Daraus leitet sich direkt die Änderung der effektiven Spannungen mit

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma'_v = \Delta\sigma'_h = s\Delta\chi + \chi\Delta s \quad (\text{Gl. 6.10})$$

ab. Bei  $K_0$ -Zuständen, d. h. es wirkt noch eine Horizontalspannung auf die Bodenteilchen, berechnet sich somit die vertikale und horizontale Dehnung ( $E$  ist der Dehnungsmodul) mit

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{1}{E} \Delta \left\{ [(\sigma_v - u_a) + \chi s] - 2\nu [K_0(\sigma_v - u_a) + \chi s] \right\} \quad (\text{Gl. 6.11}).$$

$$\Delta\varepsilon_h = \frac{1}{E} \Delta \left\{ [(1-\nu)(K_0(\sigma_v - u_a) + \chi s)] - \nu[(\sigma_v - u_a) + \chi s] \right\} \quad (\text{Gl. 6.12})$$

Nach Überschreiten dieses Zustandes ( $K_0$ ) lassen sich die (nun negativen) Horizontalspannungen ermitteln mit

$$(\sigma_h - u_a) = \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_v - u_a) - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \chi s \quad (\text{Gl. 6.13})$$

und die Dehnungen mit

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{1}{E} \Delta \left\{ [(\sigma_v - u_a) + \chi s] - 2\nu\chi s \right\} \quad (\text{Gl. 6.14})$$

bzw.

$$\Delta\varepsilon_h = \frac{1}{E} \Delta \left\{ (1-\nu)\chi s - \nu[(\sigma_v - u_a) + \chi s] \right\} \quad (\text{Gl. 6.15}).$$

Die Gl. 6.13 ist nun die (negative) wasserspannungsabhängige Spannung die der, wie in den vorigen Kapiteln gezeigt, ebenfalls wasserspannungsabhängigen Zugfestigkeit des Bodens bzw. der Bodenteilchen entgegenwirkt (nach Überschreiten des  $K_0$ -Zustands). Hiermit lässt sich somit ein eindeutiges Risskriterium z. B. für eine Dichtungsschicht in einer Oberflächenabdichtung mit

$$Z = f(s) = t + (\sigma_h - u_a) \leq 0 \quad (\text{Gl. 6.16})$$

definieren. Wird der Wert  $Z$  kleiner als 0, reißt der Boden an der schwächsten Verbindung der Bodenteilchen. Der Verlauf der Zugfestigkeit  $t = f(s)$  in Abhängigkeit der Wasserspannung kann leicht über eine mathematische Modellierung von Zugversuchsergebnissen, wie sie beispielhaft in Kapitel 5.3 beschrieben wurde, in die Gl. 6.16 integriert werden. Ebenso kann der modellierte Dehnungsverlauf  $E = f(s)$  (siehe Kap. 5.3) in die Gl. 6.15 bzw. Gl. 6.14 eingesetzt werden.

### 6.3.3 Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen

Beim Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen – z. B. FREDLUND & MORGENSTERN (1977) – werden der Spannungsanteil aus z. B. Auflast, Eigengewicht usw. und die Wasserspannung  $s = (u_a - u_w)$  unabhängig voneinander betrachtet (s. auch Kap. 3.3 bzw. beispielhaft Abbildung 6.9).

Herrscht der  $K_0$ -Zustand errechnet sich die Dehnung mit

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{\text{vol}} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \Delta(\sigma_v - u_a) + \frac{(1+\nu)}{H(1-\nu)} \Delta s \quad (\text{Gl. 6.17}).$$

Der Wert  $H$  ist als ein räumlicher Elastizitätsmodul bezüglich der Wasserspannungsänderungen definiert (siehe FREDLUND & RAHARDJO, 1993). Da der Wert  $H$  in dieser Arbeit nicht durch einen eigenständigen Versuch bestimmt wurde, muss die bekannte Beziehung (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

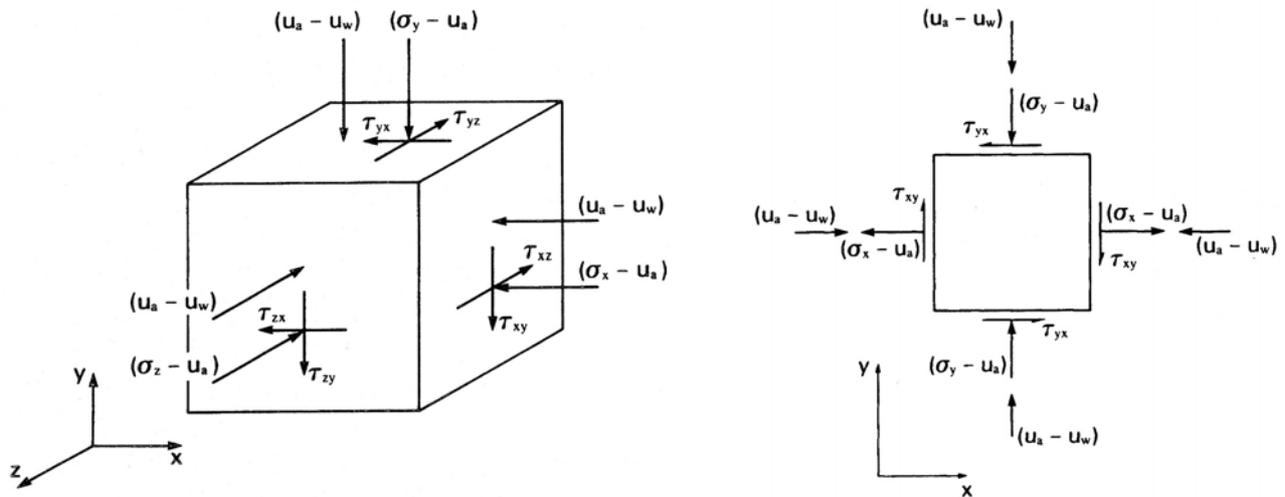


Abbildung 6.9: Spannungszustandsvariablen für teilgesättigte Böden in 3- bzw. 2-dimensionaler Darstellung (aus FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

$$H = \frac{3}{C_a} \quad (\text{Gl. 6.17})$$

und

$$C_a = m_2^s = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \frac{1}{\Delta s} \quad (\text{Gl. 6.19})$$

herangezogen werden.  $C_a$  oder  $m_2^s$  (der axiale Kompression-Beiwert) lässt sich hierbei, z. B. aus Schrumpfversuchen, vereinfacht bestimmen (s. Beispiel in Kap. 6.4.1).

Wird der  $K_0$ -Zustand infolge steigender Wasserspannungen überschritten, so ergibt sich für die Horizontalspannung folgende Beziehung

$$(\sigma_h - u_a) = \frac{\nu}{1 - \nu} (\sigma_v - u_a) - \frac{E}{H(1 - \nu)} s \quad (\text{Gl. 6.20}).$$

Die Dehnungsänderungen werden des Weiteren mit

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{1}{E} \Delta [(\sigma_v - u_a) - 2\nu(\sigma_h - u_a)] + \frac{1}{H} \Delta s \quad (\text{Gl. 6.21})$$

bzw.

$$\Delta \varepsilon_h = \frac{1}{E} \Delta \left\{ (\sigma_h - u_a) - \nu [(\sigma_v - u_a) + (\sigma_h - u_a)] \right\} + \frac{1}{H} \Delta s \quad (\text{Gl. 6.22})$$

berechnet.

Auch hier kann, wie oben schon in Kap. 6.3.1 beschrieben, über den Verlauf der horizontalen Spannungen in Abhängigkeit der herrschenden Wasserspannungen laut Gl. 6.20 mit den entgegenwirkenden Zugfestigkeiten das Risskriterium durch

$$Z = f(s) = t + (\sigma_h - u_a) \leq 0 \quad (\text{Gl. 6.23})$$

definiert werden.

### 6.3.4 Vergleich der beiden Spannungsansätze

Der Hauptunterschied der beiden Ansätze liegt in der ‚Anbindung‘ der Wasserspannung. Beim Ansatz der effektiven Spannungen wird mit Hilfe des bodentypischen Parameters  $\chi$  die Wasserspannung direkt an das von den rein gesättigten Zuständen bekannte (Normal-)Spannungsverhalten angebunden (s. Kap. 3.3). Die Dehnungsberechnungen (z. B. Gl. 6.11) benötigen nur einen reinen spannungsabhängigen Dehnungsmodul  $E$  (im Gegensatz zu z. B. Gl. 6.17). Der Parameter  $\chi$ , als die Berechnungen stark beeinflussende Größe, spiegelt das volumetrische und auch strukturelle Verhalten (COLEMAN, 1962) eines Bodens wieder. Die Größe wird i. d. R. durch Scher- oder Triaxialversuche für unterschiedlich gesättigte Böden bestimmt. Eine direkte Korrelation von  $\chi$  mit volumetrischen Größen, wie in Gl. 6.6 oder 6.7, ist nur eingeschränkt möglich (COLEMAN, 1962).

Beim Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen werden die Wasser- und die Normalspannungen getrennt betrachtet. Erstere zielt auf die mikroskopischen Vorgänge – Struktur, Poren - ab und Letztere auf die makroskopischen, wie z. B. Auflasten, Eigengewicht (FREDLUND & MORGENSTERN, 1977). Beim Ansatz der effektiven Spannungen hingegen kann nur von einer makroskopischen Betrachtung ausgegangen werden (BURLAND, 1965). In den Berechnungen mit dem Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen werden für die Belastung und die Wasserspannung zwei unabhängige Verformungsmoduln eingesetzt, der Dehnungsmodul  $E$  für die Normalspannungen und der räumliche Elastizitätsmodul  $H$  für das Bodenverhalten unter Wasserspannungseinfluss.

Einen allgemeinen Überblick zu den wichtigsten Unterschieden und Kritikpunkten zu beiden Ansätzen unterschiedlichster Autoren findet sich z. B. in KHALILI et al. (2004).

Werden nun die beiden Spannungsansätze mit beispielhaft gewählten Eingangsparametern direkt verglichen, so lassen sich weitere Einflussgrößen quantifizieren. Abbildung 6.10 zeigt, dass ein nicht zu vernachlässigender Einfluss des Erdruhedrucks bzw. daraus abgeleitet der Querdehnungszahl besteht. Beim Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen sind die Abweichungen bezüglich der errechneten Wasserspannungen bei Rissbildung (Gl. 6.16, der Wert  $Z \leq 0$ ) recht gering (ca. 20 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung) und nehmen mit zunehmendem Erdruhedruck ab. Das Gegenteil ist beim Ansatz der effektiven Spannungen festzustellen: eine große Steigerung der Wasserspannung bei Rissbildung infolge höherem Erdruhedruck. Bei hohen Erdruhedruckwerten erreicht die Gl. 6.16 unrealistischerweise niemals den Wert Null.

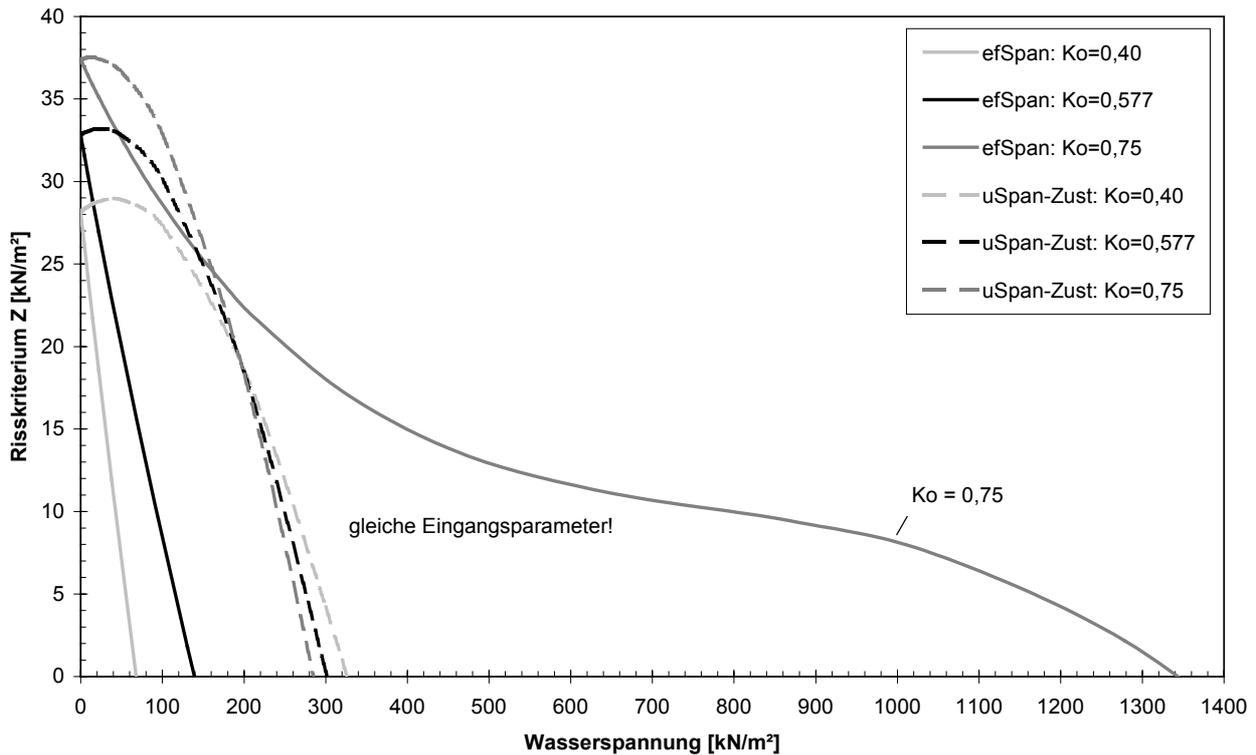


Abbildung 6.10: Beispielhafte Berechnung des Rissbeginns ( $Z$  aus Gl. 6.16 bzw. 6.23 kleiner Null) über die Wasserspannung, Vergleich der beiden Spannungsansätze

An dieser Stelle muss auf die Abhängigkeit bzw. Unabhängigkeit des Erdrückwertes  $K_0$  und der Querdehnzahl  $\nu$  bezüglich der Wasserspannung kurz eingegangen werden. Während der Herstellung der Dichtung werden über die meist dynamische Verdichtung vertikale Spannungen eingebracht, die direkt hohe horizontale Spannungen bewirken (eine Art Verdichtungserddruck). Nach der Verdichtung reduzieren sich die Vertikalspannungen wieder, während eine horizontale Vorspannung verbleibt. Man erhält somit eine anisotrope Überkonsolidierung des Bodens. Das bedeutet, dass der ursprüngliche  $K_0$ -Wert durch einen größeren ersetzt werden muss. Wie groß dieser Wert jedoch ist und wie er auf steigende Wasserspannungen infolge Austrocknung bis zur Rissbildung reagiert, ist z. Z. noch nicht ausreichend untersucht. Ebenso ist bisher unklar, wie sich hierbei die Querdehnzahl verhält. QUANDT (2000) geht von  $K_0$ -Werten nach der Verdichtung über einen längeren Zeitraum von bis zu 1,0 aus, die mit der Zeit jedoch wieder abfallen. In VU & FREDLUND (2004) ist ein Überblick zu verschiedenen Erdrückansätzen dargestellt. Ein Ausgangswert von  $K_0$  wird danach durch eine Austrocknung immer reduziert. LYTTON (1994) gibt, basierend auf Feldbeobachtungen, verschiedene Bodenzustände und entsprechende Erdrückwerte an (z. B.  $K_0 = 0$  bei trockenen und gerissenen Böden;  $K_0 = 0,33$  bei trockenen Böden und darin gehen Risse auf;  $K_0 = 0,5$  bei geschlossenen Rissen und stationärer Wasserspannung, etc.). Einen eindeutigen Einfluss

der Größe der Querdehnzahl infolge Wasserspannungsänderungen zeigen ansatzweise LEONG et al. (2004).

Da der Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen im Gegensatz zum Ansatz der effektiven Spannungen alle Vorgänge (mikro- und makroskopische) bei Wassergehaltsänderungen in Böden berücksichtigt, werden die folgenden beispielhaften Berechnungen (Kapitel 6.4) mit diesem Ansatz bevorzugt durchgeführt.

## **6.4 Abschätzung der Rissgefährdung mineralischer Dichtungen unter Berücksichtigung von Spannungs- und Zugfestigkeitsverläufen infolge Wassergehaltsänderungen**

### **6.4.1 Vorgehen bei den Berechnungen**

Ein einfacher bodenmechanischer Ansatz zur Berechnung der Spannungen (und Dehnungen) wie der oben vorgestellte Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen war das fehlende Glied zur Definition eines Risskriteriums (Gl. 6.23). Mithilfe von Ergebnissen aus Wasserhaushaltsberechnungen und dem genannten Ansatz lassen sich die Wasserspannungen bei Rissbeginn oder auch der allgemeine Spannungs- und Dehnungsverlauf über eine ganze Simulationsdauer (Wasserhaushalt) in einer mineralischen Dichtung bestimmen. Für die Berechnungen der Dehnungen und Horizontalspannungen sowie der Rissgrenze / Risskriterium  $Z$  nach Gleichungen 6.20 bis 6.22 und 6.23 sind die formulierten Beziehungen für die wasserspannungsabhängige Zugfestigkeit  $t = f(s)$  und den wasserspannungsabhängigen Dehnungsmodul  $E = f(s)$  der mineralischen Dichtung bzw. des entsprechenden Bodens nach Kapitel 5.3 („best-fit“ Methode) zu berücksichtigen. Des Weiteren sind die konstanten Parameter des Erdruhedrucks  $K_0$  bzw. die Querdehnungszahl  $\nu$  nach Gl. 6.4 sowie der Elastizitätsmodul  $H$  (s. u.) zu bestimmen.

Die jeweilige Eingangskenngröße der Spannungs- und Dehnungsberechnungen ist die Wasserspannung. Letztere wird über die materialspezifische Wasserspannungskurve (vgl. Kap. 4) des Dichtungsbodens aus den volumetrischen Wassergehalten der Wasserhaushaltsberechnungen bestimmt. Man kann somit für jeden Tag des Simulationszeitraums Werte für die wirkenden Spannungen und Dehnungen errechnen.

Die einzelnen Schritte zur Abschätzung der Rissgefährdung mineralischer Dichtungen in einem Oberflächenabdichtungssystem sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst.

Der für den Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen benötigte Elastizitätsmodul  $H$  wird aus Gl. 6.19 und einer Umrechnung mit Gl. 6.18 bestimmt. Aus der bodenspezifischen Po-

Tabelle 6.2: Vorgehen zur Abschätzung der Rissgefährdung einer mineralischen Dichtung

Ablauf	Beschreibung	Parameter / Daten / Resultat	zum Beispiel
Schritt 1	a) Deponiestandort b) Art der Oberflächenabdichtung OAD c) Böden (mineralische Dichtung MD, etc.)	Lage, Klima (Wetterdaten), Exposition Aufbau, Form, Neigung Art	
Schritt 2	Laborversuche (vor allem Dichtungsboden) a) Standardversuche, b) Verdichtungsversuche, c) Schrumpfvversuche, d) Bestimmung Wasserspannungskurve e) Zugversuche	$\gamma, \varphi, c \dots$ Proctordichte u. -wassergehalt Dichten, Verlauf Fittingparameter, Kurve(n) wassergehaltsabhängige Zugfestigkeit, Dehnungsmodul	Tab. 4.1 Abb. 4.7 Abb. 4.8 – 4.12 Gl. 3.7, Abb. 4.16 Abb. 4.18 – 4.48
Schritt 3	Modellierung des Dehnungs- und Zugfestigkeitsverlaufes aus den Zugversuchsergebnissen	$E = f(s), t = f(s)$	Gl. 5.8, Gl. 5.9
Schritt 4	Wasserhaushaltsberechnungen	Wassergehalte in Teilschichten	Abb. 6.3 – 6.5
Schritt 5	Umrechnung Wassergehalte in Wasserspannungen	$w \rightarrow s$	
Schritt 6	Spannungsberechnung in MD mit Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen	$(\sigma_h - u_a), \Delta \varepsilon_v, \Delta \varepsilon_h$	Gl. 6.20 – 6.22
Schritt 7a	Abschätzung der Rissgefährdung in MD	$Z = f(s) = t + (\sigma_h - u_a) \leq 0$	Gl. 6.23, Abb. 6.9
Schritt 7b	Abschätzung Spannungs- und Dehnungsverlauf hinsichtlich der Rissgefährdung in MD	Spannungs- und Dehnungsverlauf von Z über Simulationszeitraum	Abb. 6.13, Abb. 6.14

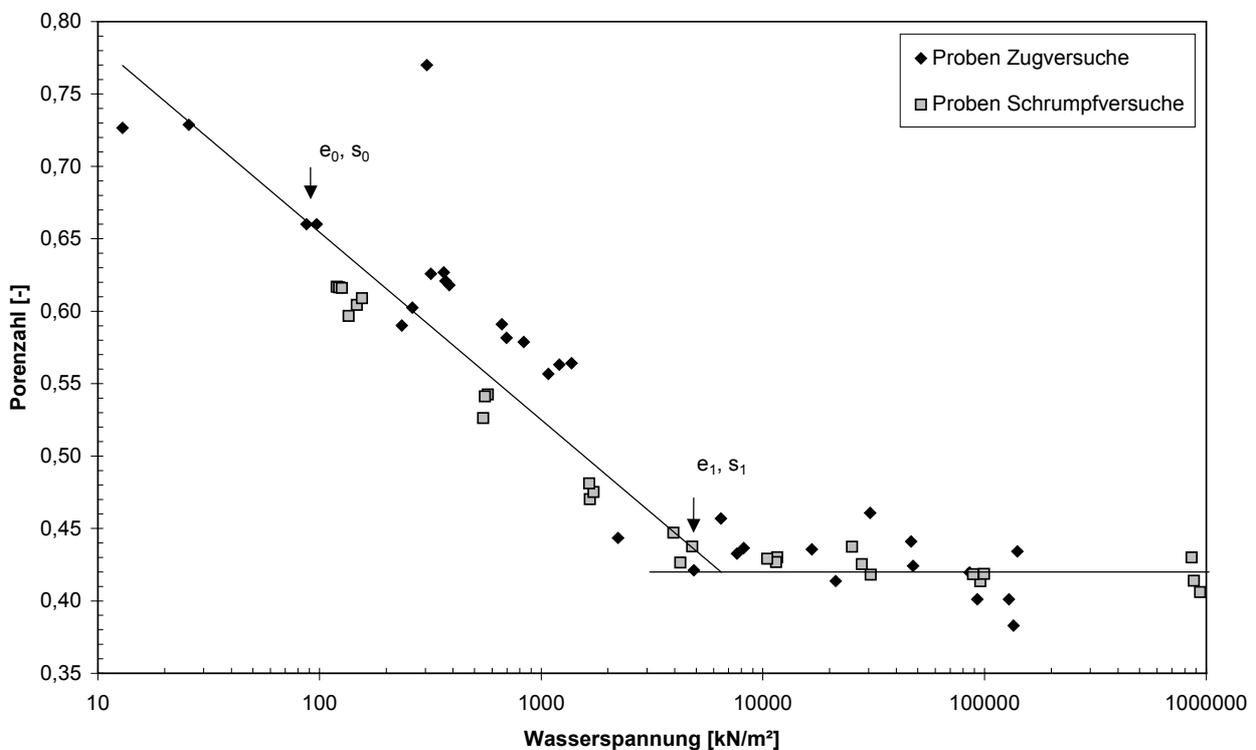


Abbildung 6.11: Porenzahl über Wasserspannung für Ton Plessa (PI100o) als Dichtungsmaterial

renzahl-Wasserspannungsbeziehung (z. B. aus Schrumpf- und Zugversuchen), wie in Abbildung 6.10 beispielhaft dargestellt, wird zuerst  $C_A$  mit den Wertepaaren  $(e_0, s_0)$  bzw.  $(e_1, s_1)$  berechnet. Über Gl. 6.17 erhält man dann den wasserspannungsbedingten Elastizitätsmodul  $H$ . Der somit ermittelte Wert von  $H$  gilt - für den hier dargestellten Ton Plessa (P1100o) - in der Entwässerungsphase für Wasserspannungsbereiche von ca. 20 bis 6000 kN/m<sup>2</sup>.

Die mittlere Auflastspannung auf die mineralische Dichtung in einem Oberflächenabdichtungssystem lässt sich näherungsweise mit der Wichte der einzelnen überlagernden Schichten

$$\gamma_i = \gamma_{d,i} \cdot (1 + w_i) \quad (\text{Gl. 6.24})$$

und der Wichte der mineralischen Dichtung

$$\gamma_{MD} = \gamma_{d,MD} \cdot (1 + w_{MD}) \quad (\text{Gl. 6.25})$$

mit der Formel für die Vertikalspannung

$$\sigma_v = p_0 + \sum (d_i \cdot \gamma_i) + \frac{d_{MD}}{2} \cdot \gamma_{MD} \quad (\text{Gl. 6.26})$$

bestimmen. Hierbei sind  $\gamma_i$  und  $\gamma_{MD}$  Feuchtwichten,  $\gamma_{d,i}$  und  $\gamma_{d,MD}$  Trockendichten sowie  $w_i$  und  $w_{MD}$  die entsprechenden Wassergehalte in der mineralischen Schicht (MD) und den überlagernden Schichten (i). Die Schichtdicken sind mit  $d_i$  bzw.  $d_{MD}$  definiert,  $p_0$  ist eine eventuelle Auflast auf der Rekultivierungsschicht.

Als vereinfachende Annahmen für die obigen Berechnungen werden für  $H$  und  $E$  wie auch für die Wasserspannungskurven keine Unterschiede im Verlauf bei Entwässerung (Trocknung) und Bewässerung (Aufsättigen) angenommen. Neben dem Vernachlässigen des Hystereseeffekts („scanning curves“) der Wasserspannungskurve wird auch eine Auflast aufgrund der geringen Größe, z. B. bei einer Oberflächenabdichtung, für die Bestimmung der Wasserspannungskurven nicht berücksichtigt (vgl. Kap. 4). Ebenso bleiben Effekte der Vorspannung durch den Einbau unberücksichtigt. Die Berechnungen der Horizontalspannungen wie auch der vertikalen und horizontalen Dehnungen basieren auf den Ansätzen nach einer Rissbildung trotz eventuell wieder oder noch vorherrschender  $K_0$ -Bedingungen, d. h. positiv wirkenden Horizontalspannungen.  $H$  und  $K_0$  werden für die maßgebenden Wasserspannungen als konstant angenommen. Mit den getroffenen Annahmen liegt man bei allen Kenngrößen und Verläufen auf der sicheren Seite, da z. B. die Erstentwässerungsphase im Allgemeinen für die maßgeblichen Prozesse am ungünstigsten wirkt.

#### 6.4.2 Beispielhafte Berechnungen

Als Beispiel für eine Rissgefährdungsabschätzung wird die mineralische Dichtung des Oberflächenabdichtungssystems aus Kapitel 6.2.2 bzw. der Tabelle 6.1 näher untersucht. Der verwendete Boden

für die mineralische Dichtung ist der Ton Plessa, welcher bei 100 % Proctordichte und Proctorwassergehalt (Pl100o) hergestellt wurde. Bekannt ist für dieses Material die Wasserspannungskurve (Kap. 4.1.2) und die Schrumpfkurve (Kap. 4.1.2 bzw. Abbildung 6.11). Die aus den Zugversuchen erzielten Zugfestigkeiten und Dehnungsmodule sind in Kapitel 4.2 ausführlich dargestellt. Daraus konnte im Kapitel 5.3 eine einfache mathematische Modellierung über die Wasserspannung für beide, Zugfestigkeiten als auch Dehnungsmodule, gefunden werden. Aus dem bekannten effektiven Reibungswinkel ( $\varphi' = 25^\circ$ ) des Dichtungsmaterials ergibt sich nach Gl. 6.4 ein Erdruhedruckbeiwert von  $K_0 = 0,577$ . Die Bestimmung des konstanten Elastizitätsmoduls wurde im vorherigen Abschnitt kurz erläutert und ergibt im Beispiel den Wert  $H = 105138 \text{ kN/m}^2$ .

Für dieses Beispiel liegt laut Gl. 6.23, wie Abbildung 6.12 zeigt, eine Rissbildung bei einer Wasserspannung von  $s = 302 \text{ kN/m}^2$  vor. Setzt man kleinere  $K_0$ -Werte voraus, so sind im Grenzzustand geringfügig höhere Wasserspannungen zu erwarten (Abbildung 6.12). Bei den von LYTTON (1994) postulierten Werten von  $K_0 = 0,5$  bzw.  $0,333$  beträgt die kritische Wasserspannung bei denselben Randbedingungen des gewählten Beispiels  $s = 310$  bzw.  $337 \text{ kN/m}^2$ . In Abbildung 6.12 findet sich zudem ein Vergleich von unterschiedlich mächtigen Überdeckungen (jeweils  $K_0 = 0,577$ ). Hier sind infolge der höheren Auflastspannung ebenfalls leicht erhöhte, maximal mögliche Wasserspannungen von  $s = 323$  bzw.  $344 \text{ kN/m}^2$  vor dem definierten Rissbeginn nach Gl. 6.22 festzustellen.

Bei einer Umformung entspricht eine Wasserspannung von  $s = 302 \text{ kN/m}^2$  bei Rissbeginn einem volumetrischen Wassergehalt von  $\theta = 0,322$  und einem Sättigungsgrad von  $S_r = 0,85$ . Die Differenz zu den Einbaubedingungen liegt bei  $\Delta s = 217 \text{ kN/m}^2$  Wasserspannung,  $0,025$  vol. Wassergehalt (entspricht ca.  $1,52 \%$  grav. Wassergehalt) und einer Sättigungsgraddifferenz von  $0,065$ . Vergleicht man dieses Ergebnis mit Aussagen von HEIBROCK (2000, 2002), der von einem Rissbeginn bei einer grav. Wassergehaltsabnahme von  $2 \%$  oder dem Erreichen der Wasserspannung am Wert des Lufttrittpunktes in der mineralischen Dichtung ausgeht (Ton Plessa – Pl100o,  $s_{AEV} = 344 \text{ kN/m}^2$ ), so werden mit den Ergebnissen des hier vorgestellten Beispiels die postulierten Grenzgrößen noch unterschritten. Die von HEIBROCK als konservativ bezeichneten Werte bestätigen sich somit nicht für das hier vorgestellte Beispiel.

In Abbildung 6.14, der Darstellung des Risskriteriums über den Simulationszeitraum, bestätigen die Erkenntnisse der Wasserhaushaltsberechnungen, dass die mineralische Dichtung stark rissgefährdet ist. Eine mächtigere Rekultivierungsschicht, wie schon in Kap. 6.2.2 empfohlen, würde aufgrund der höheren Auflastspannung geringfügig höhere Wasserspannungen im Grenzzustand erlauben.

Gleichzeitig wären deutlich reduzierte Wassergehaltsänderungen über den Betrachtungszeitraum in den einzelnen Schichten der Oberflächenabdichtung zu erwarten; die hierdurch induzierten Wasserspannungsänderungen wären kleiner.

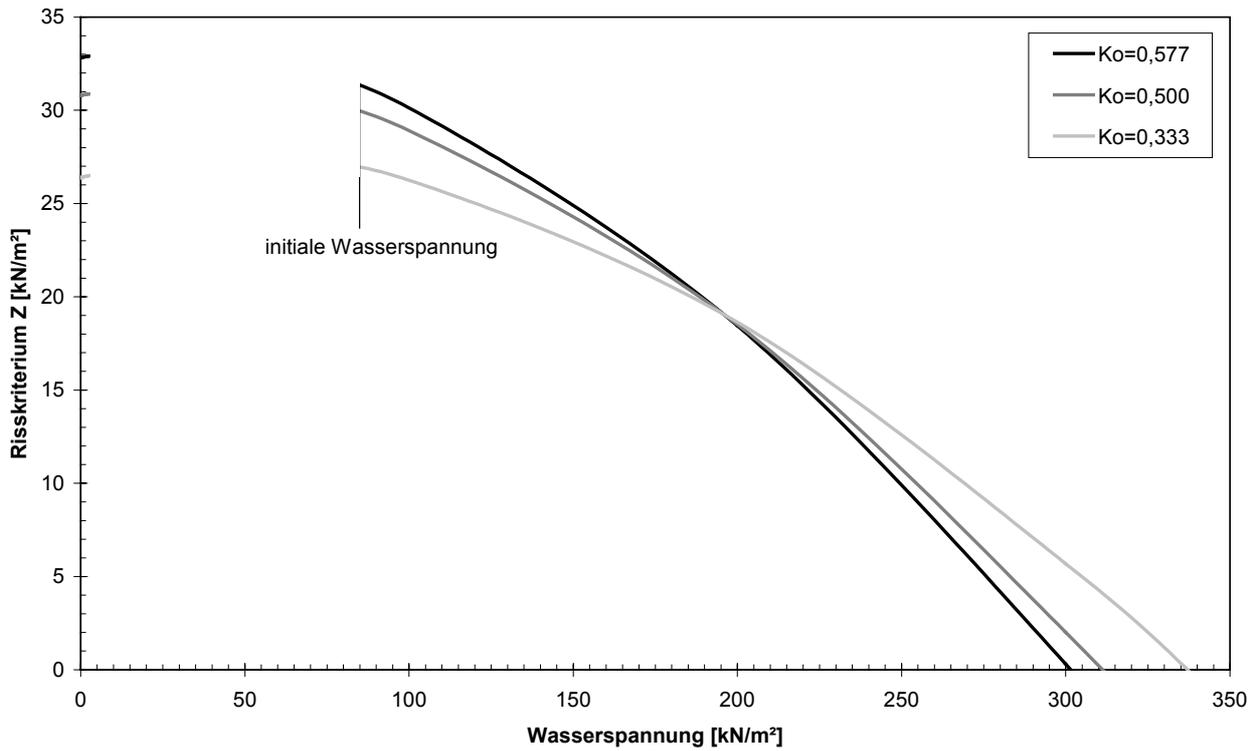


Abbildung 6.12: Wasserverspannung bei Risseintritt in Abhängigkeit vom Erdruehdruk, mineralische Dichtung aus Ton Plessa (P1100o),  $D_{\text{Reku}} = 1,0$  m

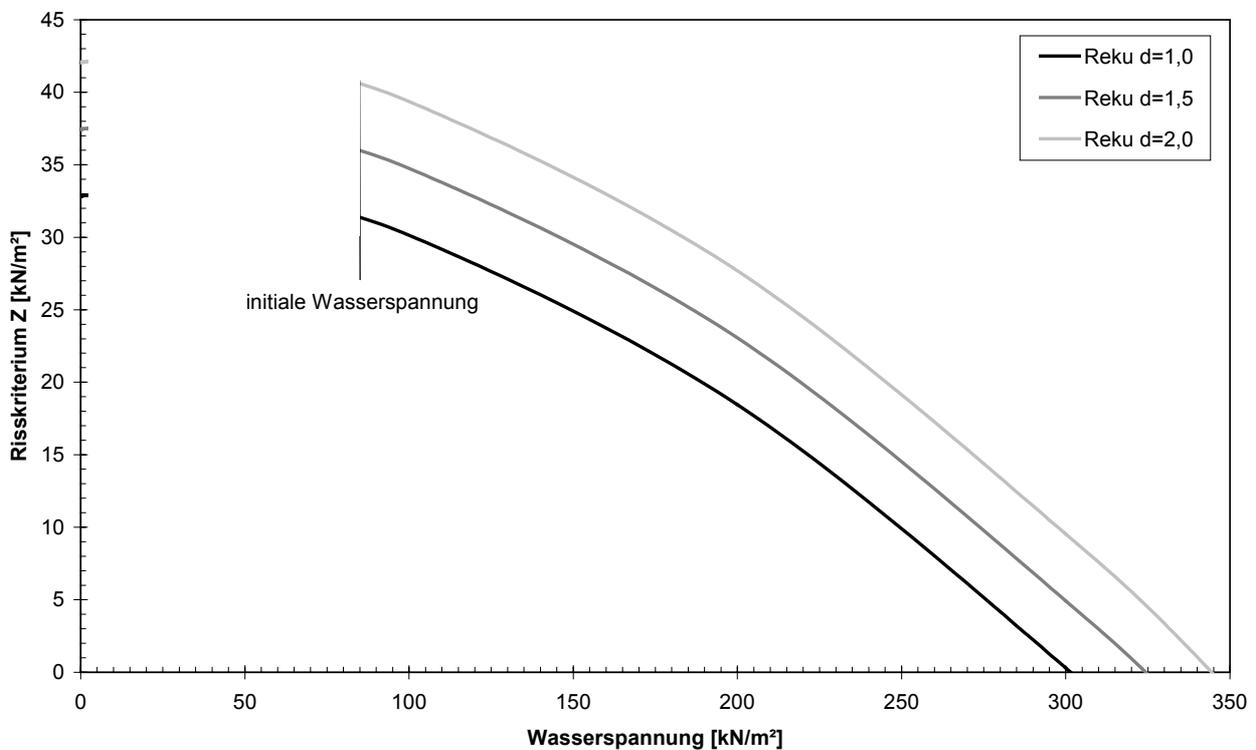


Abbildung 6.13: Wasserverspannung bei Risseintritt in Abhängigkeit von der Rekuultivierungsschichtdicke, mineralische Dichtung aus Ton Plessa (P1100o),  $K_0 = 0,577$

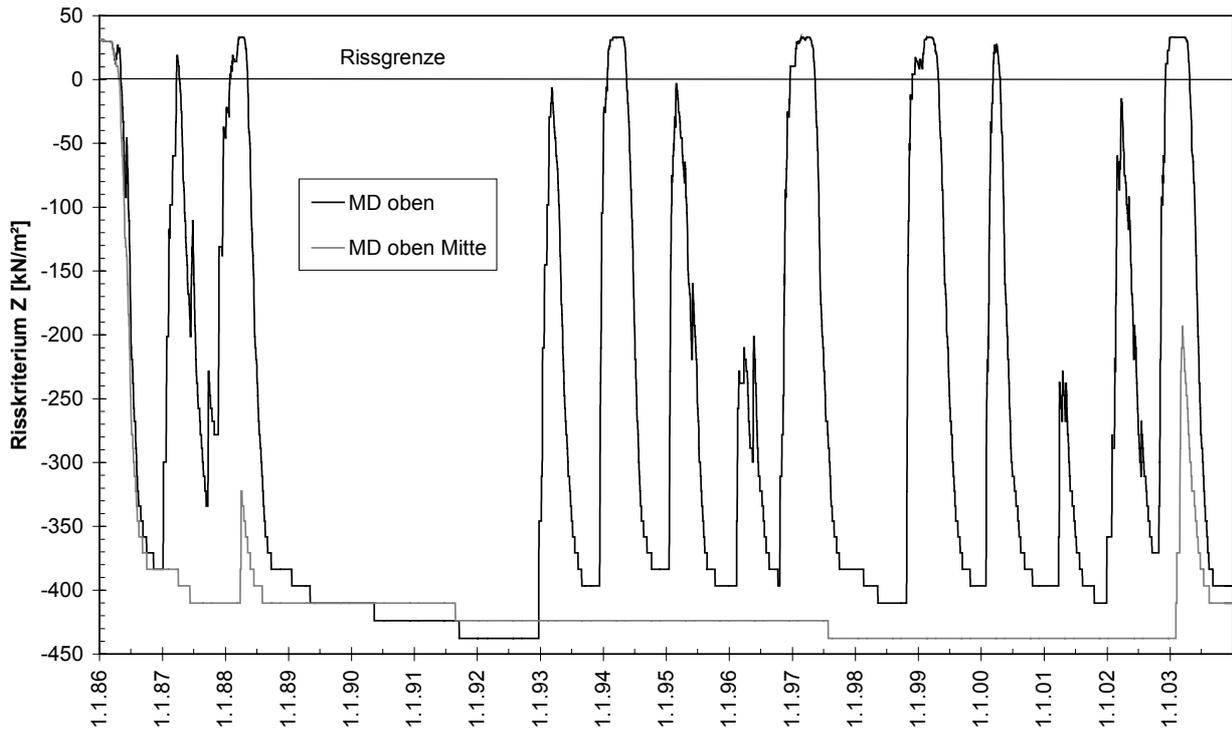


Abbildung 6.14: Zeitlicher Verlauf des Risskriterium nach Gl. 6.23 für den Aufbau Op4c (Tabelle 6.1) mit  $K_0 = 0,577$

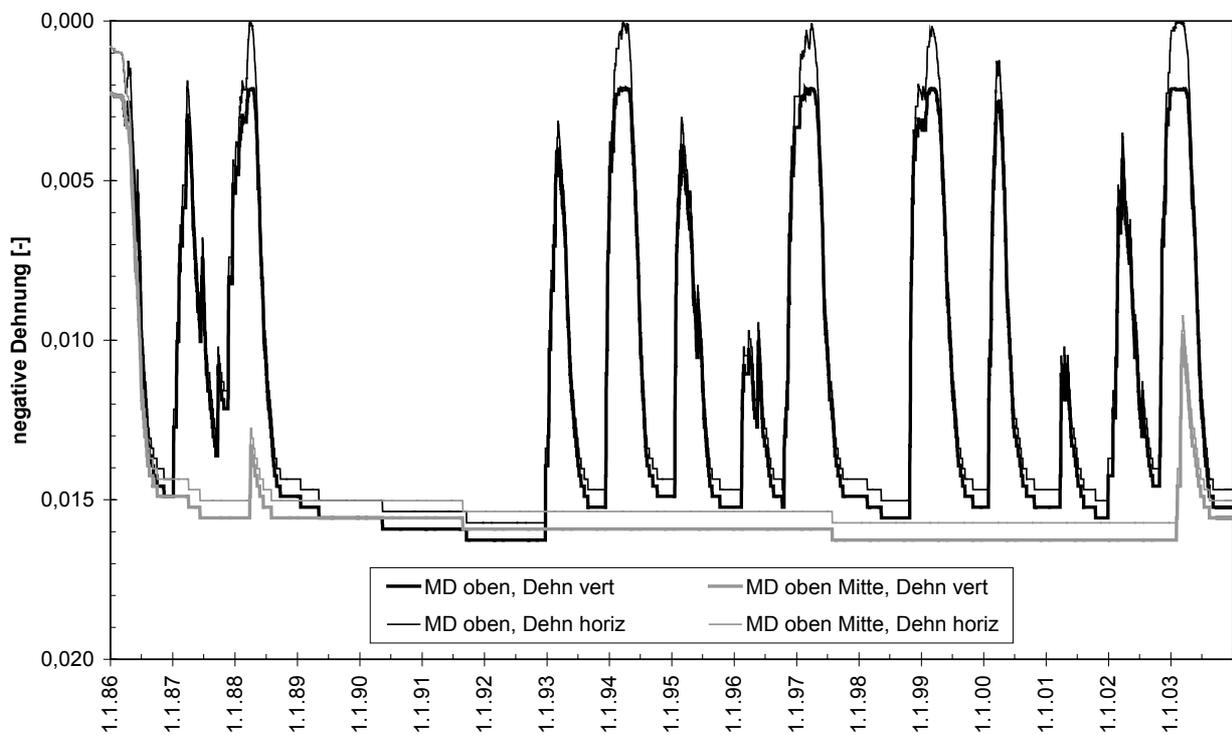


Abbildung 6.15: (Negative) Dehnungen nach Gl. 6.21 und Gl. 6.22 für den Aufbau Op4c (Tabelle 6.1) mit  $K_0 = 0,577$

Die Abbildung 6.15 beschreibt die horizontalen und vertikalen Dehnungen (beides Schrumpfen) über die Simulationsdauer. Maximal auftretende Werte sind im obigen Beispiel für die vertikale Dehnung 0,0163 und für die horizontale Dehnung 0,0155. Entsprechende Längen- bzw. Mächtigkeitsreduzierungen der Dichtung sind über eine Berücksichtigung der Dichtungsmächtigkeit bzw. –breite zu bestimmen. Risse wären im Beispielfall und bei herkömmlichen Abmessungen des Oberflächenabdichtungssystems unvermeidbar.

## 6.5 Diskussion und Empfehlungen

Zur Beurteilung und zum Verständnis der Trockenrissgefährdung bindiger Böden werden die Sequenzen der Entwässerung und die damit verbundenen Volumendehnungen zusammenfassend erläutert.

Als Ausgangspunkt einer Schrumpfung ist ein vollgesättigter Boden anzunehmen, der erstmalig einem Wasserentzug ausgesetzt ist. Im Bereich der Normalschrumpfung (siehe Abbildung 3.11, Kap. 3.2) verliert der Boden in den Interaggregatporen sukzessive Wasser und die Bodenteilchen rücken bei dadurch kleiner werdenden Porenradien immer näher zusammen. Der Widerstand gegen weitere Annäherungen der Teilchen wächst parallel. Der Boden ist noch gesättigt, die Poren somit wassergefüllt, und die Volumenreduzierung würde generell isotrop erfolgen, wenn nicht meist ein Reibungspartner, eine Auflast bzw. eine bevorzugte Wasserentnahmerichtung vorhanden wäre. Ab einem gewissen Punkt, der im standardisierten Schrumpfversuch durch den charakteristischen Farbumschlag dunkel zu hell gekennzeichnet ist (die Schrumpfgrenze nach DIN), kann weiter nur Wasser entnommen werden bzw. können die Teilchen nur näher zusammenrücken, wenn von einer oder mehreren Bodenoberflächen her Luft in den Porenraum eindringt. Die größten Poren entwässern dabei zuerst. Der Beginn der Restschrumpfung mit dem Übergang in teilgesättigte Zustände ist nun erreicht. Die Volumenabnahme an Wasser bzw. des Bodenkörpers ist nicht mehr linear. Die mittleren und kleineren Poren entwässern als nächstes, zudem wechselt unter gewissen Umständen gebundenes Wasser aus den Aggregaten bzw. den Intraaggregatporen in die größeren Interaggregatporen. Ein weiterer Übergang erfolgt, wenn die Tonaggregate nicht mehr weiter zusammenrücken können, das Gesamtvolumen also weitgehend konstant bleibt, jedoch noch Restwasser aus den Poren abgegeben werden kann. Der Bereich des Nullschrumpfens (zero-shrinkage) ist hiermit erreicht. Bei einer Wiederbefeuchtung / Wiederaufsättigung eines schon vollständig bzw. partiell geschrumpften Bodens (inkl. evtl. Risse) entwickelt sich die Volumenzunahme nicht mehr ‚parallel‘ zum erstmaligen Schrumpfungsverlauf. Die Reversibilität des Urzustandes z. B. durch Rückquel-

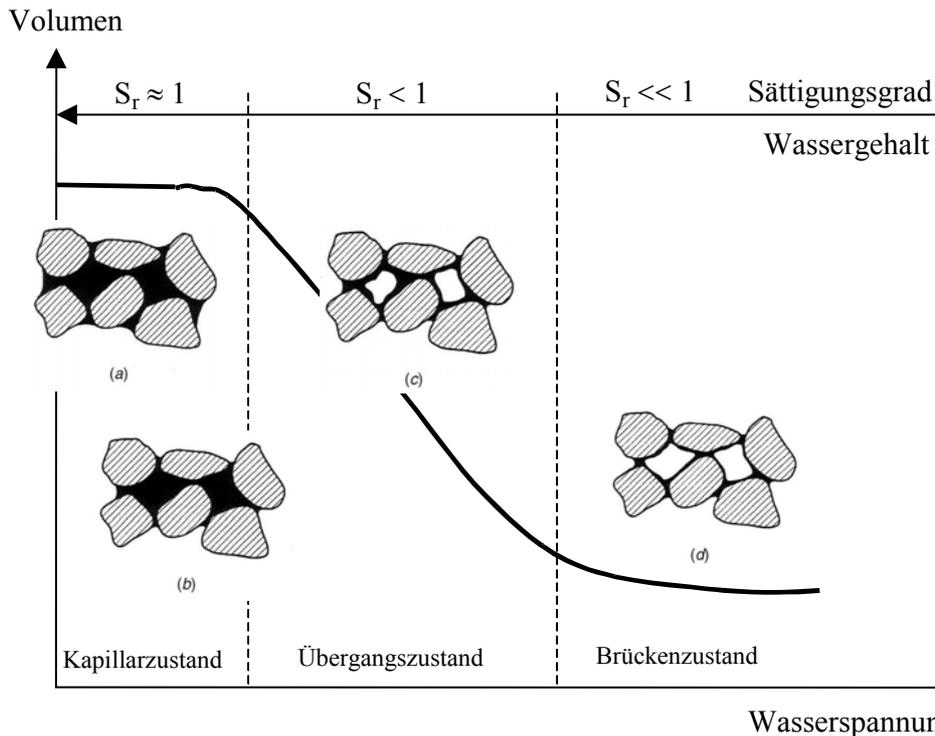


Abbildung 6.16: Schematische Darstellung des Schrumpfverhaltens eines bindigen, aggregierten Bodens samt Verteilung der Porenluft und -wassers in der Bodenstruktur

lung ist nicht vollständig gegeben und man erhält beim nächsten Schrumpfen andere Pfade infolge des sog. Strukturschrumpfens. Diese weisen Merkmale wie die Hysteresisschleifen von Be- und Entwässerungsvorgängen in Böden bzw. von Be- und Entlastung in Ödometerversuchen auf. Man spricht bei einem vorgeschrumpften Boden, teilweise auch von einer Art ‚Vorbelastung‘.

Das Ausmaß der Volumenänderung bei Schrumpfvorgängen (und Quellvorgängen) hängt stark von der mineralischen Zusammensetzung und der Korngröße des Bodens ab. Je feinkörniger bzw. empfindlicher (hinsichtlich einer Wasseranbindung an Tonteilchen) der Boden, desto größere Volumenänderungen sind zu erwarten. Die Wasseranbindung wird, wie in Kapitel 3.1 beschrieben, von der Art der Minerale gesteuert. Risse entstehen beim Schrumpfen, wenn der Boden z. B. sein Volumen durch Reibung oder variierende Wassergehalte mit der Tiefe nicht isotrop verringern kann. Dies kann schon im Bereich der Normalschrumpfung eintreten.

Die Abbildung 6.16 zeigt schematisch den beschriebenen Verlauf der Schrumpfung aus der Sicht der Kapillarthorie anhand des (starrten) Korngerüsts eines (aggregierten) bindigen Bodens. Man erkennt bei der Darstellung der Bodenstruktur das Rückziehen des Wassers von (a) nach (b) an die Ränder der Aggregate und dann das langsame Eindringen von Luft in die Interaggregatporen (c) bis nur noch die Aggregatoberflächen bzw. die Zwickel zwischen den Aggregaten Wasser enthalten (d). Die schematische Wasserspannungskurve zeigt gleichzeitig den qualitativen Verlauf des Bo-

denvolumens über der Wasserspannung und dem Sättigungsgrad. Der Kapillarzustand (capillary state) wird über a) und b) dargestellt, der Übergangszustand (funicular bzw. transition state) mit c) und der Brückenzustand (pendular state) mit d).

Beim Überschreiten der haltenden Kräfte des Bodens (z. B. Wasserbrücken) entstehen sukzessive Risse, die sich je nach Randbedingungen bis zum Bruch ausweiten können. Der komplexe Vorgang der Rissbildung basiert dabei auf mehreren, direkt und indirekt wirkenden Komponenten. Zuerst entstehen einzelne Mikrorisse die sich, je nach Randbedingungen, vermehren bzw. größer werden bei fächerartigem Verzweigen (Breite und Tiefe) und sich bis zu visuell erkennbaren Makrorissen entwickeln. Bei einer genaueren Betrachtung können die physikalischen Vorgänge der Rissbildung als Ausdehnung von Rissen bzw. als Separierung von Bodenpartikeln betrachtet werden.

Die Ausdehnung von Rissen wird traditionell mit der Bruchmechanik auf Basis der klassischen Kontinuumsmechanik betrachtet. Die Bruchmechanik geht allgemein davon aus, dass sich das Bruchgeschehen an schon vorhandenen Hohlräumen orientiert. An den kleinsten Radien der jeweiligen Hohlräume kommt es dabei zu einer zunehmenden Spannungsintensivierung bis zum Bruch der dortigen Struktur / Aggregatverbindung und ‚Überspringen‘ in den benachbarten Hohlraum. Größere Hohlräume reißen schneller als kleinere. Ein Material mit mehreren äquivalenten kleineren Hohlräumen anstatt einem größeren ist daher ‚stabiler‘ und bricht später. Für die Berechnung von Spannungen und Rissen werden elastische, plastische und teilweise auch energetische Ansätze benutzt. Die Anwendbarkeit der Bruchmechanik auf Böden lässt sich durch deren Struktur als Feststoff-Porensystem gut begründen. Besonders die Porenräume der Interaggregatporen sind im Sinne der Bruchmechanik als eine Vielzahl von Rissen zu verstehen. Böden sind somit für die Bruchmechanik ein heterogenes System, lassen sich jedoch letztendlich, auch aufgrund der variierenden Wassergehalte (und Luftgehalte), nur beschränkt mit rein elastischen oder plastischen Ansätzen zutreffend beschreiben. Neuere Ansätze bzw. Untersuchungen zur Rissbildung nach dieser Grundlage für verschiedene Bodenzustände und –arten finden sich u. a. in HALLETT et al. (1995), PRESTON et al. (1997), CHERTKOV (2002) oder ÁVILA et al. (2002).

Bei der Separierung von Bodenpartikeln spielen insbesondere die Poren zwischen den Festkörpern (Bodenteilchen), das darin enthaltene Porenwasser und die Porenluft mitsamt deren Verteilung eine Hauptrolle für den Beginn und den Verlauf der Rissbildung. Die Bodenteilchen untereinander sind, außer bei der hier ausgeschlossenen Zementierung, nicht zugfest im engeren Sinne miteinander verbunden, sondern werden durch das Zusammenwirken der Wasser-Luftphase (Wasserspannung) und den Wasserbrücken zusammengehalten (etwaige Ionenbindungen zwischen Tonteilchen werden hierbei vernachlässigt). Erste (Mikro-)Risse entstehen, wenn die Wasserbrücken im Porenraum an den Zwickeln der größten Poren zwischen den Teilchen die induzierten Kräfte nicht mehr aufnehmen können und dort die Wasserbrücken zwischen den Aggregaten reißen. Das Porenwasser um-

schließt die Luft in den Interaggregatporen und die Schichtdicke des Wassers an den Teilchenoberflächen wird immer dünner (Wasserfilm, vgl. Abbildung 6.16, d) bis zum Abriss. In der Pore steigen dabei auch die Wasserspannungen an. Die ersten Risse entstehen auch hier in den größten Porenräumen infolge der kleineren Kräfte der Wasserbrücken (vgl. Kapitel 5) und wachsen von dort aus bei parallel ablaufendem, vermehrtem Lufteintritt in die angrenzenden Poren weiter.

Als Parameter für die Rissbildung können aufgrund dieser mikroskopischen Betrachtungen u. a. Bodenart (Korngrößen, Struktur, Mineralart), Porenraum, -größe und -verteilung, Wasseranteil und -verteilung, Durchlässigkeit und induzierte Geschwindigkeit (Separierung der Teilchen / Ausdehnung / Schrumpfen) extrahiert werden. Die Temperatur und die Ionenkonzentrationen spielen zudem über die Viskosität bzw. Oberflächenspannungen des Wassers eine gewisse Rolle.

Die beschriebenen Vorgänge der Rissbildung und -ausdehnung können davon unabhängig durch die Einwirkung aus (behindertem) Schrumpfen und durch Verformungen (Biegung oder Dehnung) ausgelöst und begünstigt werden. Beim Schrumpfen kann die Rissentstehung wie folgt erklärt werden: Die Aggregate können zuerst nicht mehr enger zusammenrücken, die entsprechenden Interaggregatporen sind volumenkonstant. Die Wasserfilme und -brücken werden dann durch einen weiteren Wasserentzug immer dünner (auch weniger) bzw. schwächer. Gleichzeitig wird die Wasserspannung höher, und reißt dann zuletzt, was zu einer Lösung der Aggregatverbindungen führt, d. h. zu einem Riss in der Bodenstruktur. Bei der Dehnung eines Bodens infolge einer Zugkraft (oder auch Biegung) ist der Ablauf etwas anders: Das Porenwasservolumen ist konstant, jedoch werden infolge der Dehnung die Aggregate auseinander gezogen und die entsprechende Pore immer größer. Infolge der Streckung werden die Wasserfilme wie beim Schrumpfen dünner - die Wasserbrücken schwächer bzw. Wasserspannungen größer. Nach dem Reißen der Wasserbrücken verliert die Bodenstruktur der Aggregate ihren Zusammenhalt und es entsteht ein Riss. Die beiden beschriebenen Vorgänge sind grundsätzlich also erst einmal verschieden, jedoch nicht das Resultat. Ein Riss müsste bei sehr ähnlichen, wenn nicht gleichen Geometrien und Wasserspannungen im Boden auftreten, unabhängig von der Ursache. Somit lässt sich die Untersuchung der wasserspannungsabhängigen Zugfestigkeit für die Rissgefährdung in mineralischen Dichtungen von Oberflächenabdichtungssystemen, die meist durch austrocknungsbedingtes Schrumpfen verursacht wird, auch bodenphysikalisch gut begründen.

Ein sehr entscheidender und in der Fachwelt vieldiskutierter Aspekt ist die Frage nach der idealen Einbaubedingung / Bodenstruktur von mineralischen Dichtungen. Laut DepV (2002) sollte die Dichtung auf dem nassen Ast der Proctorkurve, also überoptimal eingebaut werden, da dadurch u. a. geringere Durchlässigkeitsbeiwerte, eine gute Verarbeitbarkeit etc. gewährleistet werden. ALBRECHT & BENSON (2001) plädieren jedoch für einen Einbau bei hoher Verdichtung nahe dem optimalen Wassergehalt; die Böden sollen zudem eine geringe Plastizität und einen niedrigen Tongehalt auf-

weisen. Somit soll die Volumenabnahme und damit das Potential für die Rissbildung beim Trocknen vermindert werden. Dies begründen sie durch umfassende Untersuchungen des Schrumpf- und Durchlässigkeitsverhaltens (in Trocken-Feucht-Zyklen) natürlicher kompaktierter Dichtungsböden bezüglich deren Eigenschaften wie Tongehalt, Plastizität, Einbaubedingungen (Dichte, Wassergehalt unter - oder überoptimal - Proctor) und den Volumenänderungsraten. HORN (2002), BAUER (2003) und BAUER et al. (2004) zeigen in ihren Untersuchungen Zusammenhänge in Bezug auf die Porenstruktur (Primär- und Sekundärporen) und Verdichtung von mineralischen Dichtungen. Sie plädieren für einen Einbau der Dichtungen auf dem trockenen Ast der Proctorkurve bei geeigneter (hoher) Verdichtungsenergie.

Die in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnisse (mit den beschriebenen Beispielböden) lassen bezüglich der Einbaubedingungen folgenden Schluss zu: Das ‚Schrumpfpotential‘ / Volumenänderung in den Schrumpf- und Zugversuchen ist bei den auf dem trockenen Ast der Proctorkurve hergestellten Proben geringer als bei den optimal bzw. auf dem feuchten Ast hergestellten (z. B. für den Ton Plessa – 8, 14 und 18 %). Parallel besteht jedoch für die trockenen Proben u. U. die Gefahr eines strukturellen Kollaps mit einer generellen Veränderung der Bodeneigenschaften in Richtung optimal hergestellter Proben. Zudem zeigen die trockenen Proben in den Zugversuchen weit geringere Zugfestigkeiten und geringere Bruchdehnungen. Optimal hergestellte Proben erreichen höhere Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen. Nur leicht höhere Werte sind bei den feuchten Proben zu verzeichnen, bei recht ähnlichen Wassergehalten bzw. Wasserspannungen. Der Verlauf des Dehnungsmoduls ist bei allen drei Einbauzuständen ähnlich. Wasserhaushaltsberechnungen (vgl. Kap. 6.2) an trockenen Standorten liefern für die optimal und feucht hergestellte Dichtungen tendenziell recht große Intervalle an Wassergehaltszu- und abnahmen, wohingegen bei den trocken hergestellten eher kleinere Schwankungen bzw. vereinzelt eine stetige Zunahme zu verzeichnen sind (letztere kann evtl. wieder zu einem Kollaps der Bodenstruktur führen). Die Intervalle reichen von fast Sättigungswassergehalt bis unter den permanenten Welkepunkt pWp.

Bei Berücksichtigung der hier verwendeten Böden und Versuchsergebnisse sind Dichtungen, die trocken, aber sehr nahe am Proctoroptimum hergestellt werden, hinsichtlich der Trockenrissgefahr günstig. Solche Dichtungen erreichen hohe Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen; die Volumenänderung liegt noch im mittleren Bereich und die Kollapsneigung ist sehr gering. Durch etwas höhere Verdichtungsenergien sind eine gute Verarbeitbarkeit wie auch die erforderlichen Durchlässigkeitsbeiwerte gut zu erreichen. Letztere sollten, wie die Wassergehaltsberechnungen zeigten, nicht zu gering sein, um etwaige Wassergehaltsschwankungen (s. o. Intervalle) aus klimatischen Einflüssen im Gesamtsystem Oberflächenabdichtung überhaupt ausgleichen zu können. Dieser Einfluss der Durchlässigkeitsbeiwerte zeigt sich auch bei Böden der Rekultivierungsschicht (vgl. Kap. 4.2.2).

Die allgemeine Tendenz, möglichst kleine Durchlässigkeitsbeiwerte in der Dichtung zu fordern, steigert überraschenderweise auch die Anfälligkeit gegenüber austrocknungsbedingten Rissen.

Ein sinnvolles Risskriterium ist nach den Erkenntnissen dieser Arbeit das Übersteigen der einwirkenden, horizontalen Spannungen infolge Schrumpfen über die zu diesem Zeitpunkt maximal haltenden, inneren Spannungen (Zug) des Bodens, wie z. B. in Kapitel 6.3 und 6.4 gezeigt wurde. Beide Spannungen / Kräfte, die einwirkenden und die haltenden, werden dabei aus einer Reihe von Kennwerten und Randbedingungen abgeleitet. Folgende Parameter und Berechnungen sollten bei einer grundlegenden Betrachtung der Rissgefährdung der mineralischen Dichtung in einem Oberflächenabdichtungssystem bestimmt bzw. durchgeführt werden (vgl. auch Tabelle 6.2):

- bodenspezifische Proctorkurven (Bodenstruktur),
- bodenspezifische Wasserspannungskurven (Wasserspannungs-Wassergehaltsabhängigkeit, Strukturverhalten),
- Schrumpfversuche (Schrumpfpotential, Bodenstruktur),
- wassergehaltsabhängige Zugversuche (Zugfestigkeit, Bruchdehnung, Verformungsmodul) im Bereich bis ca.  $S_r = 70 \%$ ,
- Parametrisieren der Zugversuchsergebnisse (Bereich ca.  $S_r = 100$  bis  $70 \%$ ),
- standortabhängige Wasserhaushaltsberechnungen des geplanten Oberflächenabdichtungssystems (Betrachtung der klimatischen Einflüsse, Wassergehaltsschwankungen, etc.),
- Berechnung des Spannungsverlaufs der Dichtung mithilfe der obigen Ergebnisse mit dem Ansatz der unabhängigen Spannungs- Zustandsvariablen
- Quantifizierung der Rissgefährdung – Risskriterium  $Z = f(s)$  – der mineralischen Dichtung für das geplante Oberflächenabdichtungssystem anhand der obigen Untersuchungen und Berechnungen,
- evtl. Festlegung eines Sicherheitsniveaus bezüglich der Rissgefährdung der mineralischen Dichtung und Abschätzung der Eintrittswahrscheinlichkeit von Rissen anhand der vorher genannten Untersuchungen,
- evtl. Vergleich weiterer Varianten (mineralische Dichtung, Oberflächenabdichtungssystemaufbauten) und abschließende Auswahl.

Die Dichtung bzw. das Gesamtsystem ist in einer praktischen Anwendung soweit zu modifizieren, bis eine Gefährdung mit ausreichender Sicherheit an dem zu untersuchenden Standort auszuschließen ist. Eine Modifikation (Variantenuntersuchungen) sollte zuerst über den gewählten Dichtungsboden selber versucht werden (z. B. andere Einbaubedingungen). Wenn dies zu keinem Erfolg führt, sind, wie auch schon in Kapitel 2 erwähnt, eine modifizierte Überdeckung / Rekultivierungsschicht (größere Mächtigkeit, Bodenparameter, etc.) oder auch kapillare Schutzschichten über der Dichtung in Erwägung zu ziehen (s. ZEH & WITT, 2003, WITT et al., 2004, WITT & ZEH, 2004). Eine indirekte

Überprüfung der wirkenden Kräfte in der Dichtung kann z. B. auch über großflächige Wasserspannungs- bzw. Wassergehaltmessungen in-situ erfolgen. Ein derartiges ‚Frühwarnsystem‘ zur Kontrolle der Rissgefährdung mineralischer Dichtungen wäre hinsichtlich des akuten Klimawandels und den häufiger auftretenden klimatischen Extremereignissen generell zu bedenken.

Für ein sorgfältig entworfenes Oberflächenabdichtungssystem sollten die oben genannten Punkte ausführlich bestimmt und betrachtet werden, insbesondere das bodenmechanische Verhalten des gewählten Dichtungsbodens. Zusätzliche Parameter bzw. Untersuchungen, die zu einer weiteren Verfeinerung der Ergebnisse führen können, sind z. B. Wasserspannungskurven für Be- und Entwässerung, Quell- und Schrumpfversuche, Ödometerversuche, die wasser- und strukturabhängige Querdehnungszahl, modifizierte Spannungsberechnungen, Stoffmodelle usw. Um den Untersuchungsaufwand für eine praktische Anwendung etwas zu beschränken, wäre z. B. eine praxisnahe Obergrenze der zu untersuchenden Wasserspannung von ca. 5000 kN/m<sup>2</sup> Wasserspannung für alle Versuche denkbar.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

### 7.1 Zusammenfassung

Oberflächenabdichtungen schließen Deponien (und Altlasten) endgültig ab und betten zudem das gesamte (Deponie-)Bauwerk funktional wie ästhetisch in die benachbarte Umgebung ein. Technisch gesehen sind sie, insbesondere bei früheren, nicht nach den aktuellen Vorschriften errichteten Deponien, die letzte Möglichkeit, Einfluss auf das Verhalten des Deponiekörpers und dessen Inhaltsstoffe zu nehmen sowie den möglichen Schadstoffaustrag über Sickerwasser und Deponiegas in den Untergrund bzw. die Atmosphäre zu steuern. Im Mehrkomponentensystem einer Oberflächenabdichtung bildet hierbei die mineralische Dichtung (evtl. ergänzt mit einer Kunststoffdichtungsbahn) die Hauptbarriere gegenüber dem von der Oberfläche her eindringendem Sickerwasser und evtl. aus dem Deponiekörper austretenden Gasen. Die geforderten niedrigen Durchlässigkeitsbeiwerte und das Retardationsvermögen der mineralischen Dichtung werden durch die Verwendung von bindigen, verdichteten Böden (neben Schluffen vorwiegend Tone) erreicht. Durch die Betrachtung der zahlreichen Einwirkungen und Widerstände in einem Oberflächenabdichtungssystem sowie einer Vielzahl von in der Literatur dokumentierten Untersuchungen und Beobachtungen zeigt sich eine Gefährdung der langfristigen Dicht-Funktion der mineralischen Dichtung in klimatisch relativ trockenen Regionen bzw. ungünstigen Systemaufbauten. Besonders durch das vorwiegend austrocknungsbedingte Schrumpfen in der mineralischen Dichtung entstehen Risse im Mikro- wie auch Makrobereich. Die Rissbildung beim Schrumpfen unter Wassergehaltsabnahme in den Dichtungsböden lässt sich durch das zuerst lokale und dann ausbreitende Überschreiten der maximal aufnehmbaren Zugfestigkeit erklären. Wassergehaltsabhängige Zugversuche an verdichteten, bindigen Böden können daher den Festigkeitsverlust und die darauf eintretende Rissbildung beim Schrumpfen mineralischer Dichtungen äquivalent abbilden. Sie sind somit ein wichtiger Indikator für die Beurteilung von bindigen Böden bezüglich Ihrer Rissempfindlichkeit.

Neben den mittlerweile umfangreich untersuchten äußeren Einflüssen als Ursache der Austrocknungsgefährdung, wie z. B. ein ungünstiger Gesamtwasserhaushalt der überdeckenden Schichten oder große Temperatur- und Wasserspannungsgradienten, haben insbesondere die inneren, bodenspezifischen Eigenschaften der bindigen, verdichteten Böden Einfluss auf die Rissgefährdung infolge Schrumpfens in mineralischen Dichtungen. Für eine bessere Quantifizierung dieser Eigenschaften ist eine Betrachtung der Charakteristika bindiger Böden (insbesondere Art und Aufbau der Tonminerale), der variierenden Ausprägungen der Strukturen bindiger Böden (Aufbau und Größe der Tonaggregate sowie der Porenräume) infolge Verdichtung bzw. Lagerung sowie der allgemeinen Grundlagen der Mechanik teilgesättigter Böden unerlässlich.

Die aus der Literatur bekannten, sehr verschiedenartigen Zugversuche an bindigen Böden ergeben kein eindeutiges Bild bezüglich der Versuchsrandbedingungen sowie des Verlaufes und der Größe der zu erzielenden wassergehaltsabhängigen Zugfestigkeiten. Direkte Zugversuche zeigen homogenere Ergebnismuster. Selbst entwickelte, direkte Zugversuche an zwei typischen bindigen Dichtungsböden (mittelplastischer Ton Plessa, leicht plastischer Ton Themar) wirken dem beschriebenen Wissensdefizit entgegen und weisen eindeutigere Ergebnisverläufe der Zugfestigkeits- und Dehnungsmodulentwicklungen auf. Die Proben für die Versuche wurden bei gleichen Wassergehalten und gleicher Verdichtung je Serie hergestellt, erst danach wurden die Probenkörper auf unterschiedliche Wassergehalte eingestellt. D. h. jede Serie bildete eine einheitliche Bodenstruktur aus. Die Versuchsrandbedingungen wurden für einen Versuchsboden anhand der sog. Proctorkurve variiert, um unterschiedlich ausgeprägte Bodenstrukturen zu erzielen. Die Kenntnis über die zwei ausgewählten Böden wurde durch eine Vielzahl weiterer Versuche, wie Schrumpfversuche, Untersuchung der Wassergehalts-Wasserspannungs-Beziehung (SWCC) sowie klassische bodenmechanische Analysen, vertieft.

Alle Ergebnisse aus den genannten Versuchen zeigen eine große Abhängigkeit vom Wassergehalt bzw. der Wasserspannung sowie von der Bodenstruktur. Für die Zugfestigkeit und dem daraus abgeleiteten Dehnungsmodul gilt jeweils eine eindeutige Zunahme mit abnehmendem Wassergehalt bzw. mit Zunahme der Wasserspannungen. Bodenproben mit kleineren (dispersen) Porenstrukturen erzielen wiederum höhere Werte als grobporige (flockulierte) Proben. Parallel zeigt sich, dass die grobporigen Proben weit kleinere Schrumpfpotenziale besitzen als die Proben mit kleinen Porenstrukturen. Dies bestätigt sich auch explizit in den Schrumpfversuchen. Die Strukturabhängigkeit kann bei den Untersuchungen der Wassergehalts-Wasserspannungs-Beziehung ebenfalls bestätigt werden, jedoch nur ca. bis zu Werten am sog. permanenten Welkepunkt. Auffällig ist bei allen Versuchen die Gefahr eines Strukturkollaps der grobporigen, flockulierten Proben.

Analytische Ansätze nach der Kapillartheorie poröser Medien (SCHUBERT und MOLENKAMP & NAZEMI) sowie ein Ansatz nach MORRIS et al. sollen die Zugfestigkeitsentwicklung von bindigen Böden wiedergeben. Ein Vergleich mit den in den obigen Versuchen erzielten Ergebnissen zeigt jedoch sehr große Abweichungen im Verlauf und in den Größen der Zugfestigkeiten. Eine bessere Wiedergabe der wassergehaltsabhängigen Zugfestigkeiten ergibt sich mit einem Ansatz nach der ‚best-fit‘ Methode.

Numerische Simulationen des Wasserhaushalts (mit dem Modell BOWAHALD) können bei Berücksichtigung der lokalen Randbedingungen (z. B. Klima, Exposition, etc.) Abläufe und Entwicklungen der Wassergehaltsänderungen, Durchsickerungsmengen usw. über längere Zeiträume für Oberflächenabdichtungssysteme sehr gut aufzeigen. Für eine Abschätzung der Rissgefährdung der mineralischen Dichtung sind die darin simulierten Wassergehaltswerte von größtem Interesse. Bei-

spielhafte Berechnungen an einem relativ trockenen Standort, für ein typisches Oberflächenabdichtungssystem mit einer mineralischen Dichtung auf der Kennwertbasis des Versuchsbodens Ton Plessa, führen zu einer eindeutigen Austrocknungs- und Rissgefährdung des gewählten Dichtungsbodens. Variationen der verschiedenen Randbedingungen zeigen zudem, dass Systeme mit etwas höheren Durchlässigkeiten, entgegen der landläufigen Meinung, eher weniger anfällig bezüglich Austrocknungserscheinungen sind, da diese Systeme Wassergehaltsdefizite schneller ausgleichen können.

Die in Oberflächenabdichtungssystemen wirkenden Spannungen lassen sich mit zwei verschiedenen Ansätzen berechnen - dem Ansatz der effektiven Spannungen sowie dem Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen. Mit beiden Ansätzen lässt sich bei Berücksichtigung der bodenspezifisch erreichbaren Zugfestigkeiten ein eindeutiges Risskriterium ableiten. Der Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen ist aufgrund der verwendeten Parameter und Randbedingungen sowie der sinnvollerer Ergebnisse zu bevorzugen. Beide Ansätze weisen eine große Abhängigkeit von der Querdehnungszahl bzw. des Erdruchdruckbeiwertes auf. Deren Veränderung infolge verschiedener Wassergehaltszustände sowie der Herstellung (der mineralischen Dichtung durch Verdichtung) ist zwar bekannt, jedoch nur ansatzweise quantitativ untersucht.

Mit der Parameterbestimmung aus den Zugversuchen, den Wasserhaushaltsberechnungen für das Oberflächenabdichtungssystem eines Standortes und mit den Spannungsberechnungen durch den Ansatz der unabhängigen Spannungs-Zustandsvariablen sind Einwirkungen und Widerstände der Rissbildung bekannt. Die Rissgefährdung einer Oberflächenabdichtung lässt sich damit quantifizieren. Anhand des dargestellten und berechneten Beispiels kann dieses Vorgehen gut verifiziert werden. Neben den maßgeblichen Wasserspannungen (Wassergehalte) bei Rissbeginn bzw. dem Grenz-zustand der mineralischen Dichtung kann zudem der Spannungs- und Dehnungsverlauf über den gesamten Simulationszeitraum ermittelt werden.

Ein höherer Widerstand mineralischer Dichtungsböden gegen Trockenheit ist nach Auswertung aller Ergebnisse dann zu erwarten, wenn die Böden geringfügig unterhalb des optimalen Proctorwassergehalts (unteroptimal) eingebaut und verdichtet werden. Das Schrumpfpotenzial ist dadurch geringer und die erzielbaren Zugfestigkeiten sowie die Dehnungsmodule bleiben ausreichend hoch. Darüber hinaus sollten bei der Materialauswahl nicht zu geringe Durchlässigkeiten angestrebt werden, da sonst ein schneller Wasserspannungsausgleich des Dichtungsbodens in einer Wiederbe-feuchtungsphase behindert wird, was im Hinblick auf das Risspotenzial nachteilig ist.

## 7.2 Ausblick

Aufgrund der aufwendigen bzw. zeitintensiven Herstellung und Versuchsdurchführung konnten nur zwei typische Böden als mineralisches Dichtungsmaterial exemplarisch untersucht werden. Erstrebenswert wäre es, die Ergebnisse aus den Zugversuchen (Zugfestigkeit, Dehnungsmodul etc.) zukünftig anhand weiterer Böden zu untersuchen und die in dieser Arbeit festgestellten Regelmäßigkeiten zu verifizieren und zu bestätigen. Zusätzlich sind Variationen der Versuchsrandbedingungen, z. B. der Einfluss der Zuggeschwindigkeit bzw. eines Laststufenverfahrens, das Wiederbefeuchten bzw. Weiterröcknen unter Zugbelastung, sowie Untersuchungen an in-situ gewonnenen Versuchsproben denkbar, um die Kenntnis über das Verhalten bindiger, verdichteter Böden weiter zu vertiefen. Ergänzt werden könnten diese Untersuchungen u. a. mit ödometrischen Schrumpfversuchen bei variierenden Randbedingungen.

Für eine allgemeine Quantifizierung der Rissgefährdung mineralischer Dichtungen ist auf der stofflichen Seite des Weiteren der Einfluss der Mineralogie und der Einbaubedingungen sowie die Änderung der Parameter bei zyklischer Be- und Entwässerung zu untersuchen. Auf der Seite der Grenzzustandsgleichung sollten die Spannungszustände beim Einbau (z. B. Einfluss eines erhöhten Erdrühdrukkes) und der Einfluss von Zwangsverformungen infolge Setzungen ergänzt werden. Bei den Wasserhaushaltsbetrachtungen würde die Einbeziehung von klimatischen Prognosedaten hinsichtlich der akut vorherrschenden Klimaveränderungen ebenfalls zu einer verbesserten Quantifizierung möglicher Extremereignisse in einem Oberflächenabdichtungssystem führen.

## Literaturverzeichnis

- Abfallablagerungsverordnung AbfAbIV (2001): *Verordnung über die umweltverträgliche Ablagerung von Siedlungsabfällen*. Bundesumweltministerium, BGBl I 2001, 305
- AG Boden (1994): *Bodenkundliche Kartieranleitung*, 4. Aufl., Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover
- Agus, S. S., Schanz, T., Fredlund, D. G. (2004): *Measurements of Suction and Water Content for Bentonite-Sand Mixtures*, Can. Geotech. J., submitted
- Agus, S. S., Schanz, T. (2003a): *The Use of a Relative Humidity Sensors for Suction Measurement of Compacted Bentonite-Sand Mixtures*, in Natau, Fecker & Pimentel (eds): *Geotechnical Measurements and Modelling*, Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 315 – 320
- Agus, S. S., Schanz, T. (2003b): *Vapour Equilibrium Technique for Tests on a Highly Compacted Bentonite-Sand-Mixture*, Int. Conf. On Problematic Soils, July 2003, Nottingham, UK
- Albrecht, B.A., Benson, C.H. (2001): *Effect of desiccation on compacted natural clays*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 1, pp. 67 – 75
- Al-Hussaini, M. (1981): *Tensile Properties of Compacted Soils*, in YONG & TOWNSEND (eds): *Laboratory Shear Strength of soil*. ASTM STP 740, pp. 207 – 225
- Ajaz, A. (1980): *Time-dependent behaviour of compacted clays in tension and compression*, Géotechnique, Vol. 30, No. 1, pp. 67 – 76
- Ajaz, A., Parry, R. H. G. (1975): *Stress-strain behaviour of two compacted clays in tension and compression*, Géotechnique, Vol. 25, No. 3, pp. 495 – 512
- Ajaz, A., Parry, R. H. G. (1974): *An unconfined direct tension test for compacted soils*, ASTM Journal Testing and Evaluation, Vol.2, No. 3, pp. 163 – 172
- Appel, Y. (2004): *Zugfestigkeitsuntersuchungen an bindigen Böden – Laborversuche, analytische und numerische Berechnungen*, Diplomarbeit, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, unveröffentlicht
- August, H.; Holzlöhner, U.; Meggyes, T. (1998): *Optimierung von Oberflächenabdichtungssystemen*, BAM, Springer-Verlag, Berlin
- Ávila, G., Ledesma, A., Lloret, A. (2002): *Measurement of fracture mechanics parameters for the analysis of cracking in clayey soils*, in JUCÁ, DE CAMPOS, MARINHO (eds.): *Unsaturated Soils*, Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 547 – 552

- Bagge, G. (1985): *Tension Cracks in saturated clay cuttings*, in 11<sup>th</sup> Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1/A/1, pp. 393 – 395
- Baker, R. (1981): *Tensile Strength, Tension Cracks and Stability of Slopes*, Soil and Foundations, Vol. 21, No. 2, pp. 1 – 17
- Basnett, C.R., Bruner, R.J. (1993): *Clay Desiccation of a Single-Composite Liner System*, Geosynthetics '93 – Vancouver, Canada, pp. 1329 – 1340
- Bauer, B. (2003): *Strukturbildung in der mineralischen Komponente von Deponiedichtungen*, Diss., Fachbereich 8 für Sozialwissenschaften, Universität Bremen
- Bauer, B., Horn, R., Taubner, H., Tippkötter, R. (2004): *Primäre und sekundäre Grobporen in mineralischen Oberflächenabdichtungen*, Müll und Abfall, Heft 10, S. 496 – 502
- BayForrest (2002): *Statusbericht*, Berichtsheft 13, Berichte des Bayrischen Forschungsverbands für Abfallforschung und Reststoffverwertung
- Berger, K. (2002a): *Das Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Modell – Technische Dokumentation zu HELP 3.55D – Änderungen gegenüber HELP 3.07*, in: <http://www.geowiss.uni-hamburg.de>
- Berger, K. (2002b): *Anwendung des HELP-Modells für die Simulation des Wasserhaushalts von Oberflächenabdichtungssystemen*, in: Handbuch der Altlastensanierung, 30. Erg.-Lfg. 2. Aufl., Kennzahl 5588, August 2002
- Berger, K.; Dunger, V. (2000): *Vergleichende Simulationsrechnungen mittels der Deponie- und Haldenwasserhaushaltsmodelle HELP und BOWAHALD*, Proceedings zum Weiterbildungsseminar des DGFZ e.V.: Simulation zum Halden- und Deponiewasserhaushalt, 7./8. April 2000, Dresden
- Bhasin, R. N., Lovell, C. W. (1981): *Distribution of Porosity in Compacted Clays*, 10<sup>th</sup> Int. Conf. Soil. Mech. and Found. Eng., ICSMFE, Stockholm, Balkema, Rotterdam, pp. 563 – 566
- Bishop, A. W. (1959): *The principle of effective stress*, Teknisk Ukeblad, 106, pp. 859 – 863
- Bishop, A. W., Blight, G. E. (1963): *Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils*, Géotechnique, Vol. 13, pp. 177 – 197
- Brauns et al. (1999): *Einfluss von Feuchteänderungen auf das Verhalten von feinkörnigen Böden bei Teilsättigung*, Abschlussbericht zum gleichnamigen DFG-Forschungsvorhaben Nr. 437/15-1. Abteilung Erddamm- und Deponiebau am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe (TH), unveröffentlicht

- Brauns, J., Schneider, H., Gottheil, K. (2000): *Wasserverlust und Schrumpfen bei mineralischen Dichtungen aus geotechnischer Sicht*, Geotechnik, Vol. 23, Heft 1, S. 36 – 47
- Bronswijk, J. J. B. (1991): *Relation between Vertical Soil Movements and Water-Content Changes in Cracking Clays*, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 55, pp. 1220 – 1226
- Brooks, R. H., Corey, A. T. (1964): *Hydraulic properties of porous media*, Hydrology Paper 3, Colorado State University, Fort Collins, CO, pp. 1 – 27
- Brüggemann, R. (1998): *Zugfestigkeit verdichteter Tone als Funktion des Wassergehalts*, Diplomarbeit, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, unveröffentlicht
- Buckingham, E. (1907): *Studies in The Mouvement of Soil Moisture*, US Dept. Agr. Bur. Soils Bull., No. 38
- Burger C. A., Shackelford, C. D. (2001): *Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil-water characteristic curve functions*, Can. Geotech. J., Vol. 38, pp. 53 – 66
- Burland, J. B. (1965): *Some aspects of mechanical behaviour of partly saturated soils*, in AITCHISON (ed.): *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils Beneath Covered Areas*, Butterworth, Sydney, pp. 270 – 278
- Causarano, H. (1993): *Factors affecting the tensile strength of soil aggregates*, Soil & Tillage Research, Vol. 28, pp. 15 – 25
- Chertkov, V. Y. (2002): *Modelling cracking stages of saturated soils as they dry and shrink*, European Journal of Soil Science, Vol. 53, No. 3, pp. 105 – 118
- Coleman, J. D. (1962): *Stress-strain relations for partially saturated soils*, Géotechnique, Vol. 12, No. 4, pp. 348 – 350
- Croney, D., Coleman J. D. (1954): *Soil structure in relation to soil suction (pF)*, Journal of Soil Science, Vol. 5, No. 1, pp. 75 – 84
- Cui, Y. J. (1993): *Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique*, Ph. D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Paris
- Cuisinier, O., Laloui, L. (2003): *Fabric Evolution of an Unsaturated Compacted Soil during Hydromechanical Loading*, in SCHANZ (ed.) 2004. *Unsaturated Soils: Experimental Studies. Proceedings of the International Conference 'From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils'*, Weimar, Germany, September 18 – 19, 2003, Volume I, *Springer Proceedings in Physics* 93, Springer, Berlin, pp. 147 – 158

- Dass, R. N., Yen, S.-C., Das, B. M., Puri, V. K., Wright, M. A. (1994): *Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand*, Geotechnical Testing Journal, pp. 305 – 314
- Day, R. W. (1994): *Swell-Shrink Behavior of Compacted Clay*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 3, pp. 618 – 623
- De Jong, E. (1966): *Hydraulic conductivity of clays during shrinkage*, Soil Science Society of America Journal, Vol. 30, No. 3, pp. 289 – 292
- De Jong, E., Warkentin, B. P. (1965): *Shrinkage of soil samples with varying clay concentration*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 1, pp. 16 – 22
- Deponieverordnung DepV (2002): *Verordnung über Deponien und Langzeitlager und zur Änderung der Abfallablagerungsverordnung*, BUM Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Bundesgesetzblatt Jahrgang 2002 Teil 1 Nr. 52 vom 29. Juli 2002, Bonn
- Dexter, A. R., Watts, C. W. (2001): *Tensile Strength and Friability*, in SMITH & MULLINS (eds): Soil and Environmental Analysis – Physical Methods. second edition. Marcel Dekker Inc., Basel
- Diamond, S. (1971): *Microstructure and pore structure of impact compacted clays*, Clays and Clay minerals, Vol. 19, pp. 239 – 249
- DIN 18123 (1996): *Bestimmung der Korngrößenverteilung*, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- DIN 18127 (1997): *Proctorversuch*, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- DIN 18196 (1988): *Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für Bautechnische Zwecke*, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- Doehne, E., Stulik, D. C. (1990): *Applications of the environmental scanning electron microscope to conservation science*, Scanning Microscopy, Vol. 4, pp. 275 – 286
- Döll, P., Stoffregen, H., Renger, M., Wessolek, G., Plagge, R. (1995): *Anisotherme Wasser- und Wasserdampfbewegungen unter Deponien: Laborexperimente und Simulationsberechnungen zur Austrocknung mineralischer Dichtschichten*, Fkz. 1440569A5-24
- Dowdy, R. H. (1972): *Effects of Hydroxyl-Containing Organics on the Strength-Energy Characteristics of Montmorillonite*, Soil. Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 36, pp. 162 – 166
- Dowdy, R. H. (1975): *The Effect of Organic Polymers and Hydrous Iron Oxides on the Tensile Strength of Clays*, Soil Conditioners, Soil Sci. Soc. Amer. Special Publications, Vol. 7, pp. 25 – 33

- Dowdy, R. H., Larson, W. E. (1970): *Tensile Strength of Clay Films, A Measuring Technique*, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 34, pp. 948 – 950
- Dowdy, R. H., Larson, W. E. (1971): *Tensile strength of Montmorillonite as Function of Saturating Cation and Water Content*, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 35, pp. 1010 – 1014
- Drumm, E.C., Boles, D.R., Wilson, G.V. (1997): *Desiccation Cracks Result in Preferential Flow*, Geotechnical News, June, pp. 22 – 25
- Dullien, F. A. L. (1979): *Porous Media – Fluid Transport and Pore Structure*, Academic Press, New York
- Duliu, O. G. (1999): *Computer axial tomography in geosciences: an overview*, Earth Science Review, Vol. 48, pp. 265 – 281
- Dunger, V. (2002): *Dokumentation des Modells BOWAHALD zur Simulation des Wasserhaushaltes von wasserungesättigten Deponien/Halden und deren Sicherungssystemen*, [www.geo.tu-freiberg.de/~dungerv/software](http://www.geo.tu-freiberg.de/~dungerv/software)
- Durner, W. (2001): *SHYFFIT User's Manual*, Draft Version 0.22, persönliche Mitteilung
- Durner, W. (1994): *Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure*, Water Resources Research, Vol. 30, No. 2, pp. 211 – 223
- Durner, W. (1991): *Vorhersage der hydraulischen Leitfähigkeit strukturierter Böden*, Diss., Bayreuther Bodenkundliche Berichte, Band 20
- Edelmann, L. (1998): *Beitrag zum Grenzverformungsverhalten und zur Gebrauchstauglichkeit horizontaler mineralischer Deponiebarrieren*, Diss., Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 40
- Edlefsen, N. E., Anderson, A. B. C. (1943): *The thermodynamics of soil moisture*, Hilgardia, No. 16, pp. 31 – 299
- Egloffstein, T., Burkhardt, (2002): *Wissenschaftliche und ingenieurmäßige Bemessung contra starre Anforderungen – fachtechnische Anmerkungen und Alternativen jenseits der ‚Gleichwertigkeit‘ nach DepV*, in EGLOFFSTEIN ET AL.: *Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten 2002*, 12. Karlsruher Deponie- und Altlastenseminar 2002, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Bd. 125, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- Europäische Gemeinschaft, EG (1999): *Richtlinie über Abfalldeponien*, Richtlinie 1999/31/EG Des Rates, Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, L 182 vom 26.04.1999

- Fabian, F. (2004): *Analytische und numerische Betrachtungen zu Wasserbewegungen in Boden-Mehrschichtsystemen*, Diplomarbeit, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, unveröffentlicht
- Fang, H. Y., Chen, W. F. (1972): *Further Study of Double-Punch Test for Tensile Strength of Soils*, Proc. 3. Southeast Asia Conference on Soil Engineering, Hongkong, pp. 211 – 215
- Fang, H. Y., Fernandez, J. (1981): *Determination of Tensile Strength of Soils by Unconfined-Penetration Test*, in YONG & TOWNSEND (eds): *Laboratory Shear Strength of soil*. ASTM STP 740, pp. 130 – 144
- Farrell, D. A., Greacen, E. L., Larson, W. E. (1967): *The Effect of Water Content on Axial Strain in a Loam Soil Under Tension and Compression*, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 31, pp. 442 – 450
- Fecker, E., Reik, G. (1996): *Baugeologie*, 2. Auflage, F. Enke Verlag, Stuttgart
- Fisher, R. A. (1926): *On the capillary forces in an ideal soil. Correction of formula given by W. B. Haines*, Journal of Agricultural Science, Vol. 16, pp. 492 – 505
- Fleureau, J.-M., Verbrugge, J.-C., Huergo, P. J., Correia, A. G., Kheirbek-Saoud, S. (2002): *Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on the drying and wetted paths*, Can. Geotech. J., Vol. 39, pp. 1341 – 1357
- Fredlund, D. G., Xing, A. (1994): *Equations for the soil-water characteristic curve*, Can. Geotech. J., Vol. 31, pp. 533 – 546
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993): *Soil mechanics for unsaturated soils*, J. Wiley & Sons, New York
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Gan, J. K.-M. (1987): *Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils*, Proceedings, 6<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, New Delhi, India, December 1 – 4, 1987, pp. 49 – 54
- Fredlund, D., Morgenstern, N. R., Widger, R. A. (1978): *The Shear Strength of Unsaturated Soils*, Can. Geotech. J., Vol. 15, no. 3, pp. 313 – 321
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. (1977): *Stress State Variables for Unsaturated Soils*, ASCE J. Geotechn. Div. GT5, Vol. 103, pp. 447 – 466
- Frydman, S. (1967): *Triaxial and Tensile-Strength Tests on Stabilised Soil*, 3. Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 269 – 270
- Gardner, W. R. (1958): *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table*, Soil Sci., Vol. 85, pp. 228 – 232

- GDA Empfehlung E 2-31 (2000a): *Rekultivierungsschichten*, Bautechnik 77 (9), S. 617 – 626
- Gottheil, K.-M., Brauns, J. (1997): *Thermische Einflüsse auf die Dichtwirkung von Kombinationsdichtungen – Testfeldergebnisse*, in 13. Nürnberger Deponieseminar, Heft 76, Eigenverlag LGA, 1997
- Griffith, F. J., Joshi, R. C. (1989): *Change in pore size distribution due to consolidation of clays*, Géotechnique, Vol. 39, No. 1, pp. 159 – 167
- Gudehus, G. (1981): *Bodenmechanik*, F. Enke Verlag, Stuttgart
- Hadas, A., Lennard, G. (1988): *Dependence of tensile strength of soil aggregates on soil constituents, density and load history*, J. Soil Science, Vol. 39, pp. 577 – 586
- Haefli, R. (1951): *Investigation and Measurements of the Shear Strength of Saturated Cohesive Soils*, Géotechnique, Vol. 2, No. 3, pp. 186 – 208
- Hagner, T. (2005): *Shrinkage Characteristics and Tensile Strength of Cohesive Soils*, Diplomarbeit, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar und NTU Singapur, unveröffentlicht
- Haines, W. B. (1925): *Studies in the physical properties of soils II. A note on the cohesion developed by capillary forces in an ideal soil*, Journal of Agricultural Science, Vol. 15, pp. 529 – 535
- Haines, W. B. (1923): *The volume-changes associated with variations of water content in soil*, J. Agric. Sci., Vol. 13, pp. 296 – 310
- Hallet, P.D., Dexter, A.R., Seville, J.P.K. (1995): *The application of fracture mechanics to crack propagation in dry soil*, European Journal of Soil Science, Vol. 46, pp. 591 – 599
- Hanafy, E. A. D. E. (1991): *Swelling/Shrinkage characteristic curve of desiccated expansive clays*, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 14, No. 2, pp. 206 – 211
- Hardy, M. A. (1923): *The physical significance of the shrinkage coefficient of clays and soils*, Journ. of Agric. Sci, Vol. 13:243-261
- Hartge, K.H., Bachmann, J. (2000): *Angles between cracks developed at primary shrinkage of fine-grained soil material*, Int. Agrophysics, Vol. 14, pp. 43 – 51
- Hartge, K. H.; Horn, R. (1999): *Einführung in die Bodenphysik*, 3. überarbeitete Auflage, F. Enke Verlag, Stuttgart
- Hartge, K. H.; Horn, R. (1992): *Die physikalische Untersuchung von Böden*, 3. Auflage, F. Enke Verlag, Stuttgart
- Heibrock, G., Zeh, R. M., Witt, K. J. (2003): *Tensile strength of compacted clays*, in SCHANZ (ed.) 2004. Unsaturated Soils: Experimental Studies. Proceedings of the International Conference

- ‘From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils’, Weimar, Germany, September 18 – 19, 2003, Volume I, *Springer Proceedings in Physics* 93, Springer, Berlin, pp. 395 – 412
- Heibrock, G. (2002): *Modellierung des Austrocknungsverhaltens mineralischer Abdichtungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen mit dem Modell SUMMIT*, in RAMKE, GARTUNG, HEIBROCK, LÜKEWILLE, MELCHIOR, VIELHABER, BOHNE, MAIER-HARTH & WITT (Hrsg.): Tagungsband - Austrocknungsverhalten mineralischer Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen, Status-Workshop, Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Heft 03
- Heibrock, G. (2000): *Anwendungen von Wasserhaushaltsmodellen beim Entwurf mineralischer Oberflächenabdichtungssysteme*, in RAMKE, BERGER, STIEF (Hrsg.): Wasserhaushalt der Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien und Altlasten, Tagungsband, Hamburger Bodenkundliche Arbeiten, Bd. 47
- Heibrock, G. (1997): *Desiccation cracking of mineral sealing liners*, in: Proceedings Sardinia 1997, 6. International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Cagliari, 1997
- Heibrock, G. (1996): *Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien*, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau an der Ruhr-Universität Bochum, Heft 26
- Hiltmann, W., Stribny, B. (1998): *Tonmineralogie und Bodenphysik*, Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten, Band 5, BGR, Springer Verlag, Berlin
- Horn, R. (2002): *Verbesserung der Langzeitbeständigkeit von Oberflächenabdichtungen durch modifizierte Abdichtsysteme*, Müll und Abfall, Heft 4, S. 181 – 186
- Horn, R., Baumgartl, T. (2002): *Wege zur langfristigen sicheren Abdichtung von Mülldeponien mit mineralischen Dichtschichten*, in EGLOFFSTEIN et al.: Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten 2002, 12. Karlsruher Deponie- und Altlastenseminar 2002, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Bd. 125, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- Holzlhöner, U., Schossig, W., Wuttke, W., Ziegler, F. (1998): *Langzeitverhalten von Erdstoffschichten in Deponiebasisabdichtungen, Feuchtehaushalt unter Temperatureinwirkung*, in AUGUST, HOLZLÖHNER & MEGGYES: Optimierung von Oberflächenabdichtungssystemen, BAM, Springer-Verlag, Berlin
- Holzlhöner, U. (1992): *Austrocknung und Rißbildung in mineralischen Schichten der Deponiebasisabdichtung*, Wasser und Boden, Heft 5, S. 289 – 293

- Jasmund, K., Lagaly, G., Hrsg. (1993): *Tonminerale und Tone*, Steinkopf Verlag, Darmstadt
- Junge, T., Gräsle, W., Bensel, G., Horn R. (2000): *Einfluss des Porenwasserdrucks auf die Zugfestigkeit von Bodenproben*, J. Plant. Nutr. Soil Sci., Vol. 163, pp. 21 – 26
- Junge, T. (1999): *Zur Bedeutung des Porenwasserdruckes für die Zugfestigkeit von Böden*, Inst. f. Pflanzenernährung und Bodenkunde, Christian-Albrechts-Universität Kiel, Nr. 52
- Kämmer, C. (2005): *Zugfestigkeitsuntersuchungen an aufbereiteten und natürlichen bindigen Böden*, Diplomarbeit, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, unveröffentlicht
- Kämmer, C. (2004): *Das Schrumpfverhalten verdichteter Tone austrocknungsgefährdeter Abdichtungen*, Studienarbeit, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, unveröffentlicht
- Khalili, N., Khabbaz, M. H. (1998): *A unique relationship for  $\chi$  for the determination of the shear strength of unsaturated soils*, Géotechnique, Vol. 48, No. 5, pp. 681 – 687
- Khalili, N., Geiser, F., Blight, G. E. (2004): *Effective stress in unsaturated soils: review with new evidence*, Int. J. Geomechanics, Vol. 4, No. 2, pp. 115 – 126
- Koorevaar, P., Menelik, G., Dirksen, C. (1994): *Elements of Soil Physics*, Developments in Soil Science 13, ELSEVIER SCIENCE B.V. Amsterdam
- Lancellotta, R. (1995): *Geotechnical Engineering*, Balkema, Rotterdam
- Lauritzen, C. W., Stewart, A. J. (1941): *Soil-Volume Changes And Accompanying Moisture And Pore-Space Relationships*, Soil Sci. Soc. Am.. Proceedings 1941, Vol. 6, pp. 113 – 116
- Leinenkugel, H.-J. (1976): *Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe: experimentelle Ergebnisse und physikalische Deutung*, Diss., Inst. Für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe (TH), Heft 66
- Leong, E.-C., Yeo, S.-H, Rahardjo, H. (2004): *Measurement of wave velocities and attenuation using an ultrasonic test system*, Can. Geotech. J., Vol. 41, pp. 844 – 860
- Leong, E.-C., Tripathy, S., Rahardjo, H. (2003): *Total suction measurement of unsaturated soils with a device using chilled-mirror dew-point technique*, Géotechnique 53, No. 2, pp. 173 – 182
- Lian, G., Thornton, C., Adams, M. J. (1993): *A Theoretical Study of the Liquid Bridge Forces between Two Rigid Spherical Bodies*, J. of Colloid and Interface Science, Vol. 161, pp. 138 – 147
- Lu, N., Likos, W. J. (2004): *Unsaturated Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New Jersey

- Lushnikov, V. V., Vulis, P. D., Litvinov, B. M. (1973): *Relationship of the Moduli of Deformation in Soil Compression and Tension*. Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 10, No. 6, pp. 403 – 404
- Lytton, R. L. (1994): *Prediction of movement in expansive clay*, in YEUNG & FEALIO (eds): Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Geotechn. Spec. Publ. No. 40, pp. 1827 – 1845
- Mahar, L.J., O'Neill, M.W. (1983): *Geotechnical Characterization of desiccated clay*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 1, pp. 56 – 71
- Maier-Harth, U.; Melchior, S. (2001): *Überprüfung der Wirksamkeit der 10 Jahre alten mineralischen Oberflächenabdichtung der ehemaligen Industriemülldeponie Prael in Sprendlingen – Kreis Mainz-Bingen*, in: MAIER-HARTH (Hrsg.): Oberflächenabdichtungen und Rekultivierung von Deponien, 4. Deponieseminar des Geologischen Landesamtes Rheinland-Pfalz, 28.03.2001, Mainz, S. 121 – 182
- Mallwitz, K. (1996): *Selbsteheilungsvermögen toniger Erdstoffe in Dichtungssystemen von Deponien bei Schädigung durch mechanische Risse und Austrocknung*, Diss., Grundbauinstitut der TU Berlin, Heft 24, Berlin, 1996
- Marshall, T. J., Holmes, J. W., Rose, C. W. (1999): *Soil Physics*, third edition, reprinted, Cambridge University Press
- Meißner, H., Wendling, S. (1998): *Crack formation due to desiccation of mineral liners of landfills*, in Seco e Pinto (eds.): Environmental Geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp. 145 – 150
- Melchior, S. (1993): *Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten*, Diss., Hamburger Bodenkundliche Arbeiten, Bd. 22, 1993
- Mikulitsch, W. (1999): *Mechanisches Verhalten teilgesättigter, kollapsibler Böden*, in SCHANZ (Hrsg.): 1. Workshop Teilgesättigte Böden, Weimar, Workshopunterlagen
- Mikulitsch, W. A., Gudehus, G. (1995): *Uniaxial tension, biaxial loading and wetting tests on loess*, in ALONSO & DELAGE (eds): Unsaturated Soils, Balkema, pp. 145 – 150
- Miller, C. J., Yesiller, N., Yaldo, K., Merayyan, S. (2002): *Impact of Soil Type and Compaction Conditions on Soil Water Characteristic*, J. Geotechn. and Geoenvironm. Eng., ASCE, Vol. 128, No. 9, pp. 733 – 742
- Miller, C. J., Mishra, M. (1989): *Modeling of leakage through cracked clay liners – I: State of the art*, Water Resources Bulletin, Vol. 25, No. 3, pp. 551 – 556

- Mitchell, J. K. (1993): *Fundamentals of Soil Behavior*, second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York
- Molenkamp, F., Nazemi, A. H. (2003a): *Micromechanical considerations of unsaturated pyramidal packing*, Géotechnique 53, No. 2, pp. 195 – 206
- Molenkamp, F., Nazemi, A. H. (2003b): *Interactions between two rough spheres, water bridge and water vapour*, Géotechnique, Vol. 53, No. 2, pp. 255 – 264
- Montes, H. G. (2004): *Swelling–shrinkage measurements of bentonite using coupled environmental scanning electron microscopy and digital image analysis*, Journal of Colloid and Interface Science, in press
- Morgenstern, N. R. (1979): *Properties of Compacted Soils*, Contribution to Panel Discussion, Session IV, Proc. of the 6<sup>th</sup> Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 3, pp. 349 – 354
- Morris, P. H., Graham, J., Williams, D. J. (1992): *Cracking in drying soils*, Can. Geotech. Journal, Vol. 29, pp. 263 – 277
- MPA – Materialprüfanstalt für nicht metallische Werkstoffe (2003): *Halbquantitative Mineralanalyse an zwei Tonproben*, Prüfbericht Nr. 1082.01-03
- Mullins, C. E., Panayiotopoulos, K. P. (1984): *The strength of unsaturated mixtures of sand and kaolin and the concept of effective stress*, J. Soil Sci., Vol. 35, pp. 459 – 468
- Munkholm, L. J., Kay, B. D. (2002): *Effect of Water Regime on Aggregate-tensile Strength, Rupture Energie, and Friability*, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 66, pp. 702 – 709
- Munkholm, L. J., Schjonning, P., Kay, B. D. (2002): *Tensile strength of soil cores in relation to aggregate strength, soil fragmentation and pore characteristics*, Soil & Tillage Research, Vol. 64, pp. 125 – 135
- Nagaraj, T. S (2004): *Persönliche Mitteilungen*
- Nagaraj, T. S., Miura, N. (2001): *Soft clay behaviour – analysis and assessment*, Balkema, Rotterdam
- Nagaraj, T. S., Vatsala, A., Srinivasa, B. R. (1990): *Discussion to Griffiths & Joshi (1989): Change in pore size distribution due to consolidation of clays*, Géotechnique, Vol. 40, No. 2, pp. 303 – 309
- Nahlawi, H., Chakrabarti, S., Kodikara, J. (2004): *A Direct Tensile Strength Testing Method for Unsaturated Geomaterials*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, No. 4, pp. 356 – 361

- Narain, J., Rawat, P. (1970): *Tensile Strength of Compacted Soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM6, pp. 2185 – 2190
- Omidi, G.H., Thomas, J.C., Brown, K.W. (1996): *Effect of desiccation cracking on the hydraulic conductivity of a compacted clay liner*, Water, Air, and Soil Pollution, Vol. 89, pp. 91 – 103
- Phani Kumar, B. R., Sharma, R. S., Garg, S. (2002): *A review of in situ properties of unsaturated soils with reference to suction*, in JUCÁ, DE CAMPOS & MARINHO (eds): *Unsaturated Soils*. Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 351 – 355
- Philip, L. K., Shimell, H., Hewitt, P. J., Ellard, H. T. (2002): *A field-based test cell examining clay desiccation in landfill liners*, Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, Vol. 35, pp. 345 – 354
- Pierrat, P., Caram, H. S. (1997): *Tensile strength of wet granular materials*, Powder Technology, Vol. 91, pp.83 – 93
- Pietsch, W. B. (1968): *Tensile Strength of Granular Materials*, Nature, Vol. 217, pp. 736 – 737
- Preston, S., Griffiths, B.S., Yuong, I.M. (1997). *An investigation into sources of soil crack heterogeneity using fractal geometry*, European Journal of Soil Science, Vol. 48, pp. 31 – 37
- Quandt, T. (2000): *Ein Beitrag zur Untersuchung des Grenzzugspannungs-Dehnungs-Verhaltens mineralischer Dichtungen*, Diss., Mitteilung – Institut für Landschaftsbau und Abfallwirtschaft, Universität Rostock
- Quandt, T., Tischer, A., Winkelmann, J., Risse, J. (1997): *Einaxiale Zugdehnungskennwerte von Deponiedichtungserdstoffen*. Geotechnik, Nr. 1, S. 26 – 35
- Ramke H.-G., Melchior, S., Maier-Harth, U., Gartung, E., Witt, K. J., Heibroek, G., Bohne, K. (2002b): *Ergebnisse des Status-Workshops ‚Austrocknungsverhalten von mineralischen Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen‘*, in RAMKE, GARTUNG, HEIBROCK, LÜKEWILLE, MELCHIOR, VIELHABER, BOHNE, MAIER-HARTH & WITT (Hrsg.): *Tagungsband - Austrocknungsverhalten mineralischer Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen*, Status-Workshop, Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Heft 03
- Ramke, H. G., Gartung, E., Heibroek, G., Lükewille, W., Melchior, S., Vielhaber, B., Bohne, K., Maier-Harth, U., Witt, K. J., Hrsg. (2002a): *Tagungsband - Austrocknungsverhalten mineralischer Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen*, Status-Workshop, Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Heft 03

- Ridley, A. M., Wray, W. K. (1996): *Suction measurement: A review of current theory and practices*, in ALONSO & DELAGE (eds): *Unsaturated Soils*, pp. 1179 – 1200
- Roesler, A. C., Benson, C. H. (2002): *Field Hydrology and Model Predictions for Final Covers in the Alternative Assessment Program - 2002*, Geo Engineering Report No.02-08, Geo Engineering Program, University of Wisconsin-Madison, <http://www.acap.dri.edu/>
- Rogowski, A. S., Kirkham, D. (1976): *Strength of Soil Aggregates: Influence of Size, Density, and Clay And Organic Matter Content (I)*, Med. Fac. Landbouww. Rijkauniv., Gent, 41 / 1-1976, pp. 85 – 100
- Rumpf, H. (1970): *Zur Theorie der Zugfestigkeit von Agglomeraten bei Kraftübertragung an Kontaktpunkten*, Chem. Ingr.-Tech., Vol. 42, S. 538 – 540
- Satyanarayana, B., Rao, K. S. (1972): *Measurement of Tensile Strength of Compacted Soil*, Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp. 61 – 66
- Schanz, T.; Agus, S. S. (2004): *Analyses of settlements and swell / shrink of Trisoplast layer as induced by mechanical loading and wetting / drying cycles*, technical report, Laboratory of Soil Mechanics, Bauhaus-Universität Weimar (Germany), 12 pages
- Scheffer, F.; Schachtschabel, P. (1998): *Lehrbuch der Bodenkunde*, 14. Auflage, F. Enke Verlag, Stuttgart
- Scherbeck, R. (1992): *Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei ungleichförmiger Verformungseinwirkung*, Diss., Schriftenreihe des Institutes für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 16
- Schick, P. (2004): *Scherfestigkeit durch Kapillarität in unzementierten ungesättigten bindigen Böden*, Bautechnik 81, Heft 1, S. 31 – 37
- Schick, P. (2002a): *Anwendung eines Zwei-Komponenten-Modells der pF-Kurve auf Strukturänderungen in Böden*, Bautechnik 79, Heft 2, S. 65 – 76
- Schick, P. (2002b): *Die pF-Kurve bindiger Böden bei großen Wasserspannungen*, Bautechnik 79, Heft 12, S. 842 – 849
- Schubert, H. (1984): *Capillary Forces – Modeling and application in Particulate Technology*, Powder Technology. Vol. 37, pp. 105 – 116
- Schubert, H. (1982): *Kapillarität in porösen Feststoffsystemen*, Springer Verlag, Berlin
- Schubert, H., Herrmann, W., Rumpf, H. (1975): *Deformation Behaviour of Agglomerates under Tensile Stress*, Powder Technology, Vol. 11, pp. 121 - 131

- Schubert, H. (1973): *Kapillardruck und Zugfestigkeit von feuchten Haufwerken aus körnigen Stoffen*, Chemie-Ing.-Techn., Vol. 45, Nr. 6, S. 396 - 401
- Sillers, W.S., Fredlund, D.G., Zakerzadeh, N.(2001): *Mathematical attribute of some soil-water characteristic curve models*, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19, pp. 243 – 283
- Simms, P. H., Yanful, E. K. (2002): *Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions*, Géotechnique, Vol. 52, No. 4, pp. 269 – 278
- Simms, P. H., Yanful, E. K. (2001): *Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests*, Can. J. Geotech., Vol. 38, pp. 741 – 754
- Sitharam, T. G., Sivapullaiah, P. V., Subba Rao, K. S. (1995): *Shrinkage behaviour of compacted unsaturated soils*, in Alonso & Delage (eds): *Unsaturated Soils*. pp. 195 – 200
- Snyder, V. A. (1989): *Soil Deformation and Fracture Under Tensile Forces*, in LARSON et al. (eds.): *Mechanics and Related Processes in Structural Agricultural Soils*, S. 23 – 35, Kluwer Academic Publishers
- Snyder, V.A., Miller, R.D. (1985a): *Tensile strength of unsaturated soils*, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 49. pp. 58 – 65
- Snyder, V.A., Miller, R.D. (1985b): *A pneumatic fracture method measuring the tensile strength of unsaturated soils*, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 49, pp. 1369 – 1374
- Stief, K. (1986): *Das Multibarrierenkonzept als Grundlage von Planung, Bau, Betrieb und Nachsorge von Deponien*, Müll und Abfall, Heft 1, S. 15 – 20
- Stirk, G. B. (1954): *Some aspects of soil shrinkage and the effects of cracking upon water entry into the soil*, Aust. J. Agric. Res., Vol. 5, pp. 279 – 290
- Stoffregen, H. (2004): *Bestimmung von pF-Kurven für den Ton Plessa und eines Modellsands*, Institut für Ökologie der TU Berlin, unveröffentlicht
- Subba Rao, K. S., Tripathy, S. (2003): *Effect of Aging on Swelling and Swell-Shrink Behavior of a Compacted Expansive Soil*, Geotechnical Testing Journal, March 2003, Vol. 26, No. 1, pp. 1 – 11
- TableCurve (1992): *TableCurve<sup>TM</sup> Windows v1.0*, Jandel Scientific
- TA-Abfall (1991): *Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch / physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen*, in: *Abfallrecht*, 5. Auflage, dtv

- TA-Siedlungsabfall (1993): *Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgungen von Siedlungsabfällen*, in: Abfallrecht, 5. Auflage, dtv
- Tang, G. X., Graham, J. (2000): *A method for testing tensile strength in unsaturated soils*, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 23, No. 3, pp. 377 – 382
- Tariq, A., Durnford, D. S. (1993): *Analytical Volume Change Model for Swelling Clay Soils*, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 57, pp. 1183 – 1187
- Tempany, H. A. (1917): *The shrinkage of soils*, J. Agric. Sci., Vol. 8, pp. 313 – 330
- Terzaghi, K. (1936): *The shear resistance of saturated soils*, in: Proc. 1<sup>st</sup>. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Cambridge, MA), Vol. 1, pp. 54 – 56
- Thomas, H. (2004): *Zum Einfluss von Geogitterbewehrungen auf das Rissverhalten von mineralischen Deponieabdichtungen*, Diss., Mitteilung – Institut für Landschaftsbau und Abfallwirtschaft, Universität Rostock
- Thüringer Landesanstalt für Umwelt, TLU (1994): *Alternative Oberflächendichtungssysteme für Thüringer Altdeponien und Altablagerungen – Technische Vorstellung und Hilfe zur Auswahl*, Nr. A 1/94, Dezember 1994, Jena
- Tripathy, S. (2004): *Persönliche Mitteilungen*
- Tripathy, S., Subba Rao, K.S., Fredlund, D.G. (2002): *Water content – void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils*, Can. Geotech. J., Vol. 39, pp. 938 – 959
- Tripathy, S., Leong, E. C., Rahardjo, H. (2001): *Development of a field device for indirect measurement of soil suction*, in HO & LI (eds): Geotechnical Engineering Meeting Society's Needs, A.A. Balkema Publishers, Lisse, pp. 587 – 592
- Tschebotarioff, G. P., Ward, E. R., DePhillipe, A. A. (1953): *The Tensile Strength of Disturbed and Recompacted Soils*, in Proc. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICOSOMEF, Zürich, Vol. 1, pp. 207 – 210
- Van Genuchten, M.T.(1980): *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*, Soil Sci. Soc. Am J., Vol. 44, pp. 892 – 898
- 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, pp. 143 – 159
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., Clifton, A. W. (1996): *Model for prediction of shear strength with respect to soil suction*, Can. Geotech. J., Vol. 3, No. 3, pp. 379 – 392

- Verruijt, A. (2001): *Soil Mechanics*, Delft University of Technology, [http://dutcgeo.ct.tudelft.nl/software/software\\_e.htm](http://dutcgeo.ct.tudelft.nl/software/software_e.htm)
- Vielhaber, B. (1995): *Temperaturabhängiger Wassertransport in Deponieoberflächenabdichtungen – Feldversuche in bindigen mineralischen Dichtungen unter Kunststoffdichtungsbahn*, Diss., Hamburger Bodenkundliche Arbeiten, Bd. 29, 1995
- Vomocil, J. A., Waldron, L. J., Chancellor, W. J. (1961): *Soil Tensile Strength by Centrifugation*, Soil Sci. Soc. Am. Prov., Vol. 25, pp. 176 - 180
- Vomocil, J. A., Waldron, L. J. (1962): *Effect of Moisture Content on Tensile Strength of Unsaturated Glass Bead Systems*, Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 26, No. 5, pp. 409 – 412
- Vomocil, J. A., Chancellor, W. J. (1967): *Compressive and Tensile Failure Strengths of Three Agricultural Soils*, Transactions of the ASAE, Winter Meeting of the Am. Soc. Of Agricultural Engineers, paper 66-650, pp. 771 – 774 & 779
- Vu, H. Q., Fredlund, D. G. (2004): *The prediction of one-, two-, and three-dimensional heave in expansive soils*, Can Geotech. J., Vol. 41, pp. 713 – 737
- Vulliet, L., Laloui, L., Koliji, A., Cuisinier, O. (2004): *Unsaturated structured soil with multiporosity*, Boden- und Sohlstabilität – Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau, Bundesanstalt für Wasserbau, BAW-Workshop, 17. September 2004, Karlsruhe
- Wan, A. W. L., Gray, M. N., Graham, J. (1995): *On the relations of suction, moisture content, and soil structure in compacted soils*, in Alonso & Delage (eds): *Unsaturated Soils*, pp. 215 – 222
- Wehr, W. C. S. (1998): *Granulatumhüllte Anker und Nägel – Sandanker*, Diss. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe, Heft 146
- Wendling, S. (2004): *Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrissen in mineralischen Deponieabdichtungen*, Diss., Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern, Heft 10
- Wendling, S., Meißner, H. (2001): *Soil water suction and compaction influence on desiccation cracks of mineral liners*. in ADACHI & FUKUE (eds): *Clay science for Engineering*. Balkema, Rotterdam
- Wendling, S. Meißner, H. (2000b): *Zugverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens*. in SCHANZ (ed): *2. Workshop Weimar 2000 Teilgesättigte Böden*, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 04, S. 97 – 102

- Wendling, S. Meißner, H. (2000a): *Relationship between crack formation and soil water suction due to desiccation of mineral liners of landfills*, in: GREEN 3, Berlin
- Wenz, K. P. (1967): *Gedanken zur Zugfestigkeit bindiger Erdstoffe*, in LEUSSINK (Hrsg.): Zug- und Scherfestigkeit bindiger Böden. Inst. f. Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 35, Eigenverlag
- Werra (2004): *Übersicht zum Ton Themar*, [www.werra-baustoffwerke.de/800/WerraTon-T13R.htm](http://www.werra-baustoffwerke.de/800/WerraTon-T13R.htm)
- Williams, T. M. and Miknis, F. P. (1998): *Use of Environmental SEM to study asphalt-water interaction*, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 2, pp. 121 – 124
- Witt, K. J., Zeh, R. M., Fabian, F. (2004): *Kapillarschutzschichten für mineralische Dichtungskomponenten in Oberflächenabdichtungen*, Fachzeitschrift Müll und Abfall, Heft 11, Erich Schmidt Verlag, S. 540 – 546
- Witt, K. J., Zeh R. M. (2004): *Maßnahmen gegen Trockenrisse in mineralischen Abdichtungen*, Vertiefersseminar Zeitgemäße Deponietechnik 2004, FEI, Universität Stuttgart
- Wunsch, R. (1997): *Bodenmechanische Eigenschaften und erdbautechnische Erfordernisse selbstheilender mineralischer Deponieoberflächendichtungen unter Berücksichtigung der hydrologischen Gegebenheiten*, Diss., Mitteilung des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau Universität der Bundeswehr München, Band 7
- Zeh, R. M., Witt, K. J. (2002a): *Water balance models and programmes - Comparisons and calculation results*, in DE MELLO & ALMEIDA (eds): *Environmental Geotechnics*. Proc. 4th. Intern. Congr. Environmental Geotechnics, Rio de Janeiro, 2002, A.A. Balkema Publishers, Vol. 1, pp. 113 – 118
- Zeh, R.; Witt, K.J. (2002b): *Untersuchungen zum Langzeitverhalten von Oberflächenabdichtungen von Hausmülldeponien*, Endbericht – Ergebnisse und Empfehlungen, Professur Grundbau, Bauhaus-Universität Weimar, [www.uni-weimar.de/geotechnik/D/index.html](http://www.uni-weimar.de/geotechnik/D/index.html)
- Zeh, R.; Witt, K. J. (2003): *Die Wirkung kapillarbrechender Schichten in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponie – erste Ergebnisse*, 1. Symposium Umweltgeotechnik der DGGT, 08.-09.10.2003 Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 10, Bauhaus-Universität Weimar
- Zischak, R. (1997): *Alternatives Oberflächenabdichtungssystem „Verstärkte mineralische Abdichtung mit unterliegender Kapillarsperre“ – Wasserbilanz und Gleichwertigkeit*, Diss., Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, 47, 1997

## A Anlagen

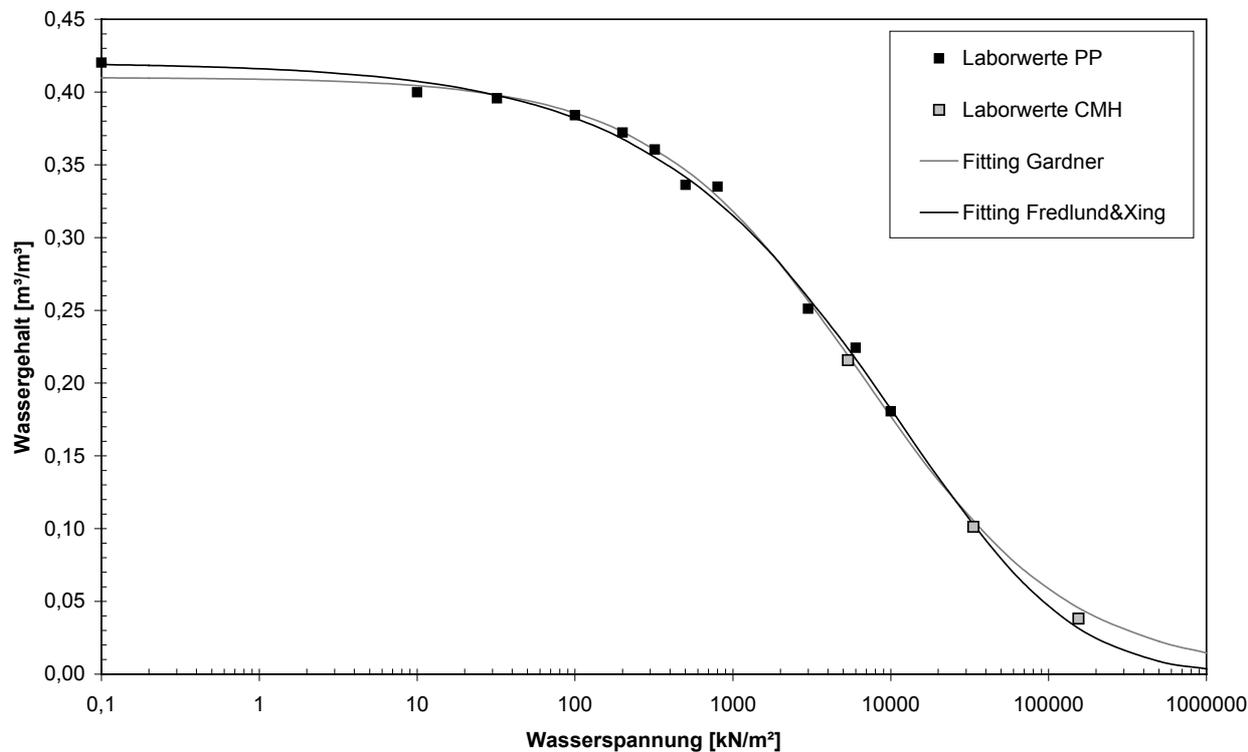


Abbildung A.4.1: Wasserspannungskurve für Ton Plessa (P197f)

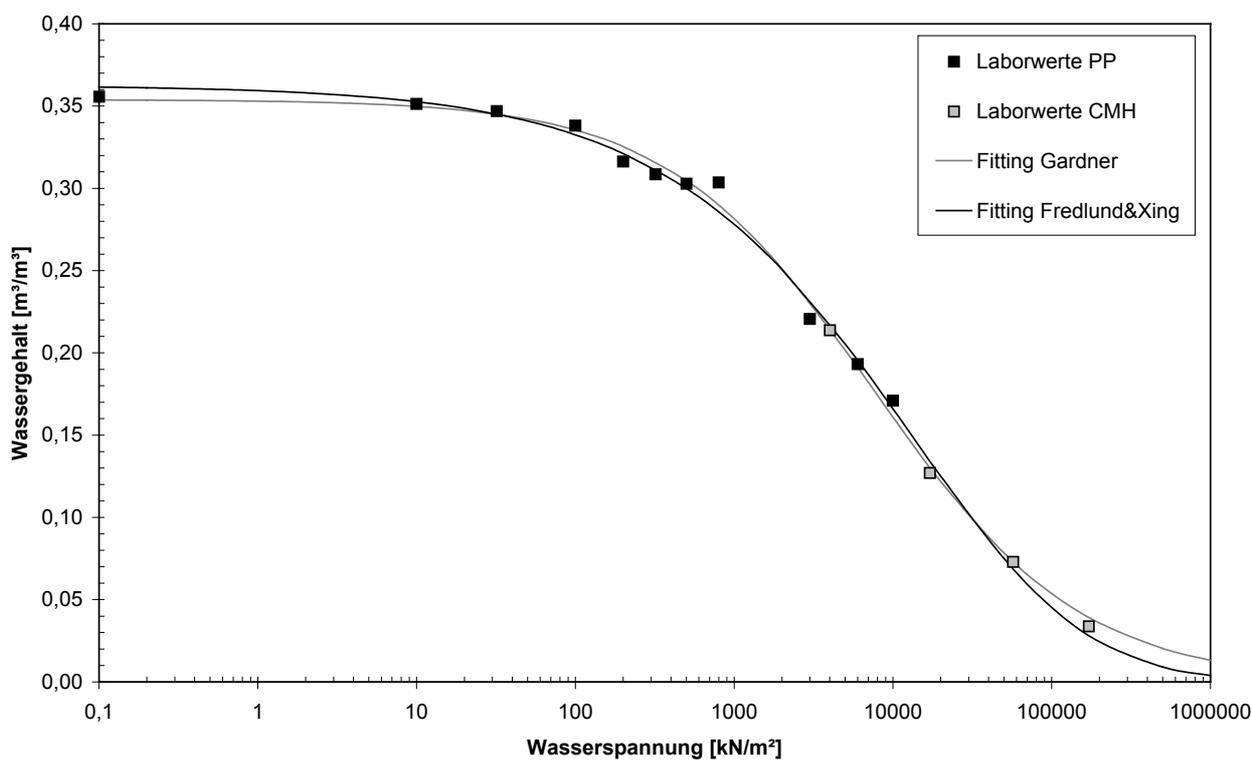


Abbildung A.4.2: Wasserspannungskurve für Ton Plessa (P197tr)

Tabelle A.4.1: Kennwerte der Wasserspannungskurven und ausgewählte Bodenparameter

Verfahren / Werte	Kennwerte	Plessa 100o	Plessa 97f	Plessa 97tr	Themar 100o
<b>Gardner</b>	$\rho_s$	0,37110	0,41002	0,35389	0,33129
Fitting SWCC	b	0,0035777	0,0030818	0,0025417	0,0045354
	p	0,63790	0,65757	0,66845	0,59114
	Bestimmtheitsmaß	0,9545	0,9764	0,9768	0,9982
	Summe SE	0,001252	0,000587	0,000592	0,000146
<b>Fredlund &amp; Xing</b>	$\rho_s$	0,37917	0,42026	0,36260	0,33377
Fitting SWCC	a	155032,944	155032,944	155032,944	155032,944
	n	0,4838	0,4887	0,4951	0,4387
	m	9,2145	9,4932	9,0223	7,1045
	$y_r$	49,826	49,826	49,826	49,826
	Bestimmtheitsmaß	0,9519	0,9766	0,9747	0,9957
	Summe SE	0,001576	0,000496	0,000694	0,000343
<b>AEV</b>	suction [kN/m <sup>2</sup> ]	344	357	411	376
air-entry value	Sr [-]	0,952	0,949	0,957	0,947
Luft Eintrittspunkt	pF	3,537	3,533	3,614	3,575
	Wvol [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	0,3610	0,3990	0,3470	0,3160
<b>ResV</b>	suction [kN/m <sup>2</sup> ]	137600	122200	148000	160500
residual value	Sr [-]	0,046	0,050	0,043	0,141
Restwassergehalt	pF	6,139	6,087	6,170	6,205
	Wvol [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	0,0175	0,0210	0,0155	0,0471
<b>pF = 1,8</b>	suction [kN/m <sup>2</sup> ]	6,3	6,3	6,3	6,3
Feldkapazität	Sr [-]	0,975	0,975	0,978	0,970
	Wvol [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	0,3697	0,4099	0,3546	0,3236
<b>pF = 4,2</b>	suction [kN/m <sup>2</sup> ]	1580	1580	1580	1580
Welkepunkt	Sr [-]	0,702	0,699	0,719	0,717
	Wvol [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	0,2660	0,2939	0,2606	0,2392
<b>w<sub>s</sub></b>	suction [kN/m <sup>2</sup> ]	2849,4	7920,6	6256,3	5028,1
Schrumpfgrenze	Sr [-]	0,628	0,471	0,532	0,584
	pF	4,455	4,899	4,796	4,701
	Wvol [m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	0,2380	0,1980	0,1930	0,1950

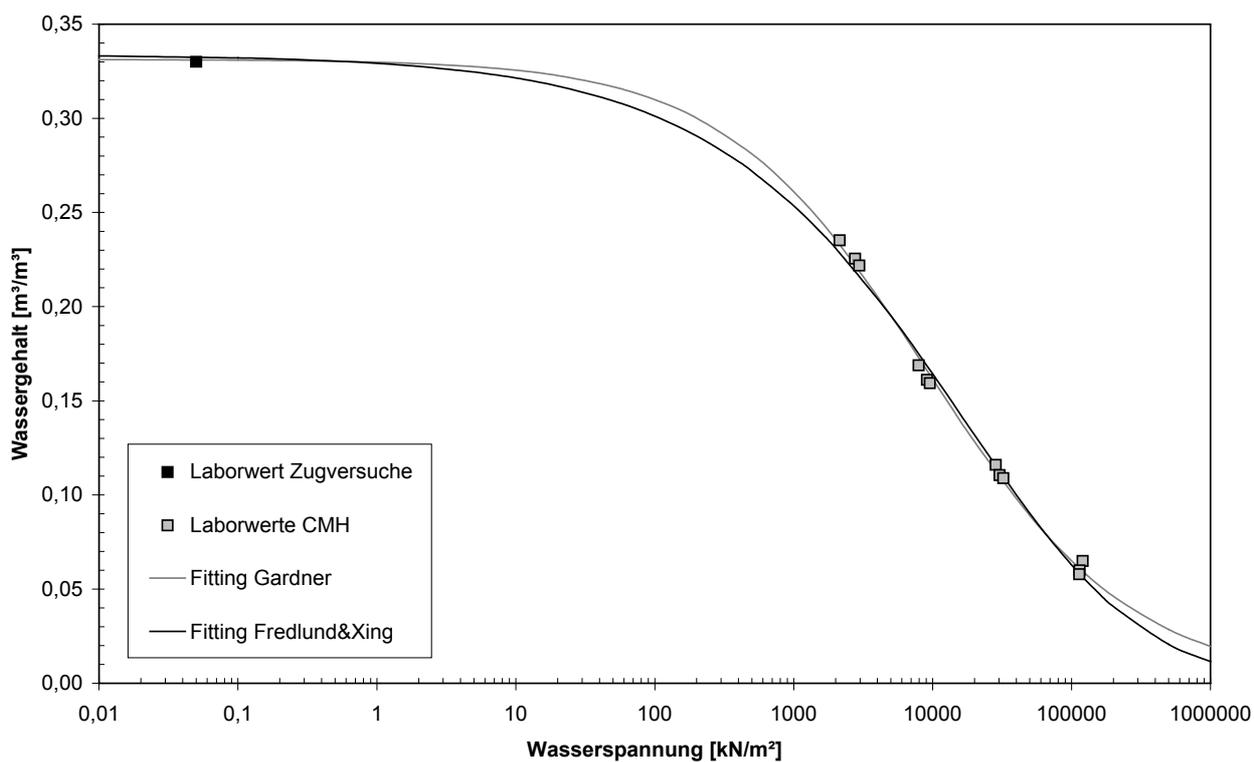


Abbildung A.4.3: Wasserspannungskurve für Ton Themar (Th100o)

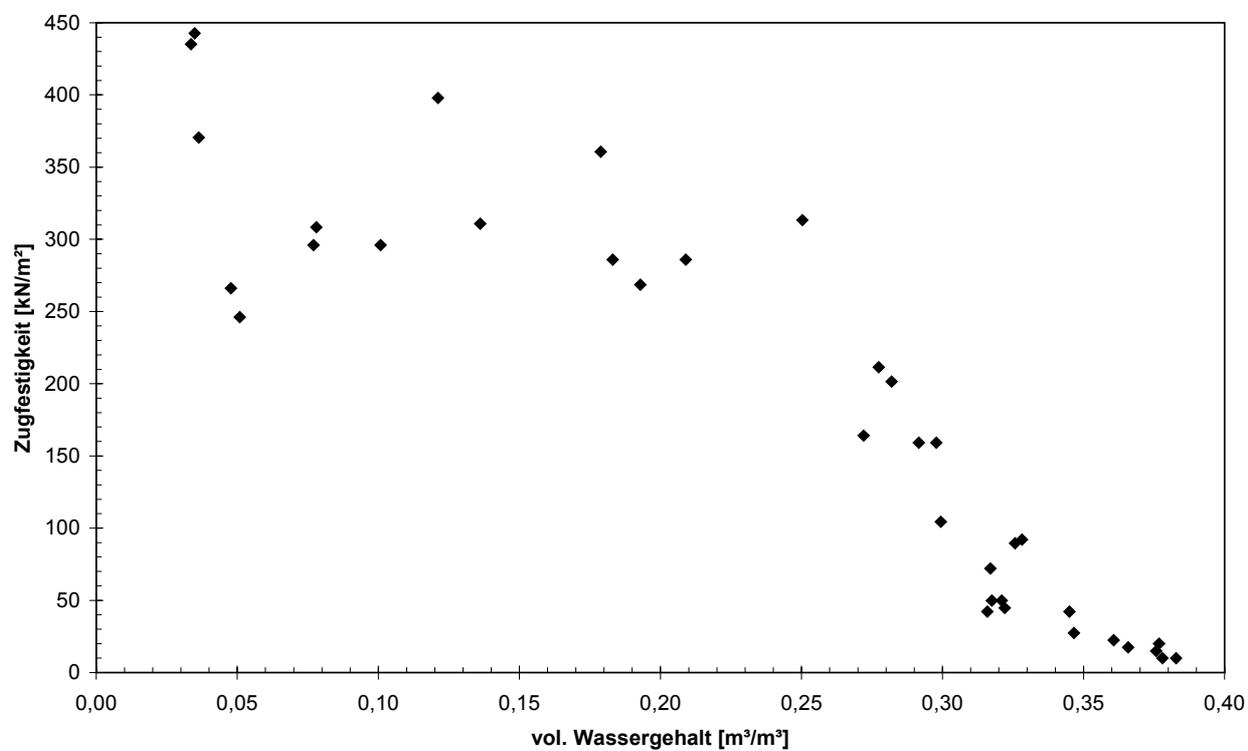


Abbildung A.4.4: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P1100o)

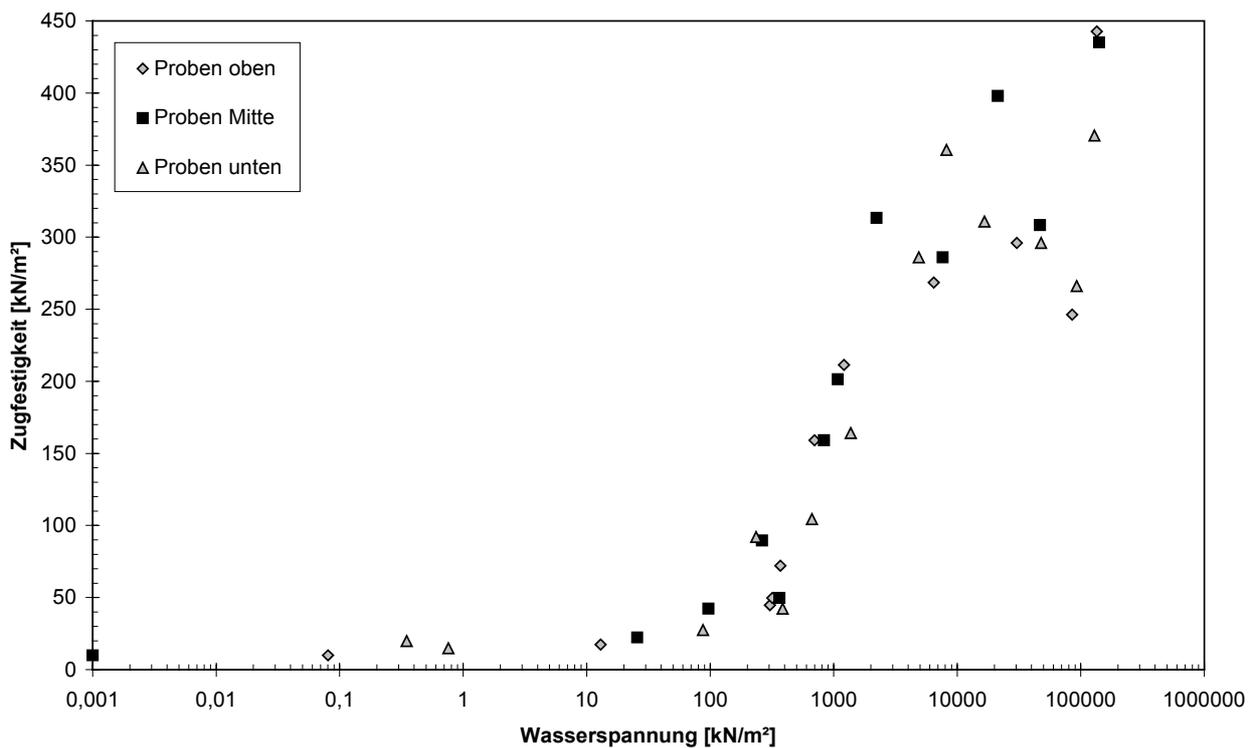


Abbildung A.4.5: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P1100o)

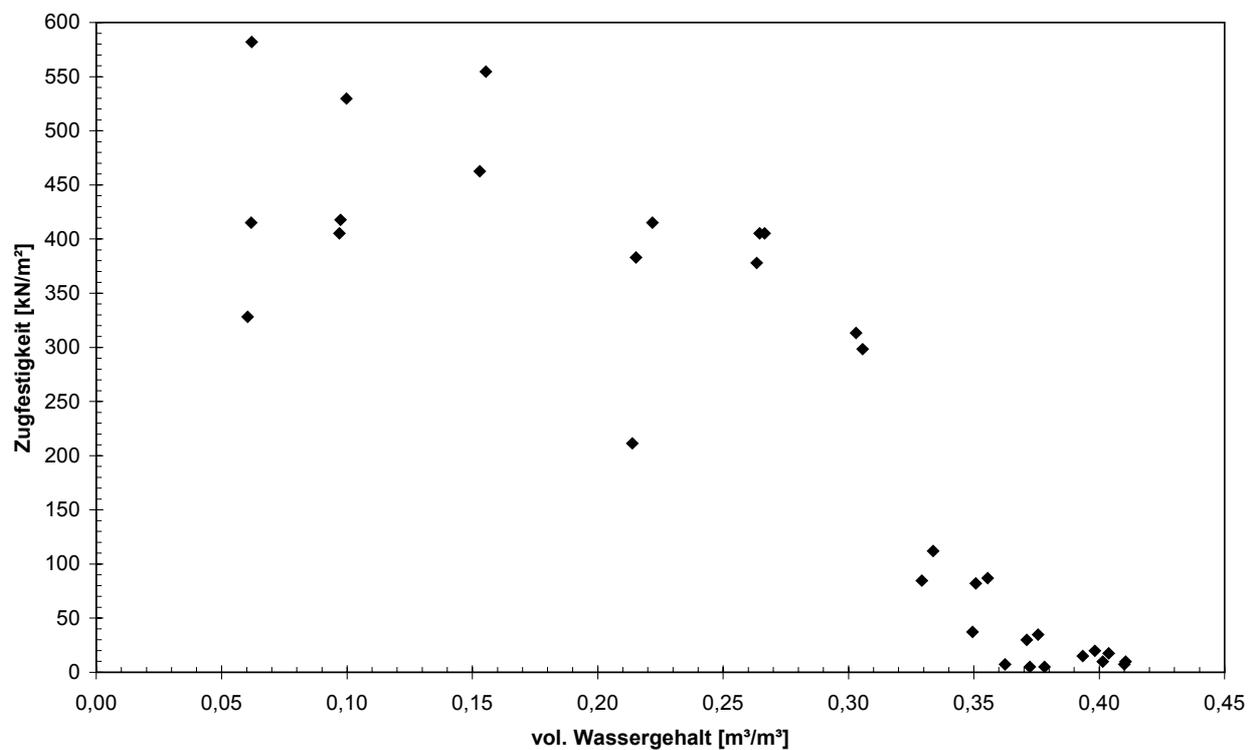


Abbildung A.4.6: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197f)

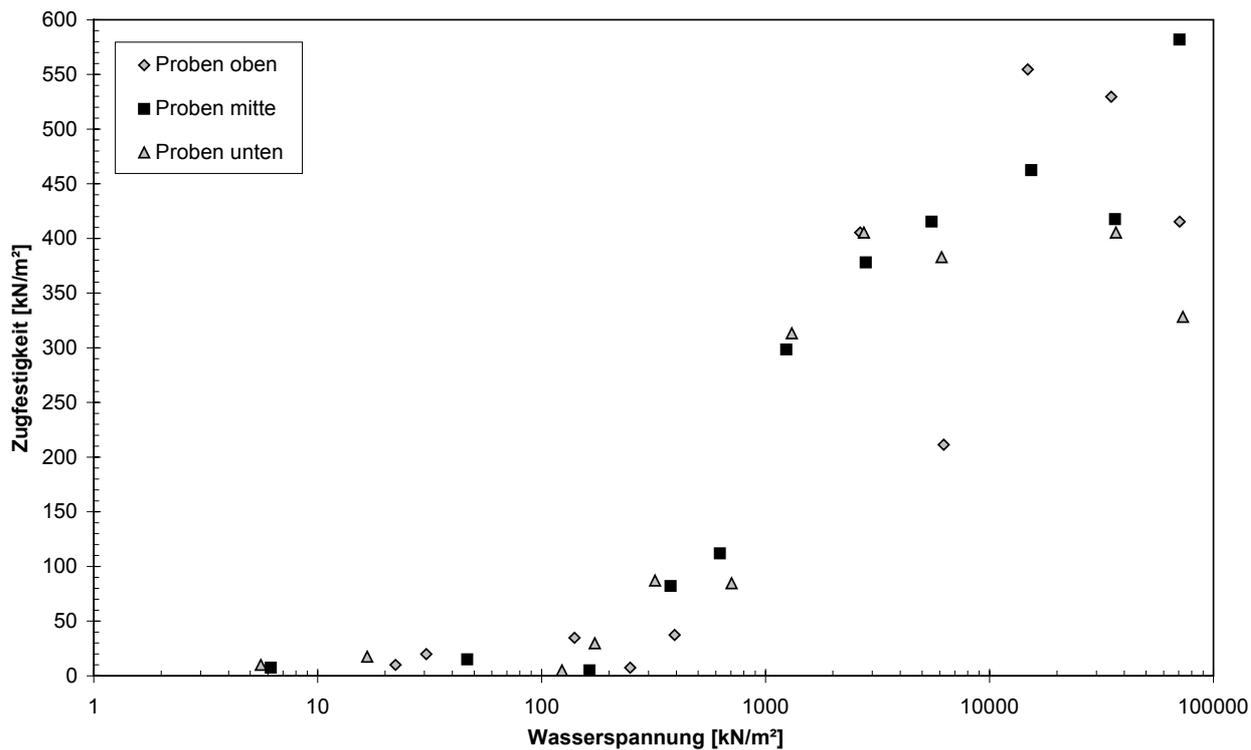


Abbildung A.4.7: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197f)

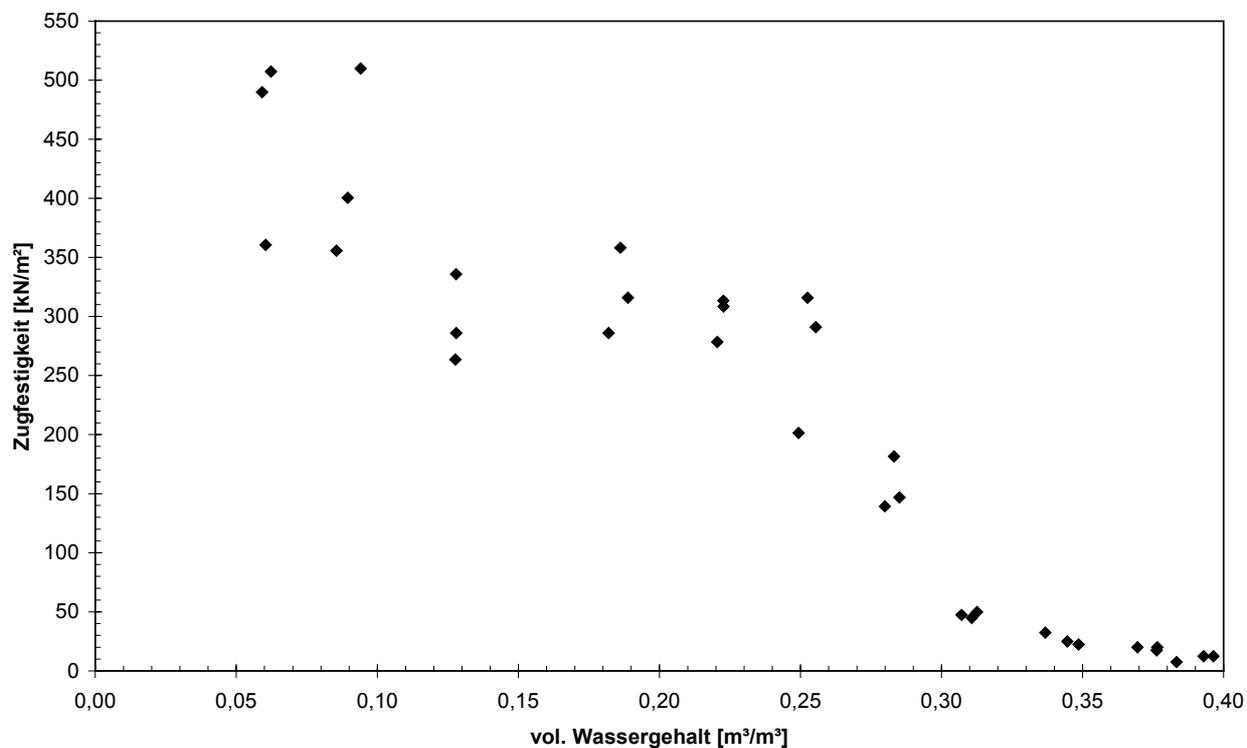


Abbildung A.4.8: Volumetrischer Wassergehalt zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197tr)

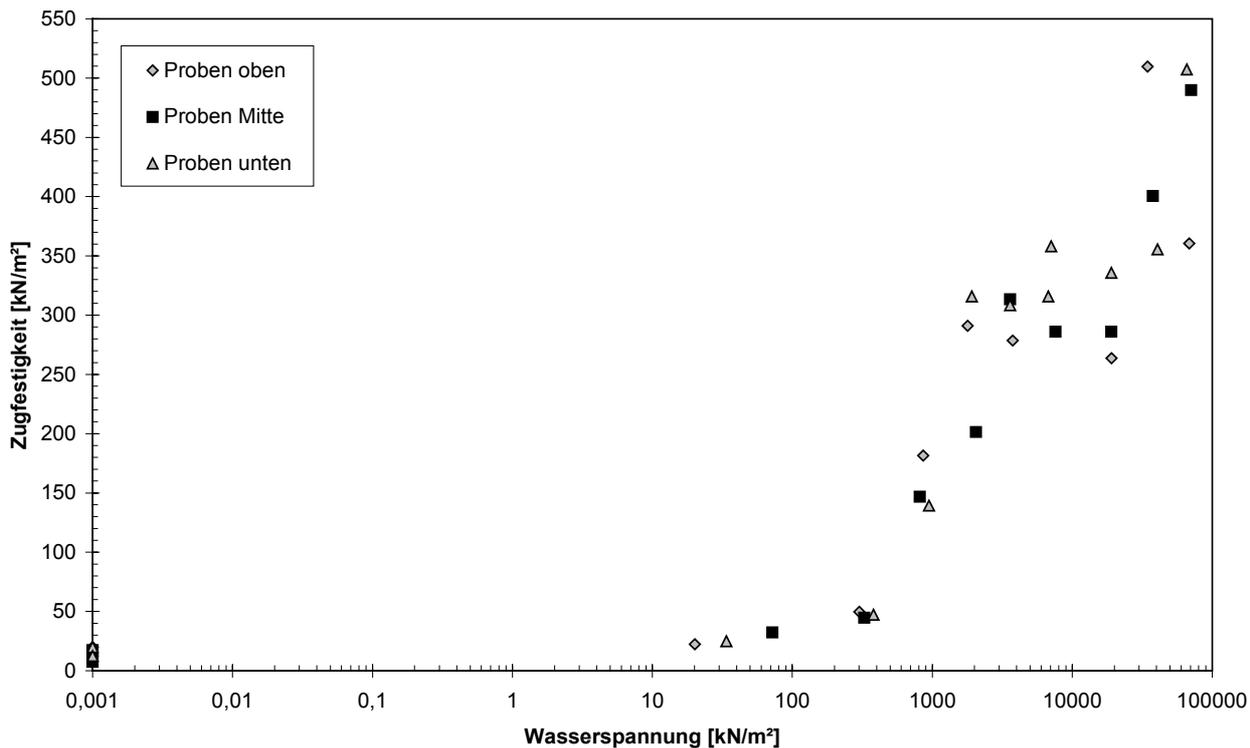
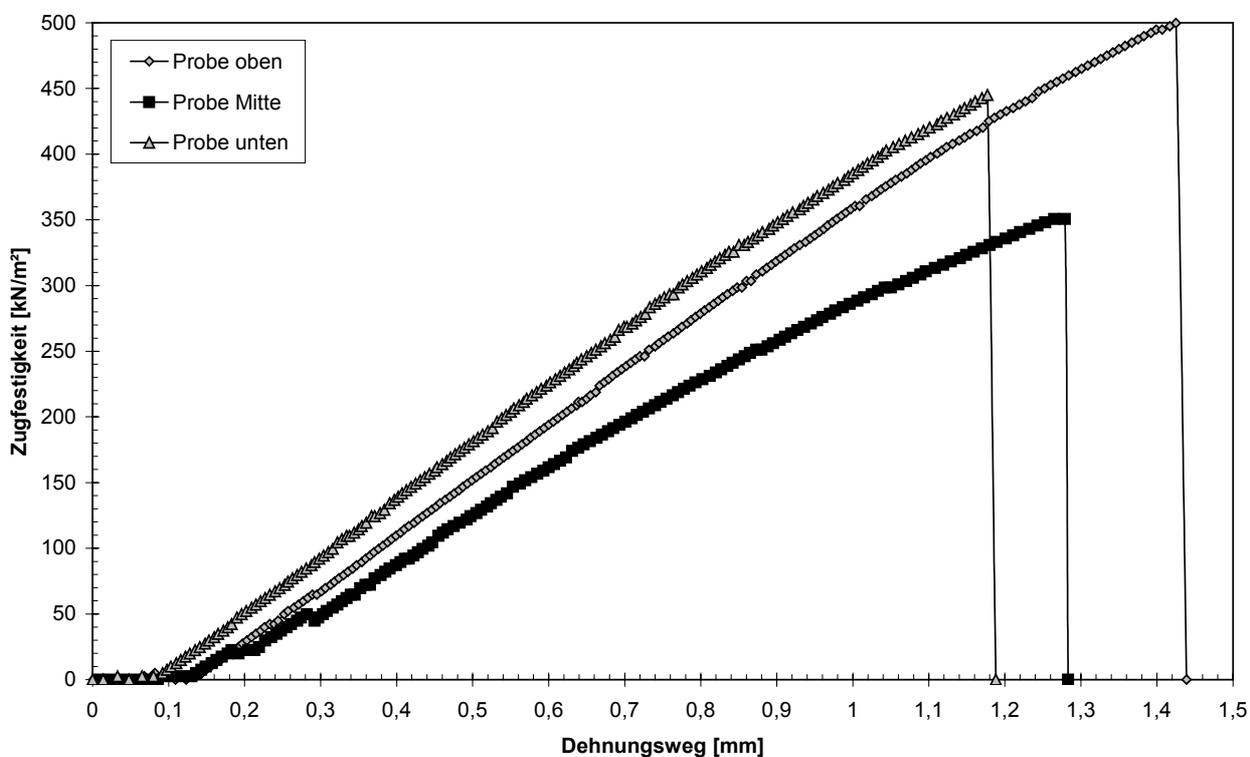


Abbildung A.4.9: Wasserspannung zu Zugfestigkeit, Ton Plessa (P197tr)

Abbildung A.4.10: Festigkeits-Dehnungsverlauf, Ton Themar (Th100o), Proben bei  $w_i = 11,5\%$

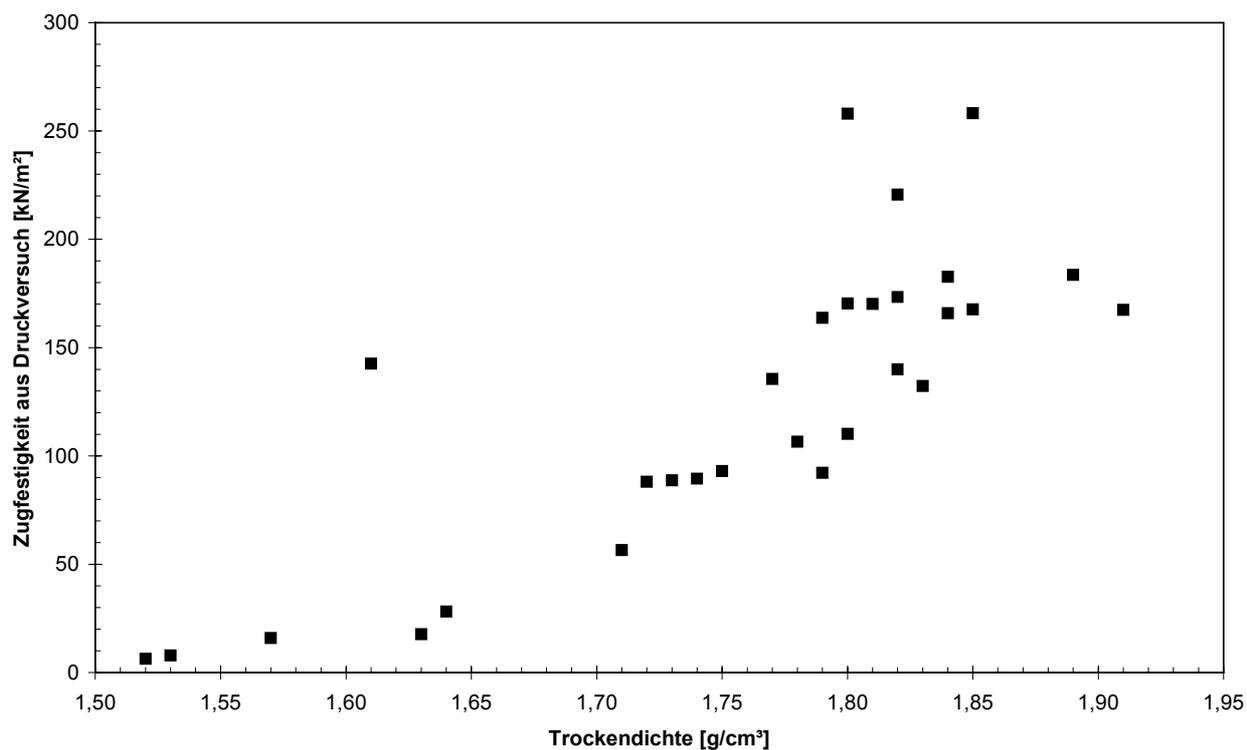


Abbildung A.4.11: Abgeleitete Zugfestigkeiten aus einaxialen Druckversuchen am Ton Plessa (qPl),  
Trockendichte zu Zugfestigkeit