

Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 80



bast

Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden

von

Norbert Vogt
Emanuel Birle
Dirk Heyer
Anita Etz

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau
Technische Universität München

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 80

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die Berichte der BAST zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/benutzung.php?la=de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 05/146/2007/CGB
Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden

Fachbetreuung

Michael Bürger

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-010-6

Bergisch Gladbach, Juni 2013

Kurzfassung – Abstract

Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden

Im Hinblick auf das Lösen werden Boden und Fels nach DIN 18300 beschrieben. Dabei werden bindige Bodenarten in Abhängigkeit von ihrer Konsistenz in unterschiedliche Bodenklassen unterteilt. Bodenarten von leichter bis mittlerer Plastizität und weicher bis halbfester Konsistenz werden der Bodenklasse 4 zugeordnet. Ausgeprägt plastische Tone von weicher bis halbfester Konsistenz gehören der Bodenklasse 5 an. Die Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz ist dabei über die Schrumpfgrenze definiert, die nach DIN 18122-2 bestimmt wird. Bodenarten von fester Konsistenz sind der Bodenklasse 6 zuzuordnen.

Da vor allem bei leichtplastischen Böden der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze häufig oberhalb des Wassergehaltes an der Ausrollgrenze liegt, kommt es bei der Einordnung bindiger Böden in die Bodenklassen der DIN 18300 häufig zu Unklarheiten, was zu Streitfällen zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber führen kann.

Das Ziel des Forschungsvorhabens war es deshalb, ein geeigneteres Kriterium zur Einordnung halbfester und fester Böden in die Bodenklassen der DIN 18300 zu erarbeiten und dazu eine Versuchstechnik zu entwickeln. In einem ersten Schritt wurde das Schrumpfverhalten bindiger Böden analysiert und die Versuchstechnik zur Bestimmung der Schrumpfgrenze untersucht. Es hat sich gezeigt, dass bei Böden mit einer Plastizitätszahl $I_p < 18\%$ der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze in der Regel oberhalb des Wassergehalts an der Ausrollgrenze liegt. Anhand von Untersuchungen zum Schrumpfverhalten an Proben, die bei unterschiedlichen Spannungen vorbelastet worden waren, wurde außerdem festgestellt, dass der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze mit zunehmender Vorbelastung abnimmt. Diese Untersuchungen haben damit bestätigt, dass anhand der nach DIN 18122-2 ermittelten Schrumpfgrenze keine eindeutige Zuordnung in die Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 möglich ist.

Deshalb wurden im Folgenden Untersuchungen zu anderen Kriterien zur Unterscheidung zwischen halbfesten und festen Böden durchgeführt. Hierzu

wurden zunächst Untersuchungen zur einaxialen Druckfestigkeit durchgeführt. Da das Herausarbeiten von ungestörten Probekörpern im relevanten Konsistenzbereich aber mit großen Schwierigkeiten verbunden ist, kann die Verwendung der einaxialen Druckfestigkeit zur Einordnung der Bodenklassen nicht empfohlen werden.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden daher im weiteren Verlauf Untersuchungen zu einem einfach durchzuführenden Versuch durchgeführt, der eine Unterscheidung von halbfestem und festem Boden auf Grundlage der Festigkeit ermöglicht. Dazu wurden an aufbereiteten Böden Eindringversuche mit einer Proctornadel und einer Konusspitze durchgeführt. Die Versuchsergebnisse belegen, dass ein klarer Zusammenhang zwischen der Konsistenz und dem Eindringwiderstand besteht und dass eine Bewertung der Festigkeit mit Hilfe dieser Versuche prinzipiell möglich ist. Zur Festlegung konkreter Werte für eine Unterscheidung der Bodenklassen 4, 5 und 6 gemäß DIN 18300 sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich.

Development of a new experimental technique to determine the limit between semi-solid and solid soils

A classification system for the use of soil and rock in earthworks has been defined in DIN 18300. Therein different classes are described to organize soil and rock. Cohesive soils are classified in regard to their consistency and plasticity. Soils of low and medium plasticity and soft to semi-solid consistency are assigned to soil class 4. Soils of high plasticity and soft to semi-solid consistency are assigned to soil class 5. The limit between semi-solid and solid consistency is defined by the shrinkage limit (DIN 18122-2). Cohesive soils of solid consistency are assigned to soil class 6.

The water content at the shrinkage limit of soils with low plasticity is frequently above the water content at the plastic limit. Therefore, ambiguities in respect to soil classification according to DIN 18300 emerge.

The goal of the research is to develop a criterion to classify cohesive soils of semi-solid and solid consistency and assign it to DIN 18300. If needed a new experimental technique should be designed.

At first, the shrinkage behaviour of cohesive soils was studied and different methods to determine the shrinkage limit were tested. It could be displayed, that for cohesive soils with plasticity index $I_p < 18\%$ the water content at the shrinkage limit is above the water content at the plastic limit. Furthermore it could be shown, that the shrinkage limit decreases with an increase of the preload of the soil samples. The results showed that the shrinkage limit according to DIN 18122-2 is inappropriate for the classification of soil samples according to DIN 18300.

Hence, in the next step it was investigated if soils of semi-solid and solid consistency could be classified according to their strength. At first, unconfined compression test were performed. For undisturbed soil samples only few results could be gained as half of the samples could not be carved out or have cracked during preparation. Hence, the unconfined compression test can not be recommended to classify natural undisturbed soil samples according to DIN 18300.

Thus, simple penetration tests with a proctor needle and cone end were performed. The penetration rate and maximum penetration depth have been kept constant for all tests. For the determination of the influence of the consistency on the soil resistance the tests have been conducted on soil samples of different water contents. The penetration tests show a correlation between consistency and penetration resistance of the proctor needle and the cone end. In principle it is possible to use the test to evaluate the stiffness of cohesive soil samples. To define precise criteria for a classification system more tests have to be performed.

Inhalt

Abkürzungen	7	5.6	Kontinuierliche Volumenbestimmung mit Einschweißtechnik	23
1 Problemstellung	9	6 Klassifizierende Laborversuche	23	
2 Forschungskonzept	9	6.1	Vorgehen	23
2.1 Zielsetzung	9	6.2	Probennahme	23
2.2 Forschungskonzeption	9	6.3	Bodenklassifikation	24
3 Begriffsbestimmung	11	6.3.1	Zustandsgrenzen und Plastizität	24
3.1 Schrumpfgrenze	11	6.3.2	Korngrößenverteilung	24
3.2 Schrumpfmaß	11	6.3.3	Korndichte	24
3.3 Primärschrumpfen	12	6.3.4	Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN/NEFF	27
3.4 Restschrumpfen	12	6.3.5	Aktivitätszahl	27
4 Stand der Wissenschaft und Technik	12	6.3.6	Mineralogische Zusammensetzung ...	28
4.1 Technische Regelwerke	12	6.4	Rückschlüsse aus den Standard- versuchen	29
4.1.1 Bodenklassifizierung – Übersicht	12	7 Schrumpfgrenze und Schrumpfverhalten	29	
4.1.2 DIN 18122-2	15	7.1	Untersuchungen zur Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 und zum Schrumpf- maß nach BS 1377	29
4.1.3 BS 1377	15	7.1.1	Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 ...	29
4.1.4 ZTV E StB	16	7.1.2	Schrumpfmaß nach BS 1377 und DIN 18122-2	30
4.2 Schrumpfverhalten	16	7.1.3	Ergebnisse TA-1	30
4.2.1 Potenzialtheorie	18	7.1.4	Ergebnisse TA-2	31
4.2.2 Saugspannung	18	7.1.5	Ergebnisse TM-1	32
4.3 Schrumpfgrenze nach boden- mechanischer Theorie	20	7.1.6	Ergebnisse TM-2	32
5 Methoden der zerstörungsfreien Volumenbestimmung	21	7.1.7	Ergebnisse TL-1	32
5.1 Bestimmung des Volumens über digitale Bildträger	21	7.1.8	Ergebnisse TL-2	32
5.2 Bestimmung der vertikalen Verformung über Messuhren	21	7.2	Untersuchung des Schrumpfverhaltens des Bodens ohne Auflast	34
5.3 Volumenbestimmung mit Hilfe eines Lasers	22	7.2.1	Ziel	34
5.4 Volumenbestimmung mit Hilfe der Ballonmethode	22	7.2.2	Versuchsdurchführung nach DIN 18122-2	34
5.5 Kontinuierliche Volumenbestimmung über Verdrängung in Polymerflüssigkeit ...	23	7.2.3	Ergebnisse TA-1	35
		7.2.4	Ergebnisse TM-1	36

7.2.5	Versuchsdurchführung in Anlehnung an DIN 18122-2 mit Größtkorn 2 mm . . .	36	9.3.2	Einaxialer Druckversuch an aufbereiteten Bodenproben	67
7.2.6	Ergebnisse TM-4	36	9.4	Eindringversuche mit Proctornadel und Konusspitze	73
7.2.7	Zusammenfassung	38	9.4.1	Versuchsdurchführung	74
7.3	Versuchsreihen zur Ermittlung der Auswirkung der Vorbelastung des Bodens auf sein Schrumpfverhalten	38	9.4.2	Ergebnisse	75
7.3.1	Ziel	38	9.5	Zusammenfassung und Bewertung . . .	84
7.3.2	Versuchsdurchführung	38	10	Zusammenfassung und Ausblick . . .	86
7.3.3	Ergebnisse TA-1	39	11	Literatur	87
7.3.4	Ergebnisse TM-1	44		Normen	89
7.3.5	Ergebnisse TL-1	50			
7.3.6	Zusammenfassende Betrachtungen . . .	51			
7.4	Untersuchung zur Porengrößenverteilung	52			
7.4.1	Versuchskonzept	52			
7.4.2	Verfahren der Quecksilberporosimetrie	52			
7.4.3	Versuchsablauf	53			
7.4.4	Ergebnisse TA-1	54			
7.4.5	Ergebnisse TL-1	54			
7.5	Folgerungen	55			
8	Saugspannungsuntersuchungen . . .	56			
8.1	Allgemeines	56			
8.2	Versuchsdurchführung	56			
8.3	Ergebnisse TM-2	57			
8.4	Ergebnisse TL-1	57			
8.5	Ergebnisse TL-3	59			
8.6	Ergebnisse TL-4	59			
8.7	Bewertung und Zusammenfassung . . .	59			
9	Festigkeitsuntersuchungen an Böden	60			
9.1	Konzept	60			
9.2	Probengewinnung	61			
9.3	Einaxialer Druckversuch	63			
9.3.1	Einaxialer Druckversuch an ungestörten Bodenproben	63			

Abkürzungen

Latein

A_{Boden}	cm ²	Fläche des trockenen Bodens
A_{Ring}	cm ²	Fläche des Stahlrings
d_0	cm	Ausgangsdurchmesser
e	-	Porenzahl
e_{AB}	-	Ausbauporenzahl
E_s	MN/m ²	Steifemodul
h_0	cm	Ausgangshöhe
h_{AB}	cm	Ausbauhöhe
h_d	cm	Höhe der trockenen Probe
I_p	%	Plastizitätszahl
L_0	cm	Ausgangslänge der Probe
$L_{\text{d BS}}$	cm	Länge der trockenen Probe
L_s	%	Lineares Schrumpfmaß
m_{AB}	g	Ausbaumasse
m_0	g	Ausgangsmasse
m_d	g	Trockenmasse
S_r		Sättigungsgrad
V_0	cm ³	Ausgangsvolumen
V_d	cm ³	Trockenvolumen
$V_{\text{d-Ring-SL}}$	cm ³	Trockenvolumen der Probe des nach DIN 18122-2 durchgeführten Versuchs. Bestimmung mittels Schieblehre
$V_{\text{d-Ring-Tauch}}$	cm ³	Trockenvolumen der Probe des nach DIN 18122-2 durchgeführten Versuchs. Bestimmung mittels Tauchwägung
V_s	%	Volumenschrumpfmaß
$V_{\text{S Ring}}$	%	Volumenschrumpfmaß der Probe des nach DIN 18122-2 durchgeführten Versuchs
w_0	%	Ausgangswassergehalt
w_{AB}	%	Ausbauwassergehalt
w_L	%	Fließgrenze
w_p	%	Ausrollgrenze
w_S	%	Schrumpfgrenze

$w_{\text{S-Tauch}}$ % Schrumpfgrenze nach Tauchwägung

$w_{\text{S-SL}}$ % Schrumpfgrenze nach Volumenbestimmung mittels Schieblehre

Griechisch

ε^*		bezogene Dehnung
σ	kPa	totale Vertikalspannung
σ'	kPa	effektive Vertikalspannung
ρ_s	g/cm ³	Korndichte
ρ_w	g/cm ³	Dichte von Wasser

1 Problemstellung

Beim Lösen bindiger Böden besteht ein Zusammenhang zwischen Lösbarkeit, Wassergehalt und Konsistenz des Bodens. Diesem wird in der VOB, Teil C DIN 18300 Rechnung getragen, indem die Grenzwerte zwischen den Bodenklassen 4, 5 und 6 über die Konsistenz definiert sind. Hierbei werden der Bodenklasse 4 alle Bodenarten mit leichter und mittlerer Plastizität in weicher bis halbfester Konsistenz zugeordnet. Die Bodenklasse 5 umfasst ausgeprägt plastische Tone in weicher bis halbfester Konsistenz. Feinkörnige Böden fester Konsistenz sind der Bodenklasse 6 zuzuordnen. Die Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz ist dabei über die Schrumpfgrenze definiert, die nach DIN 18122-2 bestimmt wird.

Die Schrumpfgrenze reiht sich als eine der Atterberg'schen Grenzen zur Bestimmung der Konsistenz ein, wobei nach DIN 18122-1 die Fließgrenze den Übergang zwischen flüssiger und breiiger Konsistenz und die Ausrollgrenze den Übergang zwischen steifer und halbfester Konsistenz darstellen. Die Schrumpfgrenze als Übergang zwischen halbfester und fester Konsistenz weist hierbei nach bodenmechanischer Theorie den geringsten Wassergehalt auf, da dieser mit zunehmender Konsistenz abnimmt. Dies ist jedoch in der Realität nicht immer der Fall. Der Wassergehalt an der Ausrollgrenze liegt vor allem bei leichtplastischen Böden häufig unterhalb des Wassergehaltes an der Schrumpfgrenze. Dies führt aufgrund einer unpräzisen Zuordnung der Bodenklassen häufig zu Streitfällen zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber.

2 Forschungskonzept

2.1 Zielsetzung

Mit der vorliegenden Forschungsarbeit soll die vorhandene Versuchstechnik zur Unterscheidung zwischen den Bodenarten 4 und 6 bzw. 5 und 6 evaluiert und verbessert werden. Hierbei soll das durch die Verwendung der Konsistenzgrenzen zur Klassifizierung auftretende Problem, dass der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze über dem Wassergehalt an der Ausrollgrenze liegen kann, näher betrachtet werden. Ziel dieser Forschung ist eine eindeutige Einordnung bindiger Böden in die Bodenklassen der DIN 18300. Eine präzise Einordnung der Böden soll zur Vermeidung von Streitfällen im

Erdbau beitragen und ist somit im beiderseitigen Interesse von Auftragnehmer und Auftraggeber. In einem ersten Schritt sollen das Schrumpfverhalten bindiger Böden analysiert und die Methoden zur Bestimmung der Schrumpfgrenze weiterentwickelt werden. In einem nächsten Schritt soll untersucht werden, inwieweit andere Parameter, welche die Festigkeit des Bodens beschreiben, z. B. die einaxiale Druckfestigkeit, für die Einordnung bindiger Böden in Lösbarkeitsklassen herangezogen werden können.

2.2 Forschungskonzeption

In Bild 2-1 ist das Untersuchungskonzept dazu schematisch dargestellt. Der Schwerpunkt des Vorhabens liegt, wie bereits ersichtlich, in der Konzeption, Durchführung und Auswertung von Laborversuchen.

Im ersten Schritt sollen im Hinblick auf ihre Konsistenz und ihre Plastizität geeignete bindige Böden ausgewählt werden. Da die in weiteren Schritten durchzuführenden Untersuchungen zum Teil ungestörte Proben voraussetzen, muss das zu untersuchende Probematerial auch im ungestörten Zustand vorliegen. Um eine Aussagekraft für verschiedene bindige Böden zu bekommen, werden je zwei Böden leichter, mittlerer und ausgeprägter Plastizität gesucht, bei denen der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze geringer ist als der an der Ausrollgrenze. Des Weiteren sollen vier Böden untersucht werden, deren Wassergehalt an der Schrumpfgrenze über dem Wassergehalt an der Ausrollgrenze liegt. Dieses Phänomen tritt vor allem bei leicht- bis mittelplastischen Böden auf. Der Grund für dieses Verhalten liegt nach von SOOS (2001) in dem regellosen, sperrigen Gefüge, welches sich durch die Aufbereitung der Probe und das anschließende Schrumpfen aus einer vormals parallel ausgerichteten Struktur entwickelt. Der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze wird nach von SOOS (2001) daher überschätzt. Die durch die Versuchstechnik entstehende hohe Porenzahl mit dem daraus resultierend hohen Restschrumpungsanteil und Wassergehalt entspricht im Allgemeinen nicht den Eigenschaften vorbelasteter, natürlicher Böden.

Zur Auswahl der Böden wird eine bodenmechanische Klassifizierung nach DIN EN ISO 14688 und DIN 18196 der infrage kommenden Bodenproben durchgeführt. In diesem ersten Schritt werden er-

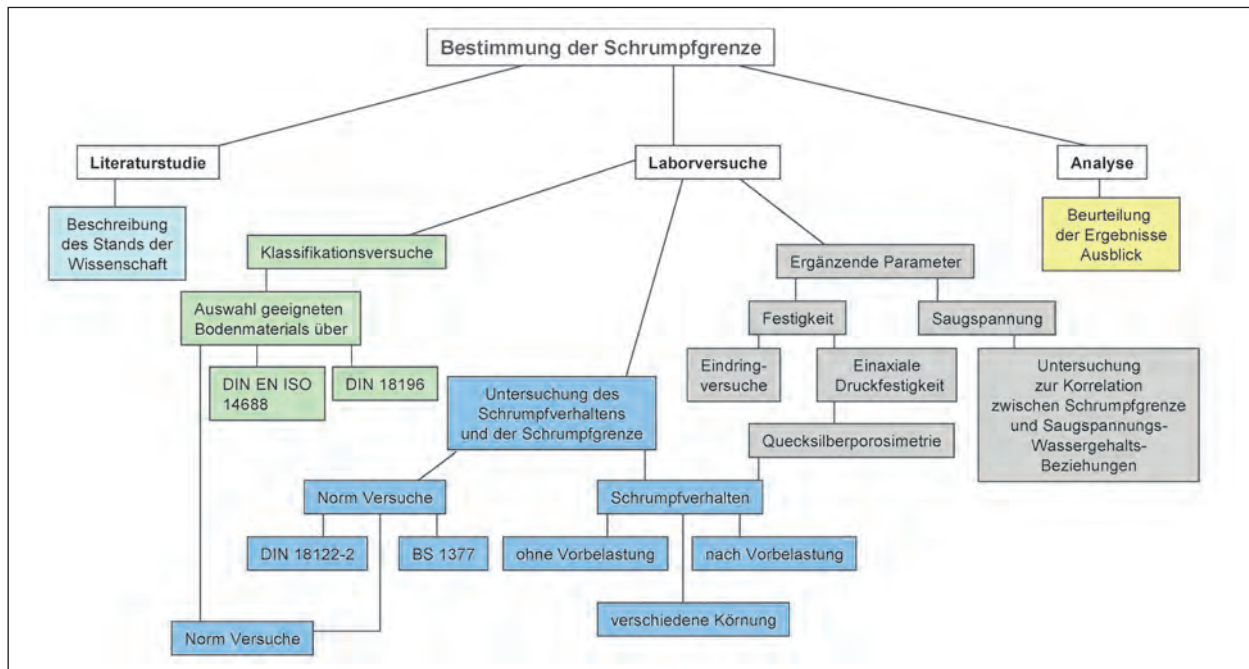


Bild 2-1: Versuchskonzept

gänzend die Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 und das Schrumpfmaß nach BS 1377 bestimmt. Die Ergebnisse der Schrumpfversuche nach Norm werden für die weiteren Versuche als Vergleichswerte herangezogen.

Nach der Wahl des Probenmaterials werden Untersuchungen zum Schrumpfverhalten unbelasteter Proben entsprechend dem Versuch nach DIN 18122-2 durchgeführt. Das Schrumpfverhalten wird dabei mittels regelmäßiger Wägung und Volumenbestimmung mit der Schieblehre während des Schrumpfvorganges untersucht. Parallel zu den Untersuchungen im Labor werden verschiedene Methoden zur zerstörungsfreien Volumenbestimmung der Bodenprobe geprüft:

- Volumenmessung mittels Schieblehre,
- Volumenbestimmung mit Hilfe einer Messuhr,
- Volumenbestimmung über Einschweißen,
- Volumenbestimmung mit Hilfe digitaler Fotografie,
- Volumenbestimmung mit Ballonmethode gemäß CARTER et al. (2007),
- Volumenbestimmung mit Laser,
- Volumenbestimmung über Tauchwägung in Polymerflüssigkeit.

Anhand dieser Untersuchungen soll geklärt werden, inwieweit die Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2, welche unter Vernachlässigung der Restschrumpfung und unter Annahme gesättigter Verhältnisse an der Schrumpfgrenze bestimmt wird, das tatsächliche Schrumpfverhalten von an der Fließgrenze aufbereiteten Böden wiedergibt.

Der Einfluss der Vorgeschichte des Bodens auf das Schrumpfverhalten soll in einem dritten Schritt bestimmt werden. Dazu werden an der Fließgrenze aufbereitete Böden unter ödometrischen Verhältnissen bei konstanten Vertikalspannungen zunächst unter verschiedenen Maximalspannungen konsolidiert und anschließend unter atmosphärischen Bedingungen ohne Belastung getrocknet. Dabei soll das Schrumpfverhalten der unterschiedlich stark vorbelasteten Böden untersucht werden, wobei die eingangs dargestellte Problematik, dass der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze bei leichtplastischen bis mittelplastischen Böden häufig oberhalb des Wassergehalts an der Ausrollgrenze liegt, noch einmal genauer betrachtet werden soll.

Das Schrumpfverhalten und damit auch die Schrumpfgrenze werden nach SRIDHARAN (1971) wesentlich von der Porengrößenverteilung des Bodens beeinflusst. Vor diesem Hintergrund wurde die Quecksilberporosimetrie an Bodenproben durchgeführt, die nach einer Aufbereitung an der Fließgrenze unter verschiedenen Ausgangsbelastungen kon-

solidiert wurden und anschließend frei schrumpfen konnten.

Da die Steifigkeit und Scherfestigkeit bindiger Böden einen wesentlichen Einfluss auf die Lösbarkeit ausüben, sollte in einem vierten Schritt die einaxiale Druckfestigkeit der verschiedenen Böden in Abhängigkeit vom Wassergehalt bestimmt werden. Hierbei wurden ungestörte Bodenproben von ihrem natürlichen Wassergehalt bis auf Wassergehalte im Bereich der Schrumpfgrenze heruntergetrocknet und anschließend die einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt der verschiedenen Proben bestimmt. Hierbei ist darauf zu achten, dass die einaxiale Druckfestigkeit ungestörter Bodenproben von einer Vielzahl von Parametern abhängt, die nicht genau quantifiziert werden können.

Des Weiteren soll die Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit vom Wassergehalt auch an aufbereiteten Bodenproben ermittelt werden. Damit sollen Aussagen über den Einfluss unterschiedlicher Böden (leicht-, mittel- und ausgeprägt plastisch) und Bodenstrukturen auf die Druckfestigkeit gewonnen werden.

Um ein zur Bestimmung der Scherfestigkeit im Vergleich zum einaxialen Druckversuch weniger aufwändigen Versuch einzuführen, wurde ein Eindringversuch entwickelt und getestet. Dazu wurden eingepresste Bodenproben auf verschiedene Wassergehalte heruntergetrocknet und mit Hilfe eines Ausstechrings ausgearbeitet, bevor mit behinderter Seitendehnung ein Konus bzw. eine Proctornadel weggesteuert in die Probe eingedrückt wurden. Die Kraftentwicklung beim Eindringen des Konus bzw. der Proctornadel wurden aufgezeichnet. Die hier dargestellten Versuche wurde ausschließlich an aufbereiteten Bodenproben durchgeführt und dienen als Grundlage zur Entwicklung einer neuen Versuchstechnik.

Ebenso wie der Schrumpfvorgang beruht die Festigkeitszunahme bindiger Böden bei einer Reduzierung des Wassergehaltes u. a. auf der Oberflächenspannung des Wassers und daraus resultierenden Kapillarkräften. Kapillarkräfte üben eine Vorspannung auf das Korngerüst aus und führen zu einer Zunahme der Korn-zu-Korn-Spannungen. Daneben finden bei feinkörnigen Böden ausgeprägte Wechselwirkungen zwischen dem Bodenwasser und den Tonmineralen in Form von adsorptiven und osmotischen Prozessen statt. Zusammen mit den Kapillarkräften können die zwischen Fest-

stoff und Wasser wirkenden Adsorptionskräfte über das Matrixpotenzial, welches auch als Saugspannung bezeichnet wird, erfasst werden. Vor diesem Hintergrund sollte in einem fünften Schritt der Zusammenhang zwischen dem Matrixpotenzial und dem Wassergehalt bestimmt werden. Dazu sollten die Proben ebenfalls zunächst an der Fließgrenze aufbereitet werden. Zur Ermittlung der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung ist eine Versuchstechnik vorzusehen, welche die Messung der in feinkörnigen Böden auftretenden sehr hohen Saugspannungen ermöglicht. Tensiometer sind dazu ungeeignet. Es wird dazu ein Feuchtigkeitsmessgerät nach der Taupunktmethode eingesetzt, welches sich durch große Präzision und vergleichsweise sehr kurze Messdauern auszeichnet. Anhand der oben beschriebenen Untersuchungen soll geprüft werden, inwieweit die einaxiale Druckfestigkeit, der Widerstand der Bodenprobe beim Eindringversuch und die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung für die Bestimmung der Schrumpfgrenze und für die Einordnung bindiger Böden in Lösbarkeitsklassen herangezogen werden können.

3 Begriffsbestimmung

3.1 Schrumpfgrenze

Der Wassergehalt, bei der die Volumenverminderung beim Trocknen des Bodens abgeschlossen ist, wird nach SCHULTZE et al. (1967) als Schrumpfgrenze w_s bezeichnet. In DIN 18122-2 wird die Schrumpfgrenze als Übergang zwischen halbfester und fester Konsistenz des Bodens definiert und nach Gleichung (3-1) bestimmt. Es wird dabei von einer Vollsättigung der Probe bis zum Erreichen der Schrumpfgrenze ohne weitere Restschrumpfung ausgegangen. Somit kann von der bis zur Massenkonstanz getrockneten Probe auf die Schrumpfgrenze geschlossen werden.

$$w_s = \left(\frac{V_d}{m_d} - \frac{1}{\rho_s} \right) \cdot \rho_w \quad (\text{Gl. 3-1})$$

3.2 Schrumpfmaß

Die Versuchsdurchführung zur Bestimmung des linearen Schrumpfmaßes wird im BS 1377 definiert. Das lineare Schrumpfmaß L_s gibt den prozentualen Längenverlust einer Probe mit definiertem Anfangswassergehalt bis zum Eintreten der Schrumpfgrenze an.

Schrumpfmaß S [%]	Baugrundbeschaffenheit	Schrumpff Gefahr
< 5	gut	gering
5-10	mittel	mittel
10-15	schlecht	groß
> 15	sehr schlecht	sehr groß

Tab. 3-1: Baugrundbeurteilung mit Hilfe des Schrumpfmaßes, entnommen aus v. SOOS (2001)

$$L_s = \frac{L_0 - L_d}{L_0} \quad (\text{Gl. 3-2})$$

L_0 Ausgangslänge der Probe

L_d Trockenlänge der Probe

Das Schrumpfmaß S dient nach SCHULTZE et al. (1967) ebenfalls als Maß für die Baugrundbeschaffenheit und zur Beurteilung möglicher Schrumpfvorgänge (siehe Tabelle 3-1).

Das Volumenschrumpfmaß V_s dient der prozentualen Beurteilung des räumlichen Volumenverlustes.

$$V_s = \frac{V_0 - V_d}{V_0} \cdot 100 \quad (\text{Gl. 3-3})$$

Eine Umrechnung vom dreidimensionalen Schrumpfmaß auf das eindimensionale Schrumpfmaß L_s ist nach DEMBERG (1979) über Gleichung (3-4) möglich.

$$L_s = \left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{V_s + 100}} \right) \cdot 100 \quad (\text{Gl. 3-4})$$

3.3 Primärschrumpfen

Primärschrumpfen bezeichnet nach SCHULTZE et al. (1967) den Volumenverlust des Bodens infolge der Kapillarkraft des Wassers.

3.4 Restschrumpfen

Die Restschrumpfung bezeichnet das Schrumpfverhalten des Bodens nach Erreichen der Volumenkonstanz. Die Restschrumpfung entsteht infolge von Hydratationskräften, die auf die Probe wirken.

4 Stand der Wissenschaft und Technik

4.1 Technische Regelwerke

4.1.1 Bodenklassifizierung – Übersicht

Die DIN 18300 ist Bestandteil der „VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen ATV – Erdarbeiten“. Diese greift in allen Fällen, bei denen vertraglich die VOB vereinbart wurde. Die DIN 18300 gliedert sich in sechs Kapitel, wobei Kapitel 2 „Stoffe, Bauteile, Boden und Fels“ die Problemstellung der Forschungsarbeit tangiert. Es findet hier eine Einstufung der Vorgänge Lösen, Laden, Fördern, Einbauen und Verdichten in sieben Klassen statt. Nach FLOSS (2001) dient diese Einstufung als Grundlage für Planung, Kostenkalkulation und Maschineneinsatz. Eine einheitliche Ausschreibung der Bauleistungen soll somit ermöglicht werden. Die hier vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Klassen 4 bis 6 der oben genannten Einteilung. Die Klasse 4 „mittelschwer lösbare Bodenarten“ umfasst bindige Böden leichter bis mittlerer Plastizität in weicher bis halbfester Konsistenz. Der Bodenklasse 5 werden „schwer lösbare Bodenarten“ zugeordnet. Hierzu zählen neben den nicht bindigen Böden, die in dieser Forschungsarbeit nicht behandelt werden, ausgeprägt plastische Tone mit weicher bis halbfester Konsistenz. Der Klasse 6 werden „leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten“ zugeordnet. Dazu zählen „... vergleichbare feste oder verfestigte bindige oder nichtbindige Bodenarten“ (DIN 18300). Somit ist die Zuordnung der Klassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 durch den Übergang von halbfester zu fester Konsistenz definiert und wird mit Hilfe der Schrumpfgrenze (DIN 18122-2) ermittelt. Die Bodenklassen der DIN 18300 sind der Übersicht halber in Tabelle 4-1 dargestellt.

Die Klassifizierung der Böden in 7 Klassen wird aufgrund von ungenauen Abgrenzungskriterien von HEELING (2008) kritisiert. Hierbei stellt HEELING (2008) dar, dass die DIN 18300 keine einheitlichen Klassifikationskriterien bietet. Die Klassifikation findet, je nach Bodenklasse, anhand verschiedener Kriterien wie Kornverteilung, Konsistenz, Plastizität oder Bodenart statt.

Sowohl HEELING (2008) als auch KIEKBUSCH (1999) vergleichen die DIN 18300 mit der DIN 18311:2006-10 „Nassbaggerarbeiten“, die ebenfalls

Klasse	Hauptbodenart	Kornverteilung Steine			Konsistenz Beschaffenheit	Plastizität	Sonstiges
		Anteil	Rauminhalt	Ton und Schluff			
1	Oberboden	z.B. Ton-, Schluff-, Sand-, Kies-Gemische					Humus, Bodenlebewesen
2					flüssig bis breiig		gibt Wasser schwer ab
3	nicht bindig bis schwach bindig	Sande, Kiese, Sand-Kies-Gemische	$\leq 30\%$	$\leq 0.01 \text{ m}^3$	$\leq 15\%$		
	organisch						geringer Wassergehalt
4		Ton-, Schluff-, Sand-Kies-Gemische			$> 15\%$		
	bindig		$\leq 30\%$	$\leq 0.01 \text{ m}^3$		weich bis halbfest	leicht bis mittel
5		wie 3 und 4	$> 30\%$	$\leq 0.01 \text{ m}^3$			
			$\leq 30\%$	$0.01 \text{ m}^3 - 0.1 \text{ m}^3$			
		Ton				weich bis halbfest	ausgeprägt
6	Fels, bindig oder nichtbindig					fest oder verfestigt innerer mineralisch gebundener Zusammenhalt; geringe Gefügesteifigkeit klüftig oder verwittert	
	nicht bindig, bindig		$> 30\%$	$0.01 \text{ m}^3 - 0.1 \text{ m}^3$			
7	Fels					innerer, mineralisch gebundener Zusammenhalt, hohe Gefügesteifigkeit, wenig klüftig oder verwittert	

Tab. 4-1: DIN 18300:2006-10 nach HEELING (2008)

zu den Verdingungs- und Vertragsordnungen zählen. Hier wurde eine neue Einteilung der Bodenklassen gefunden. Die DIN 18311 bietet eine Einordnung der Böden getrennt nach bindigen (Bodenklasse BOB 1 bis BOB 4) und nicht bindigen (Bodenklasse NB 1 bis NB 4) Bodenarten sowie Felsklassen (F1 bis F2) an. Damit unterscheidet sich die Norm grundlegend von der DIN 18300, in der die Boden- und Felsklassen 1-6 ineinander übergehen. Da es sich in beiden Fällen um die Ausschreibung, Vergabe und Abrechnung bei der Bearbeitung von Böden handelt, schlagen HEELING und KIEKBUSCH hier eine Vereinheitlichung der Normung vor. Die Grundproblematik der Normungen für Erdarbeiten und Nassbaggerarbeiten ist jedoch grundsätzlich verschieden. Während die Einordnung der Böden bei Erdarbeiten (Lösen, Laden, Fördern) eher als zu ungenau beschrieben wird, wurde die alte Norm DIN 18311:2000-12 als zu fein strukturiert beschrieben.

KIEKBUSCH (1999) hingegen weist überwiegend auf die Problematik der Einordnung der bindigen Böden zu den Bodenklassen der DIN 18300 bzw. DIN 18311 hin. Hierbei wird versucht, einen Zu-

sammenhang zwischen der undrained Scherfestigkeit c_u und der Konsistenzzahl I_c zu entwickeln. Verschiedene Versuchsgeräte und Zusammenhänge werden von PIETSCH (1996) dargestellt. PIETSCH (1996) schlägt alternative Indexversuchsmethoden zur Abgrenzung bindiger Böden vor. Des Weiteren untersuchte PIETSCH (1996) die Festigkeit der Böden in Abhängigkeit von der Konsistenz. Ein Schwerpunkt der Untersuchungen ist die Festigkeitsermittlung des Bodens mittels Taschenpenetrometers, Laborflügelsonde und undrained unconsolidierten Triaxialversuchs. Dabei stellt PIETSCH (1996) die Abhängigkeit zwischen Konsistenz und Festigkeit, wie in Bild 4-1 beschrieben, dar.

KIEKBUSCH (1999) schlägt zur eindeutigeren Klassifizierung und zur übergreifenden Anwendung der Normen für Nassbaggerarbeiten (DIN 18311) und Erdarbeiten (DIN 18300) die Anwendung der undrained Scherfestigkeit als Abgrenzungskriterium bindiger Böden zwischen den Bodenklassen der DIN 18311 und 18300 vor.

Untersuchungen zur Vereinheitlichung der Boden- und Felsklassen wurden ebenfalls von GROßE und

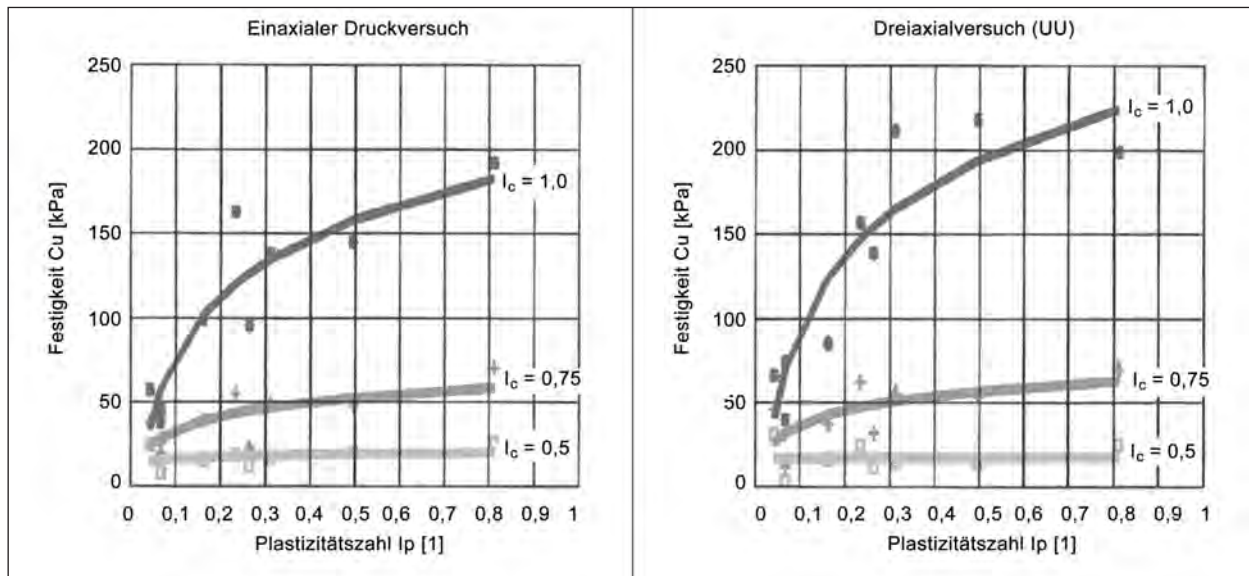


Bild 4-1: Zusammenhang zwischen Plastizitätszahl und undrainierter Scherfestigkeit für verschiedene Konsistenzen von Böden, entnommen aus PIETSCH (1996)

DIN	Gewerk	Anzahl der Klassen	Entnahme		Transport	Kippe		Injizieren
			Lösen	Laden	Fördern	Einbauen	Verdichten	
18300	Erdarbeiten	7	x	x	x	x	x	
18301	Bohrarbeiten	> 14	x		x			
18303	Verbauarbeiten	keine						
18304	Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten	keine						
18305	Wassererhaltungsarbeiten	keine						
18308	Dränarbeiten	keine ¹⁾	x			x		
18309	Einpressarbeiten	keine						x
18311	Nassbaggerarbeiten	> 11	x	x	x			
18312	Untertagebauarbeiten	VKL ²⁾	x	x	x	x ³⁾	x ³⁾	
18313	Schlitzwandarbeiten	DIN 18300	x	x	x			
18319	Rohrvortriebsarbeiten	> 20	x	x	x	x ³⁾	x ³⁾	
18320	Landschaftsbauarbeiten	keine	x	x	x	x		
18321	Düsenstrahlarbeiten	keine	x ⁴⁾					x

1) Verweis auf DIN 4220, DIN 18915 und DIN 18300
2) VKL = Vortriebsklassen
3) ausgenommen hiervon sind die Verfahren, bei denen der gelösten Boden mittels hydraulischer Förderung bzw. Spülförderung transportiert wird
4) betrifft Lösen des Bodens durch Düsenstrahl, Abteufen der Bohrung über DIN 18301 geregelt

Tab. 4-2: Übersicht zu den Normen der ATV'en mit Arbeitsvorgängen, entnommen aus GROßE und BORCHERT (2010)

BORCHERT (2010) durchgeführt. Hierbei wurden grundsätzlich die Möglichkeiten der Vereinheitlichung der Boden- und Felsklassen der Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen VOB – Teil C betrachtet. GROßE und BORCHERT (2010) verfolgten dabei die Möglichkeit einer Klassifizierung in Anlehnung an die DIN 4020 unter Verwendung der

DIN EN ISO 14688 und DIN EN ISO 14689 bzw. einer Klassifizierung nach Grundklassen, ebenfalls auf Grundlage der DIN EN ISO 14688 bzw. DIN EN ISO 14689, jedoch mit der Möglichkeit, diesen Grundklassen eine gewerkespezifische stärkere Untergliederung zuzuordnen. Wie in Tabelle 4-2 dargestellt, finden die Einteilungen in Boden- und

Klasse	Lösegerät
1	Stichschaufel, Spaten
2	Schlammschaufel, Schöpfgefäß
3	Wurfschaufel
4	Stichschaufel, Spaten
5	Krampen, Spitz- und Breithacke
6	Brechstange, Meißel, Schlägel
7	Sprengen

Tab. 4-3: ÖNORM B 2205 „Erdarbeiten“, Lösegeräte

Felsklassen in der entsprechenden DIN der VOB auf unterschiedliche Weise statt.

Die nationale Normung für Erdbauarbeiten in Vergabe und Vertrag sind für Großbritannien über das „Manual of contract documents for highway works“ zusammengefasst. Dieses umfasst eine detaillierte Gliederung der Bodenklassen, wobei neben der Unterscheidung der Bodenarten auch die Anwendungsgebiete einbezogen werden. Daraus ergibt sich eine Klassifizierung in 9 Hauptklassen mit bis zu 19 Unterklassen.

In Österreich (ÖNORM B 2205 „Erdarbeiten“) wird wie in Deutschland eine Klassifizierung in 7 Bodenklassen vorgenommen, jedoch wird dazu jeder Bodenklasse ein Lösegerät (siehe Tabelle 4-3) für händische Arbeit zugeordnet (GROßE et al. (2010).

4.1.2 DIN 18122-2

Die DIN 18122-2:2000-09 „Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze“ ersetzt DIN 18122-2:1987-02. Die Ermittlung der Dichte im Zuge der Bestimmung der Schrumpfgrenze erfolgt dabei nach DIN 18125-1. Nach der alten DIN 18125-1:1986 konnte das Probenvolumen zerstörungsfrei mit Hilfe der Quecksilberverdrängung bestimmt werden. Die aktuelle DIN 18125-1:2010 dagegen sieht die Ermittlung des Probenvolumens mit Hilfe der Tauchwägung bzw. durch Ausmessen der Probekörper vor. Sofern das Ausmessen der Probekörper aufgrund geometrisch unregelmäßiger Formen nicht möglich ist, ist die Tauchwägung der Probekörper nach Aufbringen eines Parafinüberzuges anzuwenden. Im Vergleich zur Quecksilberverdrängung kann das Probenvolumen damit allerdings nicht mehr zerstörungsfrei bestimmt werden.

4.1.2.1 Probleme bei der Durchführung des DIN-Versuches

Der Versuch zur Bestimmung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 bietet nach dem Wegfallen der Quecksilberverdrängung keine Möglichkeit zur kontinuierlichen, präzisen und zerstörungsfreien Bestimmung des Bodenvolumens. Die Volumenbestimmung mit der Schieblehre beruht auf punktuellen Messungen und ist daher vor allem bei ausgeprägt plastischen Böden, die während des Schrumpfvorgangs zum Verwölben neigen, stark fehleranfällig. Die Volumenbestimmung mit Hilfe einer Tauchwägung der vorher in Schellack gedichteten Proben weist folgende Probleme auf:

- Der Schellack reißt an der Aufstandsfläche der überzogenen Probe häufig auf.
- Unter der Lackierung bilden sich gelegentlich Luftblasen.
- Eine vollkommene Dichtigkeit gegenüber der Umgebungsluft ist während der Lackierung nicht gegeben.
- Während der Lackierung können Masse- und Volumenänderungen auftreten, die das Ergebnis verfälschen.
- Das Erreichen des Farbumschlages setzt eine subjektive Feststellung voraus, was fehleranfällig ist. Ein frühzeitiges Trocknen im Trockenschrank kann zu Rissen in der Probe führen, welche eine Lackierung und somit eine Tauchwägung erschweren.

4.1.3 BS 1377

Das lineare Schrumpfmaß (BS 1377:1990) gibt die prozentuale eindimensionale Verkürzung einer Bodenprobe an.

4.1.3.1 Probleme bei der Durchführung des BS-Versuches

Der Versuch zur Bestimmung des linearen Schrumpfmaßes ist einfacher angelegt als der DIN-Versuch zur Bestimmung der Schrumpfgrenze; jedoch gibt es auch hier Probleme bei der Versuchsdurchführung:

- Die Bodenprobe reißt häufig während des Schrumpfvorgangs.

- Manche Böden neigen beim Trocknen zu einer Verkrümmung und zur Rissbildung. In diesen Fällen ist eine genaue Längenmessung nur bedingt möglich.
- Das luftporenfrem einstreichen der Probe in die Schale ist schwierig.
- Da sich das lineare Schumpfmaß auf einen Anfangswassergehalt der Probe bezieht, ist die Probe sehr genau bei einem Wassergehalt einzubauen, um aussagekräftige Daten zu erhalten.

Als Lösungsvorschlag zur Bestimmung der Länge auch von stark gekrümmten Proben schlägt v. KAMEKE (1995) vor, drei Ablesungen der Länge an der Oberseite der halbzyklrischen Probe durchzuführen. Zusätzlich sollte eine Ablesung der Länge an der Unterseite vorgenommen werden, wobei die Krümmung der Probe mit berücksichtigt werden sollte. Die oberen drei Werte sollten zur Bestimmung des Längenmaßes gemittelt werden und dieser gemittelte Wert erneut mit dem unteren Längenmaß gemittelt werden.

4.1.4 ZTV E StB

Die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 09) behandeln in Kapitel 3.1 die „Einstufung von Boden und Fels“ und bauen auf der DIN 18300 auf.

4.2 Schumpfverhalten

Das Schumpfverhalten eines bindigen Bodens lässt sich nach Bild 4-2 wie folgt beschreiben: Schumpfung ist durch Kohäsion und Oberflächenspannung des Wassers sowie durch die Adhäsion zwischen Wasser und Feststoff geprägt. Ein Wasserentzug wirkt nach SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL (2010) verringern auf das Bodenvolumen. Eine Strukturschumpfung stellt sich bei biporösen Bodenproben ein.

Normalschumpfung oder Primärschumpfung bezeichnet nach SCHULTZE et al. (1967) den Volumenverlust des Bodens infolge der Kapillarkraft des Wassers. Die Normalschumpfung verläuft auf bzw. parallel zur Sättigungslinie des Bodens.

Die Restschumpfung bezeichnet das Schumpfverhalten des Bodens nach Erreichen der Volu-

menkonstanz. Die Restschumpfung entsteht infolge von Hydratationskräften.

Die Nullschumpfung zeigt den Bereich der Volumenkonstanz der Probe an. Die Probe verliert bei abnehmendem Wassergehalt nicht mehr an Volumen.

Der Übergang zwischen halbfester und fester Konsistenz bindiger Böden wird, wie bereits dargestellt, über die Schumpfgrenze definiert. Der Boden ist in diesem Zustand im ungesättigten Zustand. Das heißt, nicht alle Poren sind mit Wasser gefüllt.

SRIDHARAN und RAO (1971) veröffentlichten eine Theorie über das Phänomen des Schumpfverhaltens von bindigen Böden und die daraus ableitbare Spannungstheorie für ungesättigte Böden. Eine Schumpfung des Bodens findet nach SRIDHARAN und RAO (1971) so lange statt, wie die Kapillarkräfte des Bodenwassers größer sind als der Scherwiderstand der Bodenstruktur. Diese wirken einer Volumenverringern entgegen. SRIDHARAN und RAO (1971) beschreiben diese Zusammenhänge anhand der Gleichung (4-1). Die Kontaktspannung zwischen den Bodenpartikeln \bar{c} müssen geringer sein als die Kapillarspannung σ_{TS} , um eine Volumenänderung zu erreichen. Im Boden ist diese effektive Spannungsdarstellung abhängig von dem in der Bodenstruktur eingeschlossenen Fluid und dessen Bindungskraften zur Bodenstruktur.

$$\bar{c} = \sigma_{TS} - R + A \quad (\text{Gl. 4-1})$$

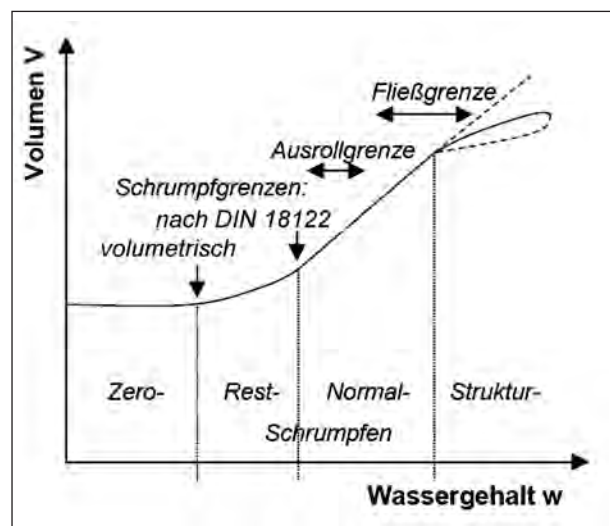


Bild 4-2: Schumpfverhalten bindiger Böden nach WITT und ZEH (2004)

- \bar{c} Kontaktspannung
- R totale interpartikuläre elektrische Abstoßungskraft geteilt durch Summe der Fläche interpartikulärer Zwischenräume
- A Summe der interpartikulären elektrischen Anziehung geteilt durch Summe der interpartikulären Fläche
- σ_{Ts} Kapillarspannung

Wie bereits dargestellt, wird das Schrumpfverhalten durch Kapillarspannungen hervorgerufen, die aus der Oberflächenspannung des Porenwassers resultieren. Die Größe der Porenzahl (e) an der Schrumpfgrenze ist abhängig von dem Widerstand der Bodenpartikel zueinander.

Wie von SOOS (2006) darstellt, hat die Gefügestruktur des Bodens ebenfalls eine Auswirkung auf den Wassergehalt an der Schrumpfgrenze. Wie in Bild 4-3 dargestellt, können Tonpartikel unterschiedlich abgelagert werden. Eine Umordnung der Bodenpartikel bei der Aufbereitung des Probenmaterials führt dabei nach von SOOS (2006) zu veränderten Versuchsergebnissen. SRIDHARAN und RAO (1971) weisen bereits auf selbiges Phänomen hin. Sie verweisen darauf, dass eine Wabenstruktur der Bodenpartikel auf geringere Oberflächenspannungen und damit einhergehend eine größere Schrumpfgrenze hindeuten als eine orientierte Ablagerung (Parallelstruktur) der Bodenpartikel (Bild 4-3).

Die dargestellten Abhängigkeiten gelten für aufbereitete Böden und Bodenproben ohne externe Belastung. Eine zusätzliche Belastung von Böden vor Einsetzen des Schrumpfvorgangs wurde in Laboruntersuchungen in der vorliegenden Forschungsar-

beit durchgeführt (Kapitel 7.3). Hierbei sollte der Einfluss der Vorbelastung eines Bodens auf das Schrumpfverhalten untersucht werden. Anhand ihrer Untersuchung kamen SRIDHARAN und RAO (1971) zu der Schlussfolgerung, dass eine externe Belastung zu kleineren Schrumpfgrenzen führt.

Veröffentlichungen von SRIDHARAN und PRAKASH (1998, 2000) belegen, dass die Schrumpfgrenze bindiger Böden nicht den Plastizitätsgrenzen zugeordnet werden kann, sondern vielmehr ein Bodenkennwert ist, der im Zusammenhang mit der relativen Korngrößenverteilung und der Bodenstruktur der Bestandteile steht.

In Bild 4-4 ist ein Schnitt durch einen Interaggregatporenraum nach ZEH (2007) dargestellt. Hierbei handelt es sich um eine ungesättigte Bodenprobe, die das Dreiphasensystem aus Wasser, Boden und Luft umfasst. Weiterhin ist die Struktur der einzelnen Bodenpartikel dargestellt. Es ist nachzuvollzie-

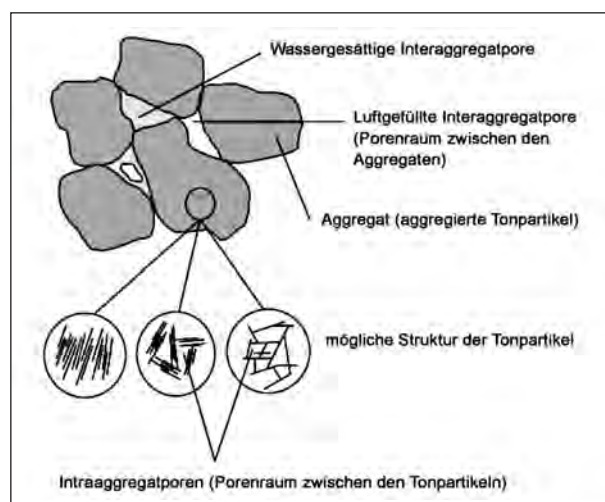


Bild 4-4: Schnitt durch Interaggregatporen, entnommen aus ZEH (2007)

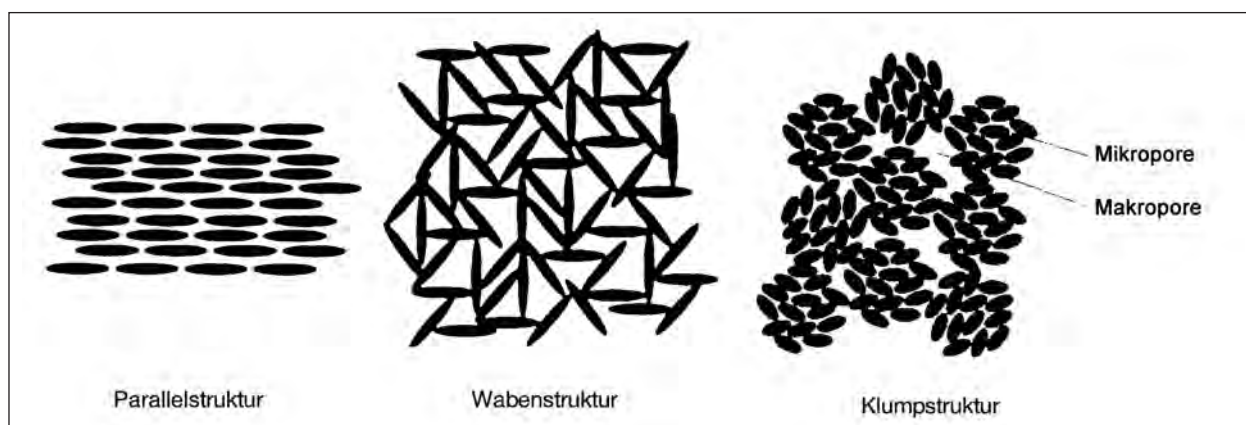


Bild 4-3: Bodenablagung, entnommen aus von SOOS (2001)

hen, dass die unterschiedlichen Strukturen der Aggregate, wie bereits durch von SOOS (2001) und SRIDHARAN und PRAKASH (1998) dargestellt, zu verschiedenen Schrumpfgrenzen führen.

4.2.1 Potenzialtheorie

Das Potenzial ist definiert als die Arbeit, die verrichtet werden muss, um eine Einheitsmenge Wasser von einem Punkt eines Kraftfeldes zu einem Bezugspunkt zu transportieren. Die Energie des Wassers, welches als Gesamtpotenzial bezeichnet wird, setzt sich aus folgenden Teilpotenzialen zusammen (SCHEFFER und SCHACHTSCHABEL, 2010):

$$\Psi = \Psi_m + \Psi_z + \Psi_o + \Psi_\Omega + \Psi_P \quad (\text{Gl. 4-2})$$

Ψ_m Matrixpotenzial

Ψ_z Gravitationspotenzial

Ψ_o osmotisches Potenzial

Ψ_Ω Auflastpotenzial

Ψ_P Druckpotenzial

Das Matrixpotenzial Ψ_m bezeichnet die Arbeit, die benötigt wird, um einem Boden eine Einheitsmenge Wasser in einer bestimmten Höhe zu entziehen. Dafür müssen Kapillar- und Adsorptionskräfte, welche zwischen der Wasserphase und dem Feststoff wirken, überwunden werden. Bei einem vollgesättigten Boden beträgt die Matrixspannung null. Mit abnehmendem Wassergehalt nehmen die Bindungskräfte zwischen Wasser und Feststoff und damit das Matrixpotenzial zu.

Das osmotische Potenzial Ψ_o ist vor allem in ariden Gebieten und in Salzmarschen zu berücksichtigen. Es gibt die Arbeit an, die verrichtet werden muss, um eine Einheitsmenge Wasser durch eine semi-permeable Membran dem Boden zu entziehen.

Das Auflastpotenzial Ψ_Ω wirkt temporär aufgrund von Porenwasserüberdrücken. Diese bauen sich jedoch während einer Konsolidierungsphase ab und führen damit zu einer Verringerung des Auflastpotenzials.

Das Druckpotenzial Ψ_P oder piezometrisches Potenzial wirkt unterhalb des freien Wasserspiegels anstelle des Matrixpotenzials. Es wird durch den äußeren Wasser- und Luftdruck erzeugt.

4.2.2 Saugspannung

Die Saugspannung bzw. Matrixspannung resultiert wie bereits in Kapitel 4.2.1 beschrieben aus den zwischen Wasser und Feststoff wirkenden Kapillar- und Adsorptionskräften. Die Abhängigkeit der Saugspannung vom Wassergehalt lässt sich über die so genannte Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung, welche auch als Retentionskurve bezeichnet wird, beschreiben.

Nach FREDLUND und RAHARDj O (1993) wird die Summe aus der Matrixspannung (matric suction) und der osmotischen Saugspannung (osmotic suction) als totale Saugspannung Ψ bezeichnet.

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (\text{Gl. 4-3})$$

$(u_a - u_w)$ Matrixsaugspannung

u_a Luftdruck in den Poren

u_w Wasserdruck in den Poren

π osmotische Saugspannung

Wie in Bild 4-5 dargestellt, setzt sich die totale Saugspannung aus der Matrixspannung und der osmotischen Saugspannung zusammen:

Die Matrixsaugspannung entspricht der Saugspannung, welche aus der Messung des partialen Dampfdruckes in den Bodenporen, relativ zu der

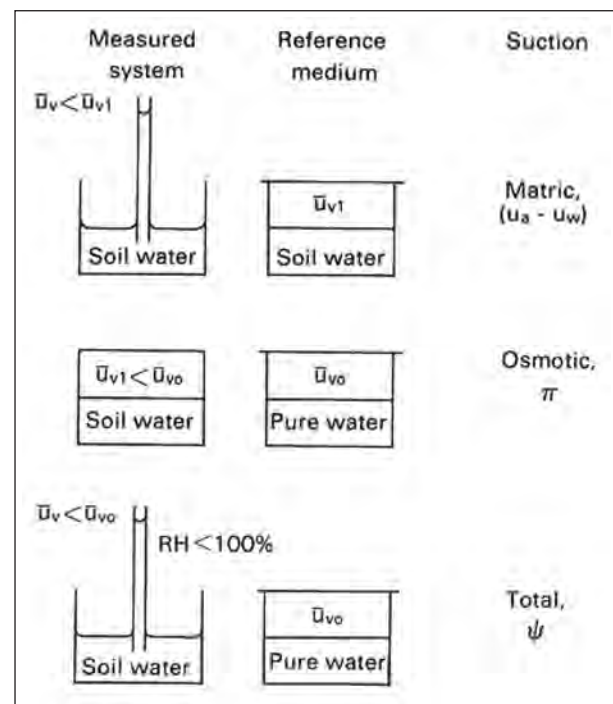


Bild 4-5: Definition der Saugspannungsanteile, entnommen aus FREDLUND und RAHARDj O (1993)

Messung des partialen Dampfdruckes über einer Lösung, die in der Zusammensetzung mit dem Bodenwasser identisch ist, ermittelt wird.

Die osmotische Saugspannung entspricht der Saugspannung, welche aus der Messung des partialen Dampfdruckes über einer Lösung, die in der Zusammensetzung mit dem Bodenwasser identisch ist, relativ zu der Messung des partialen Dampfdruckes über einer Lösung, die aus reinem Wasser besteht, ermittelt wird.

Die totale Saugspannung entspricht der Saugspannung, welche aus der Messung des partialen Dampfdruckes in den Bodenporen, relativ zu der Messung des partialen Dampfdruckes über einer Lösung, die aus reinem Wasser besteht, ermittelt wird.

Die totale Saugspannung ist als freie Energie des Bodenwassers definiert und kann über den Wasserdampfpartialdruck bestimmt werden. Der Zusammenhang zwischen Porenwasserspannung und Wasserdampfpartialdruck wird nach EDLIFSEN und ANDERSON (1943) mit Gleichung (4-4) beschrieben:

$$\Psi = -\frac{RT}{\omega_v v_{w0}} \cdot \ln\left(\frac{\bar{u}_v}{u_{v0}}\right) \quad (\text{Gl. 4-4})$$

ψ totale Saugspannung

R universelle Gaskonstante:

$$R = 8,31432 \frac{J}{\text{mol} \cdot K}$$

T absolute Temperatur: $T = 273,16 + t_0 [^\circ\text{C}] K$

$$v_{w0} = \frac{1}{\rho_s} \text{ mit } \rho_s = 998 \text{ kg/m}^3$$

ω_v molare Masse Wasserdampf

\bar{u}_v partialer Dampfdruck

u_{v0} gesättigter partialer Dampfdruck über reinem Wasser

Eine idealisierte Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung von TOKER et al. (2004) ist in Bild 4-6 dargestellt. Dabei beschreiben die verschiedenen Phasen das Entwässerungsverhalten eines idealisierten gleichförmigen Bodens. In Phase 1 (saturated medium) ist keine Saugspannung vorhanden. Der Boden ist vollständig gesättigt. Mit steigender Saugspannung wird Porenwasser aus dem Boden gezogen. Wenn das gestörte Gleichgewicht zwischen dem Druck an der Grenzfläche zwischen

Wasser und Luft zusammenbricht und somit Luft in die Probe eindringt, ist Phase 2 (air entry) erreicht. Zur Entwässerung des Makroporenbereichs ist kein weiterer Zuwachs an Saugspannung notwendig (Phase 3). Es bleiben kleine Mengen Porenwasser in den Partikelzwischenräumen bestehen, jedoch sind die Poren weitestgehend von Wasser befreit. Bei einer weiteren Erhöhung der Saugspannung stellt sich ein Rest-Sättigungsgrad der Probe ein (Phase 5).

Für die vorliegende Forschungsarbeit ist der Zusammenhang zwischen Saugspannung und Festigkeit bzw. zwischen Saugspannung und Schrumpfgrenze von besonderem Interesse. Mit DIN 19682-5 wurde ein solcher Zusammenhang in die Normung aufgenommen. In Tabelle 4-4 ist die Tabelle 1 der Norm wiedergegeben. Hier wird in Abhängigkeit von der Saugspannung, ausgedrückt über den pF-Wert als dekadischer Logarithmus der Saugspannung, ein Zusammenhang zwischen dem Feuchtezustand und der Konsistenz des Bodens hergestellt. Die Schrumpfgrenze liegt somit etwa bei einer Saugspannung von $pF = 4$ (1.000 kPa).

MBONIMPA et al. (2006) stellen den Zusammenhang dem Schrumpfverhalten eines Bodens (Bild 4-7 (a)) und der Beziehung zwischen der Saugspannung und der Porenzahl (Bild 4-7 (b)) schematisch dar. Hierbei wird der Lufttrittpunkt Ψ_a der Saugspannungskurve mit dem Ende der Normal-schrumpfung (Abschnitt ① in Bild 4-7 (a)) in Zu-

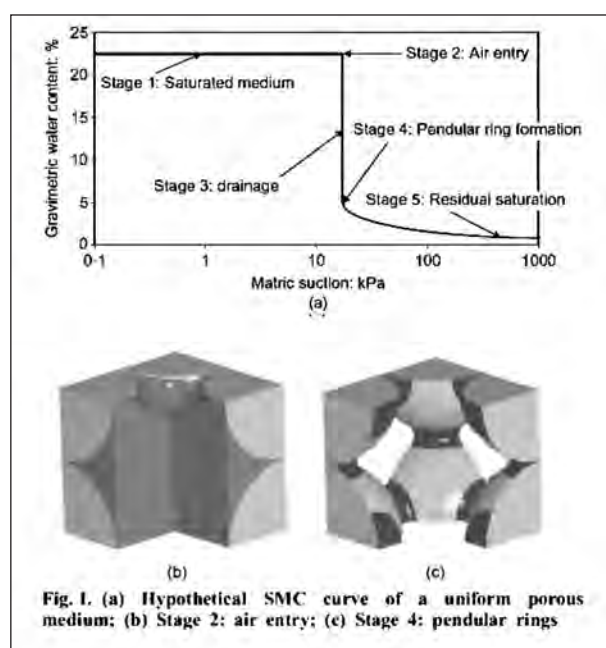


Fig. 1. (a) Hypothetical SMC curve of a uniform porous medium; (b) Stage 2: air entry; (c) Stage 4: pendular rings

Bild 4-6: Idealisierte Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung, entnommen aus TOKER et al. (2004)

Konsistenzbereich bindiger Böden		Bodenmerkmale bei geringer und mittlerer Rohdichte, trocken ¹⁾		pF-Bereich in lg hPa ²⁾	Feuchtezustand des Bodens	
Kurzzeichen	Benennung	Zustand bindiger Proben (Massenanteil an Ton > 17 %)	Zustand nicht bindiger Proben (Massenanteil an Ton ≤ 17 %)		Benennung	Kurzzeichen
ko1	fest (hart)	nicht ausrollbar und knetbar, da brechend	staubig; helle Bodenfarbe	> 4,0	trocken	feu1
Schrumpfgrenze (siehe auch DIN 18122-1)						
ko2	halbfest (bröckelig)	noch ausrollbar, aber nicht knetbar, da bröckelnd beim Ausrollen auf 3 mm Dicke		4,0 bis > 2,7	schwach feucht	feu2
Ausrollgrenze (siehe auch DIN 18122-1)						
ko3	steif (-plastisch)	ausrollbar auf 3 mm Dicke ohne zu zerbröckeln; schwer knet- und eindrückbar	Finger werden etwas feucht; auch durch Klopfen am Bohrer kein Wasseraustritt aus den Poren.	2,7 bis > 2,1	feucht	feu3
ko4	weich (-plastisch)	weich, ausrollbar bis auf < 3 mm Dicke; leicht eindrückbar; optimal knetbar	Finger werden deutlich feucht; durch Klopfen wahrnehmbarer Wasseraustritt	2,1 bis > 1,4	sehr feucht	feu4
ko5	breig (-plastisch)	quillt beim Pressen in der Faust zwischen den Fingern hindurch; ausrollbar; kaum knetbar, da zu weich	durch Klopfen deutlicher Wasseraustritt; Probe zerfließt; oft Kernverlust	1,4 bis > 0	nass	feu5
Fließgrenze (siehe auch DIN 18122-1)						
ko6	zähflüssig	nicht ausroll- und knetbar, da fließend	Kernverlust	≤ 0	stark nass	feu6

¹⁾ Bei hoher Rohdichte im nassen und feuchten Bereich höhere Konsistenz.
²⁾ Mit abnehmendem Tongehalt nimmt bei gleichem Feuchtezustand des Bodens im Allgemeinen die Saugspannung ab.

ANMERKUNG Die Saugspannung des Bodenwassers in lg hPa entspricht lg mbar.

Tab. 4-4: Konsistenz bindiger Böden – Konsistenzgrenzen und zugehörige Bodenfeuchte (DIN 19682-5; Tabelle 1)

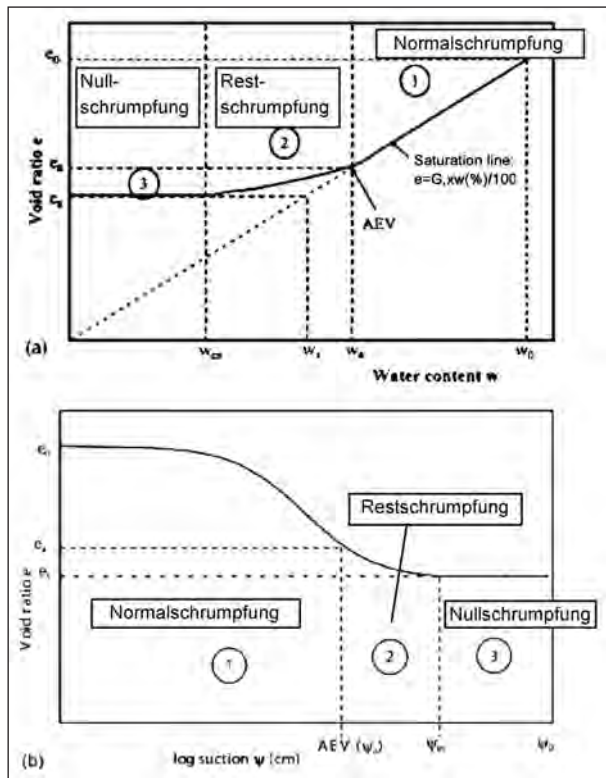


Bild 4-7: Schematischer Zusammenhang zwischen Schrumpf- und Entwässerungsphasen eines Bodens, entnommen aus MBONIMPA et al. (2006) und bearbeitet

sammenhang gebracht. MBONIMPA et al. (2006) bezeichnen den Wassergehalt an dieser Stelle mit w_a . Er kennzeichnet das Lösen der Schrumpfkurve von der Sättigungslinie. Ein Einströmen der Luft führt zu einem größeren Bodenwiderstand gegen-

über Verformungen. Diese zweite Phase der Restschrumpfung (2) wird mit einem Wassergehalt w_{es} abgeschlossen. Der durch MBONIMPA et al. als Wassergehalt an der Schrumpfgrenze w_{es} bezeichnete Übergang zwischen Rest- und Nullschrumpfung (Abschnitt 3 in Bild 4-7 (a)) ist nicht identisch mit dem Wassergehalt nach DIN 18122-2, der sich, wie bereits zuvor beschrieben, auf die Sättigungslinie des Bodens bezieht.

4.3 Schrumpfgrenze nach bodenmechanischer Theorie

Eine ausführliche Studie „Über das Schrumpfverhalten bindiger Böden“ stammt von KRABBE (1958). Darin wird unter anderem die Abschätzung des Wassergehalts an der Schrumpfgrenze w_s aus dem Wassergehalt an der Fließgrenze w_L und der Plastizitätszahl I_p entsprechend der Gleichung 4-5 dargestellt. Der Formel liegt nach KRABBE (1958) die Annahme zugrunde, dass mit abnehmendem Wassergehalt die Festigkeit der Bodenprobe stetig zunimmt. Wird nun angenommen, dass sich der Verfestigungsvorgang an jeder Bodenprobe gleichermaßen entwickelt, so müsste die Plastizitätszahl in einem definierten Verhältnis zum Abstand zwischen dem Wassergehalt an der Fließgrenze und der Schrumpfgrenze stehen.

$$w_s = w_L - 1,25 \cdot I_p \tag{4-5}$$

In Kapitel 6.3.1 sind die Fließ-, die Ausroll- und die Schrumpfgrenzen für die in den Voruntersuchungen klassifizierten Böden aufgetragen. Die Böden sind der Größe der Fließgrenze nach geordnet. Bild 4-7 beinhaltet des Weiteren die nach Gleichung 4-5 bestimmte Schrumpfgrenze. Erwartungsgemäß liegt diese stets unterhalb der Ausrollgrenze. Die versuchstechnisch bestimmte Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 hingegen liegt vor allem bei leicht- bis mittelplastischen Böden häufig oberhalb der Ausrollgrenze nach DIN 18122-1. Gemäß der Definition der Konsistenzbereiche, auf die sich auch KRABBE (1958) bezieht, ist dies jedoch nicht möglich. Bei der Bestimmung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 wird der Boden beim 1,1fachen Wassergehalt der Fließgrenze aufbereitet und durch Verdunstung entwässert. Die dabei vollzogene Veränderung des im ungestörten Zustand mehrheitlich parallel ausgerichteten Plättchengefüges zu einem sich durch die Versuchsdurchführung einstellenden mehrheitlich regellosen, sperrigen Gefüges kann nach von SOOS (2001) dazu führen, dass der so ermittelte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze über dem Wassergehalt an der Ausrollgrenze liegt.

der Probe TA-2 dargestellt (Bild 5-1). Die Probe wird nach der Trocknung im Trockenschrank digital fotografiert und die Grenzflächen in AutoCAD nachgezeichnet. Die Fläche des Stahlringes ist bekannt. Somit kann die Fläche der getrockneten Probe berechnet werden. Die Höhe der Probe wird mit der Schieblehre bestimmt. Für eine Probe mit nicht gekrümmter Oberfläche kann so das Volumen berechnet werden. Zur Bestimmung des Wassergehalts an der Schrumpfgrenze wurde eine Reihe von jeweils drei Versuchen durchgeführt, um Fehler bei der Durchführung des Versuchs ersichtlich zu machen.

Im Mittel beträgt die mit der digitalen Fotoauswertung bestimmte Schrumpfgrenze der Probe TA-2 14,18 %. Die nach DIN 18122-2 bestimmte Schrumpfgrenze beträgt 14,73 %. Jedoch ist dieses Verfahren mit Fehlern behaftet, da die Probe über die Höhe nicht immer gleichmäßig schrumpft. Auch die Höhe ist nur entsprechend der Genauigkeit der Schieblehre bestimmbar. Die Bestimmung ist nicht berührungslos, daher kann es zu einem Verlust an Bodenmaterial während der Versuchsdurchführung kommen.

5 Methoden der zerstörungsfreien Volumenbestimmung

5.1 Bestimmung des Volumens über digitale Bildträger

In diesem Kapitel wird die Bestimmung der Schrumpfgrenze mit Hilfe der digitalen Bildverarbeitung dargestellt. Beispielhaft ist hier die Auswertung

5.2 Bestimmung der vertikalen Verformung über Messuhren

Da das horizontale Schrumpfverhalten des Bodens über Fotografie recht sicher digital abgebildet werden kann, wurde versucht, die vertikale Verformung des Bodens ebenfalls aufzuzeichnen. Hierbei wird über dem beim 1,1fachen Wassergehalt der Fließgrenze aufbereiteten und in Stahlringe eingestri-




		
$A_{\text{Ring}} = 38,48 \text{ cm}^2$	$A_{\text{Ring}} = 38,48 \text{ cm}^2$	$A_{\text{Ring}} = 38,48 \text{ cm}^2$
$A_{\text{Boden}} = 28,15 \text{ cm}^2$	$A_{\text{Boden}} = 28,15 \text{ cm}^2$	$A_{\text{Boden}} = 29,73 \text{ cm}^2$
$h_d = 1,14 \text{ cm}$	$h_d = 1,23 \text{ cm}$	$h_d = 1,22 \text{ cm}$
$w_s = 11,41 \%$	$w_s = 14,29 \%$	$w_s = 16,84 \%$

Bild 5-1: Bestimmung der Schrumpfgrenze mittels digitaler Fotografie (TA-2)

chenen Boden eine digitale Messuhr angebracht, welche die vertikale Verformung des Bodens aufzeichnet. jedoch ergaben sich hierbei Schwierigkeiten. Die Federkraft der Messuhr war zu stark, sodass die Spitze in der Probe versank. Eine Aufweitung der Messspitze durch Aufschrauben eines Metallblättchens führte trotz vergrößerter Aufstandsfläche nicht zu dem gewünschten Erfolg. Das Eindringen der Messspitze konnte nicht vollständig unterbunden werden. Des Weiteren ist der Einfluss einer immer größeren Aufstandsfläche auf das Schrumpfverhalten nicht vernachlässigbar, da durch das Abdecken der Probe die natürliche Luftzirkulation an der Oberfläche der Probe unterbunden ist. Zusammenfassend ist festzustellen, dass aus den Ergebnissen der vertikalen Schrumpfmessung mittels digitaler Wegaufnehmer keine verwendbaren Datenreihen gewonnen werden konnten.

5.3 Volumenbestimmung mit Hilfe eines Lasers

Während der Beprobung der Böden wurde die Idee verfolgt, die Volumenbestimmung der Probe mit Hilfe eines Lasers zu bestimmen, da somit eine regelmäßige und berührungslose Volumenbestimmung möglich erschien. Nach Rücksprache mit Herstellern solcher Geräte wurde die Idee verworfen, da einerseits der finanzielle Aufwand sehr hoch ist, andererseits auch nicht gewährleistet werden kann, dass der Boden mit Hilfe dieser Laser vermessen werden kann. Nach Auskunft der Hersteller ist bei einem Bodenmaterial nicht gesichert, dass der Laserstrahl richtig reflektiert und gebrochen wird. Die Laser sind im Allgemeinen auf gleichmäßige Oberflächen ausgelegt.

5.4 Volumenbestimmung mit Hilfe der Ballonmethode

Eine weitere Methode zur kontinuierlichen Volumenbestimmung wurde von TARIQ und DURNFORD (1993) veröffentlicht. In diesem Versuch wird die Bodenprobe in einem Gummiballon platziert (siehe Bild 5-2). In diesen wird über Luftkanäle eine Belüftung der Probe aufrechterhalten. In regelmäßigen Abständen wird die Luft mit Hilfe einer Vakuumpumpe aus dem Ballon evakuiert, sodass sich der Ballon gleichmäßig an die Probe anschmiegt. Das Volumen der Probe wird in diesem Zustand über Tauchwägung bestimmt (siehe Bild 5-3). Bei

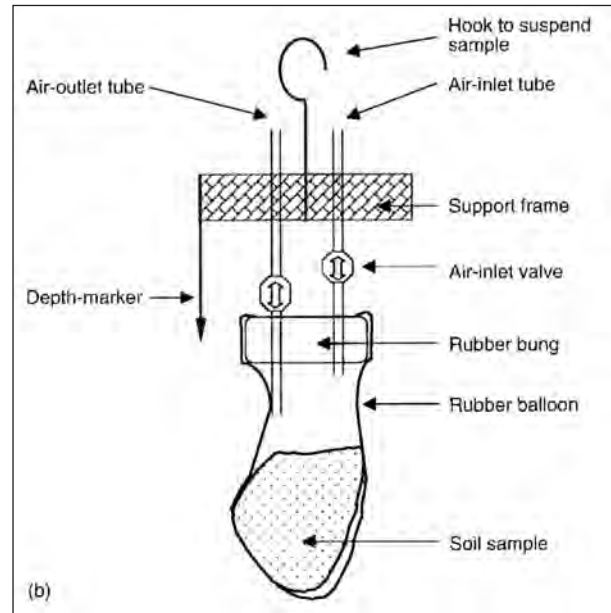


Bild 5-2: Bodenprobe im Ballon, entnommen aus TARIQ und DURNFORD (1993)

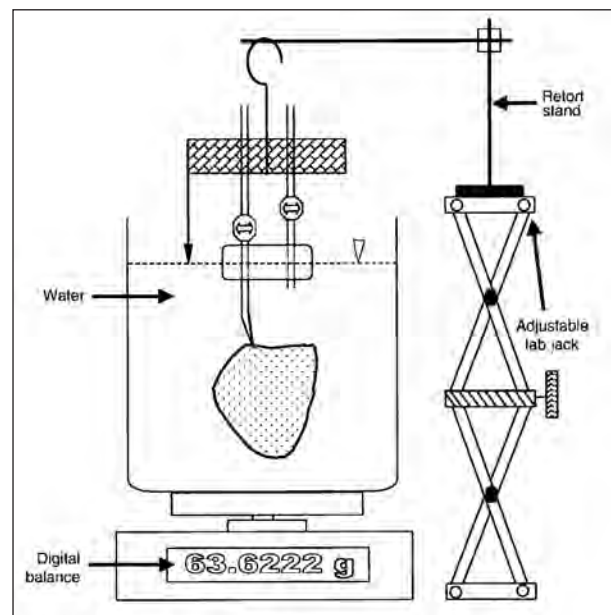


Bild 5-3: Bodenprobe bei Tauchwägung, entnommen aus TARIQ und DURNFORD (1993)

dieser Methode wurden folgende Fehlerquellen gesehen:

- Durch das Aufbringen des Vakuums wird der Probe Wasser entzogen.
- Das vollständige Anliegen des Ballons an dem Probekörper scheint schwierig.
- Die Belüftung der Probe findet nur einseitig statt.
- Es kann nur eine Probe pro Versuchsdurchlauf untersucht werden.

5.5 Kontinuierliche Volumenbestimmung über Verdrängung in Polymerflüssigkeit

Die Volumenbestimmung einer Bodenprobe über Verdrängung in einer Polymerflüssigkeit wurde ebenfalls untersucht. Nach ersten Tests mit einer Polyacrylamidlösung wurde diese Idee ebenfalls verworfen. Das Verdrängungsvolumen konnte zwar bestimmt werden, die Bodenprobe wurde jedoch durch das Eintauchen oberflächennah befeuchtet.

5.6 Kontinuierliche Volumenbestimmung mit Einschweißtechnik

Bei der Volumenbestimmung durch Tauchwägung mit vorherigem Einschweißen der Probe ergeben sich die gleichen Probleme wie bei der Ballonmethode. Des Weiteren kommt es durch den häufigen Ein- und Ausbau zu Verlust von Probenmaterial.

6 Klassifizierende Laborversuche

6.1 Vorgehen

Zur Untersuchung des Übergangs von der halbfesten zur festen Zustandsform bei bindigen Bodenarten wurde eine Vielzahl an Bodenproben gewonnen, an denen Klassifizierungsversuche durchgeführt wurden. Zur Bestimmung der für die Forschung relevanten Bodenarten wurden die Böden nach DIN EN ISO 14688-1 sowie DIN 18196 benannt. Es wurde ergänzend zu den Klassifizierungsversuchen die Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 bestimmt. Durch den Vergleich der Ausrollgrenze nach DIN 18122-1 in Bezug auf die Schrumpfgrenze und über die Bodenklassen wurden die den weiterführenden Untersuchungen zugrunde gelegten Böden ausgewählt. Die in diesem Kapitel dargestellten Böden entsprechen demzufolge nicht dem späteren Untersuchungsumfang der Forschung, sondern beinhalten alle im Zuge der Auswahl potenziell geeigneten Bodenarten.

6.2 Probennahme

Im Folgenden wird auf die Herkunft der ausgewählten Böden eingegangen:

- Die Proben TL-1 wie auch TL-4 wurden einem Schurf in einem Baufeld in Markt Schwaben entnommen. Beide Böden standen oberflächennah an. Die ungestörten Proben wurden mit Hilfe von Ausstechzylindern gewonnen. Das natürliche Material weist eine steife Konsistenz auf.
- Die Probe TL-2 wurde im Zuge einer Baugrunderkundung in Gebrazhofen bei Leutkirch (Allgäu) entnommen. Die Probe wurde in einer Tiefe von 8 m unter Geländeoberkante als ungestörte Probe entnommen. Im natürlichen Zustand steht der Boden, bei dem es sich um einen Beckenton handelt, in weicher Konsistenz an.
- Die Probe TL-3 stammt aus einem Schurf in der Nähe von Erding. Die ungestörten Bodenproben wurden auch hier mit Hilfe von Ausstechzylindern gewonnen.
- Der Boden TM-1 wurde einer Tongrube in der Umgebung von Zolling entnommen. Es handelt sich hierbei um einen Lösslehm.
- Die Probe TM-2 entstammt den Münchner tertiären Tonen. Die Probe wurde einem Schurf entnommen. Die gestörten Proben aus diesem Schurf wurden in den weiteren Untersuchungen mit Kernbohrmaterial aus den Münchner tertiären Tonen kombiniert, womit sowohl ungestörte als auch gestörte Proben für die vorgesehenen Versuche zur Verfügung standen. Um dies zu ermöglichen, wurden an den Bohrproben Klassifikationsuntersuchungen durchgeführt und mit dem gestörten Material aus dem Schurf verglichen. Der Boden weist die Besonderheit auf, dass die Schrumpfgrenze oberhalb der Ausrollgrenze liegt. Dieses Phänomen tritt in den Münchner tertiären Schichten häufig auf.
- Die Proben TM-4 und TA-1 wurden zum Teil aus einem Schurf in der Tongrube in Emming und zum Teil aus Kernbohrungen nahe der Tongrube in Emming entnommen. Beide Proben weisen im natürlichen Zustand eine steife Konsistenz auf.
- Die Proben TA-2 wurden bei Paaring entnommen. Der ausgeprägt plastische Ton steht dort unter einer geringen Oberbodendecke an. Das gestörte Material entstammt einem Schurf. Der Boden steht im natürlichen Zustand in steifer Konsistenz an. Das ungestörte Probenmaterial wurde entlang eines Einschnittes für ein Überführungsbauwerk der im Bau befindlichen B 15 mit Hilfe von Ausstechzylindern entnommen.

6.3 Bodenklassifikation

Zur Untersuchung des Schrumpfverhaltens bindiger Böden wurden zunächst an 19 Böden Klassifikationsuntersuchungen durchgeführt. Es wurden an allen in Tabelle 6-1 dargestellten Böden die Fließgrenze, die Ausrollgrenze und die Schrumpfgrenze bestimmt. Um, wie in der Konzeption dargestellt, Untersuchungen hinsichtlich der Festigkeit der Böden durchführen zu können, wird ungestörtes Material benötigt. Dieses war nicht für alle unten dargestellten Proben vorhanden. Aus diesem Grund wurden zwei ausgeprägt plastische, drei mittelplastische und vier leichtplastische Böden gewählt, von welchen ausreichend Probenmaterial für das gesamte Versuchsprogramm zur Verfügung stand. Diese Proben sind in Tabelle 6-1 grau hinterlegt.

In Bild 6-1 sind die Ergebnisse der Tabelle 6-1 grafisch dargestellt.

6.3.1 Zustandsgrenzen und Plastizität

Die Zustandsgrenzen und die Plastizität der ausgewählten Böden sind zur Verdeutlichung noch einmal im Plastizitätsdiagramm (Bild 6-2) dargestellt.

6.3.2 Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung wurde nach DIN 18123 bestimmt. Die Körnungslinien der für die weiteren Betrachtungen ausgewählten Böden sind in den Bildern 6-3 bis 6-5 dargestellt.

6.3.3 Korndichte

Die Korndichte ρ_s wurde nach DIN 18124 bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6-1 enthalten.

Bez.	Proben Nr.	DIN 18196	DIN EN ISO 14688-1	DIN 4022-1	w_L	w_P	w_S	I_P	ρ_s	Spätere Bez.
1	65856	ST	fsaSi	U, fs	24,74	15,73	19,50	9,01	2,74	TL-4
2	65855	TL	fsaSi	U, fs	27,89	16,30	19,74	11,59	2,74	TL-1
3	64654	TL	fgrsaSi	U, s, fg'	28,58	15,48	17,78	13,10	2,71	TL-2
4	66326	TL	fsaSi	U, fs	27,90	16,90	19,33	11,00	2,72	TL-3
5	65533-B	TL	fgrfsaCl	T, fs, fg'	33,90	17,10	16,62	16,80		
6	65405	TM	fsaCl	T, fs	35,10	19,00	19,63	16,10		
7	63690	TM	sacSi	U, s, t*	36,50	18,70	17,47	17,80	2,71	TM-1
8	63557	TM	clsaSi	U, s, t	37,79	21,16	25,21	16,63	2,77	TM-2
9	65087	TM	sCl	T, s	38,70	17,80	12,69	20,90	2,69	
10	65407	TM	Cl	T	39,30	21,80	23,80	17,50		
11	65869	TM	sacSi	U, s, t*	44,90	17,30	15,26	27,60	2,72	TM-4
12	65297-A	TM	Cl	T	46,94	23,89	30,91	23,05		
13	65403	TM	Cl	T	47,10	21,70	14,34	25,40		
14	65533-A	TA	Cl	T	50,10	25,10	28,46	25,00		
15	65535-B	TA	Cl	T	50,10	22,80	14,55	27,30		
16	65088	TA	clfsaSi	U, fs, t	52,20	20,30	14,87	31,90	2,76	TA-2
17	65534-C	TA	Cl	T	58,00	26,30	12,98	31,70		
18	65086	TA	fsaCl	T, fs*	63,40	23,80	12,20	39,60	2,79	
19	65528	TA	sasiCl	T, u*, s	68,95	28,86	18,46	40,09	2,66	TA-1

Tab. 6-1: Bodenproben

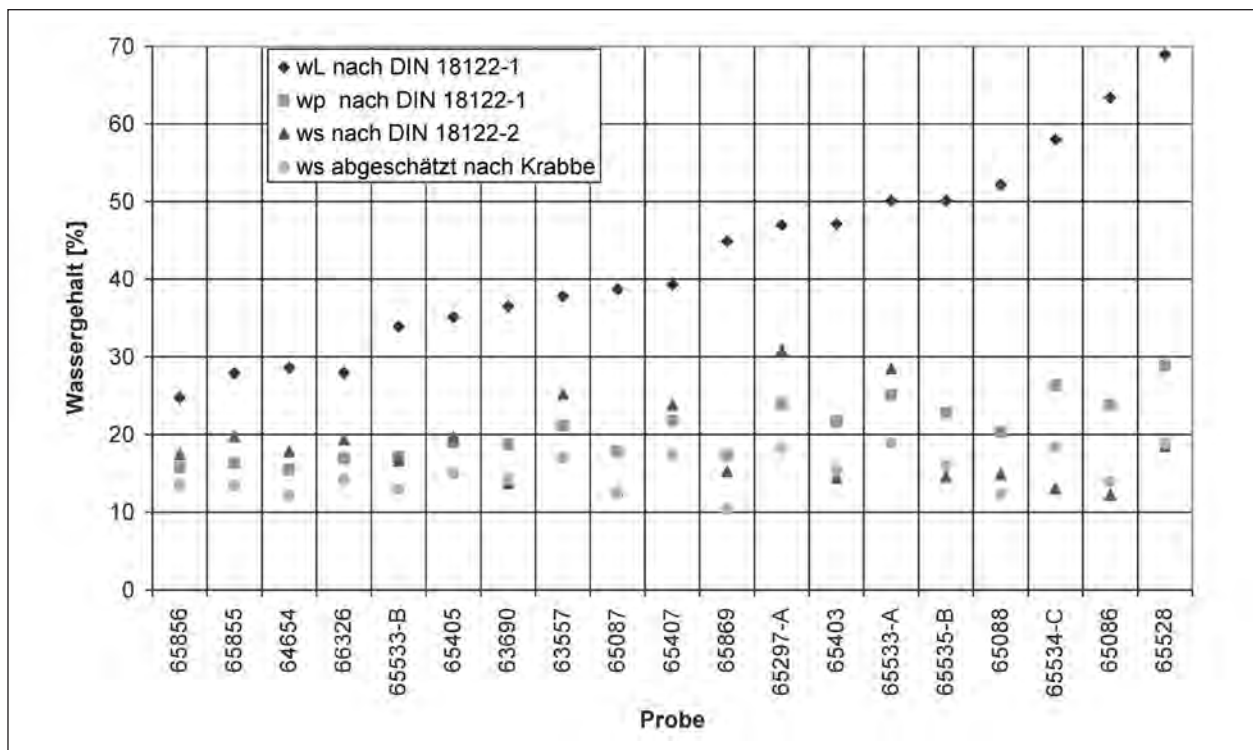


Bild 6-1: Atterberg'sche Grenzen für die im Zuge der Voruntersuchung klassifizierten Böden

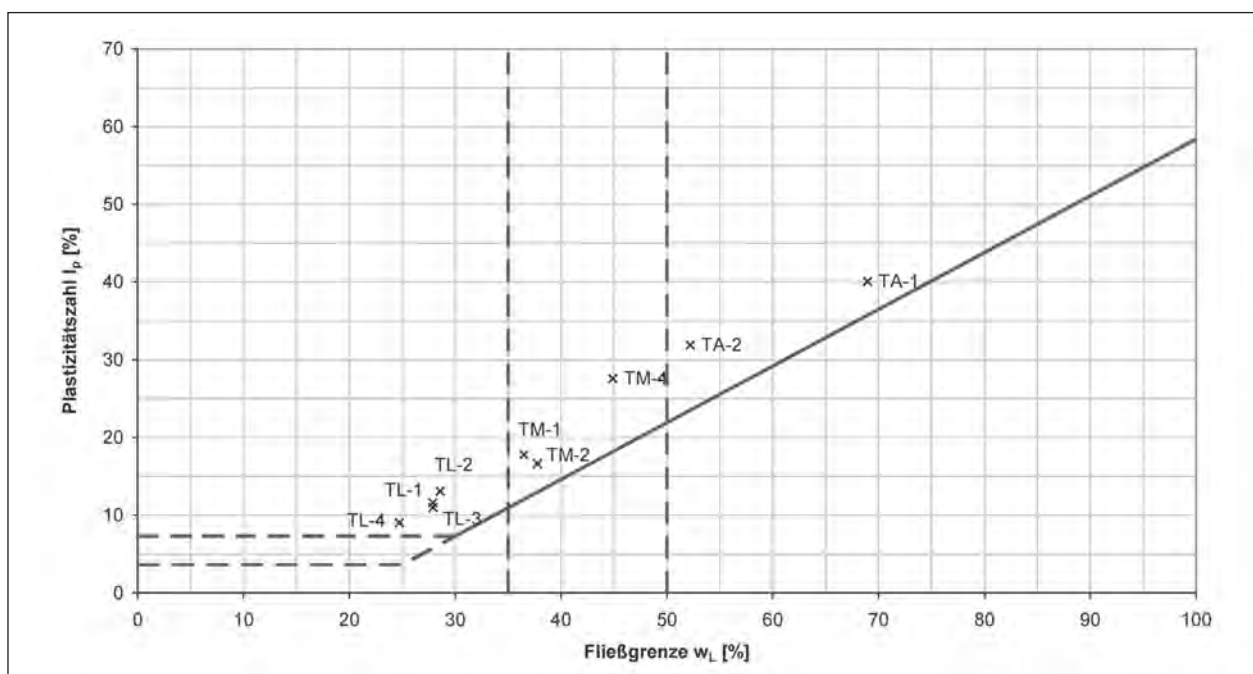


Bild 6-2: Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 mit Darstellung der untersuchten Böden

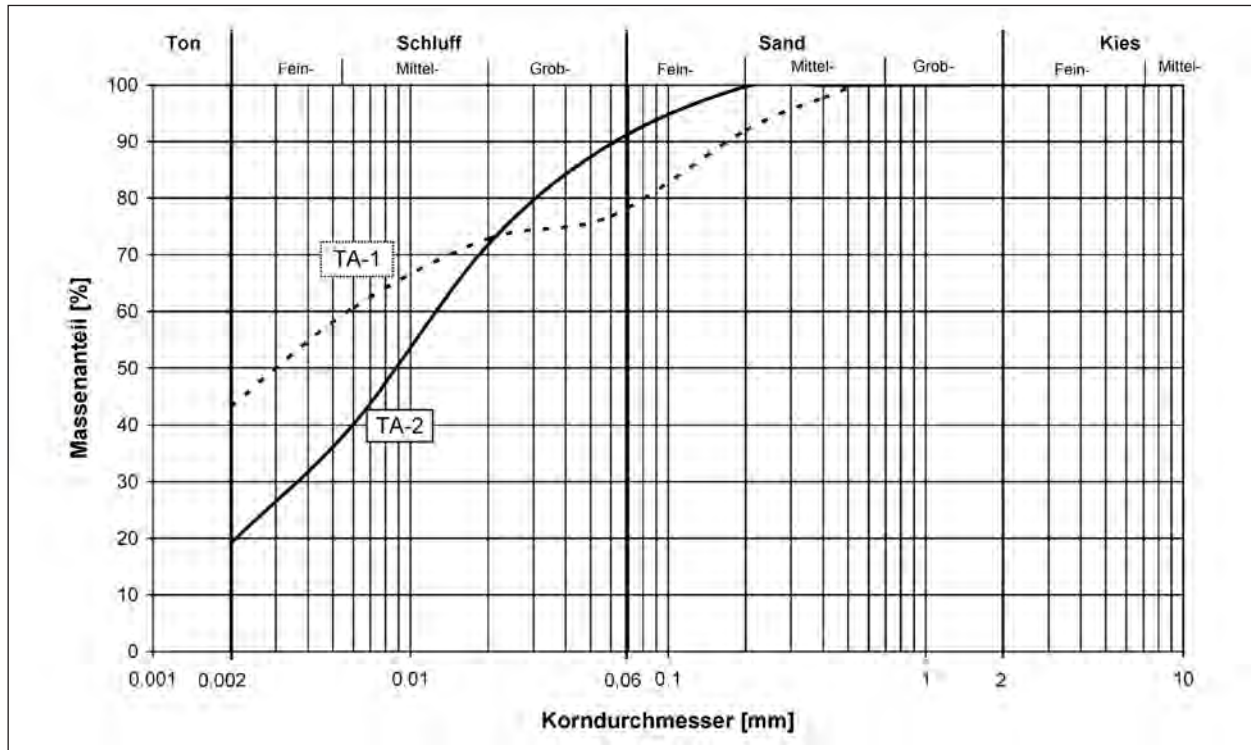


Bild 6-3: Korngrößenverteilung der ausgeprägt plastischen Böden

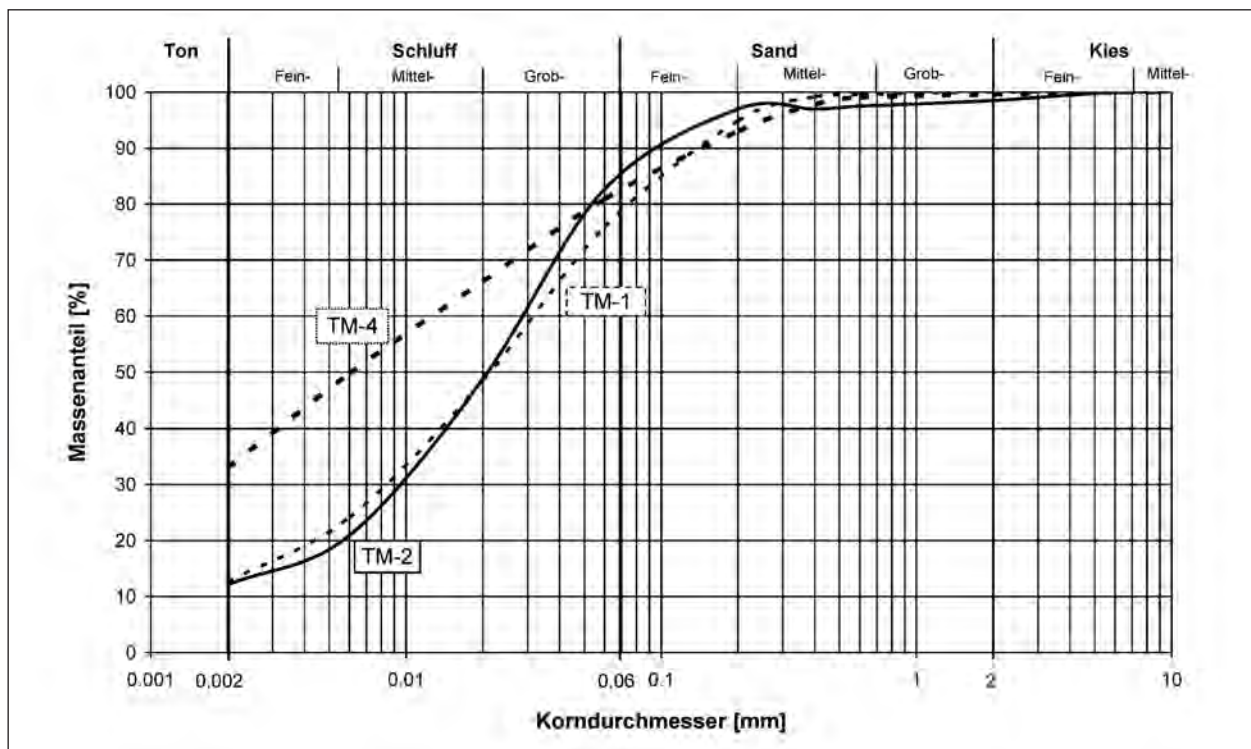


Bild 6-4: Korngrößenverteilung der mittelplastischen Böden

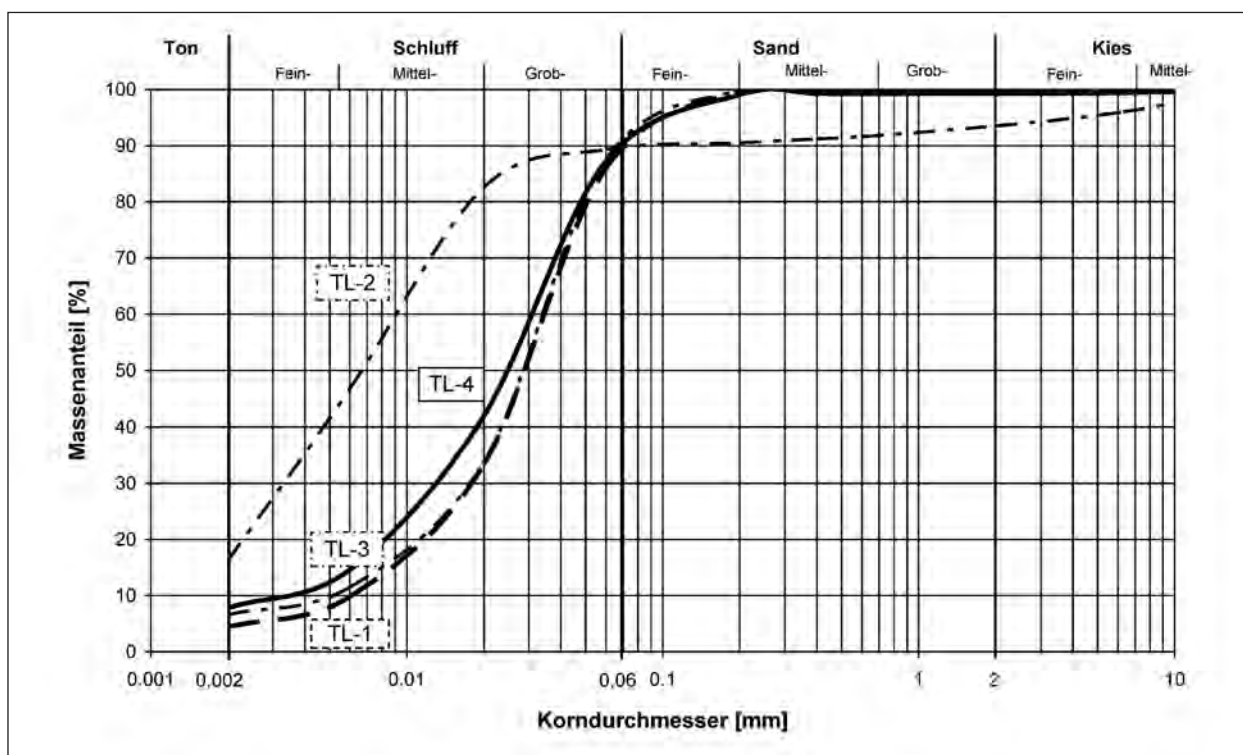


Bild 6-5: Korngrößenverteilung der leichtplastischen Böden

6.3.4 Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN/NEFF

Das Wasseraufnahmevermögen ist der Quotient aus dem von einer trockenen Bodenprobe aufgenommenen Wasser (m_{wg}) zur Trockenmasse des Bodens (m_d) während einer maximalen Versuchsdauer von 24 h.

Die Versuchsdurchführung und Bewertung des Wasseraufnahmevermögens erfolgten nach DIN 18132. Die Wasseraufnahme wird dabei überwiegend durch das Feinstkorn beeinflusst. Nach HILTMANN und STRIBRNY (1998) beeinflusst auch die Hydratation des Wassers an die Kationen der Tonminerale die Wasseraufnahme eines Bodens stark. Bei diesem Prozess spielt die Quellfähigkeit der anzutreffenden Tonminerale eine primäre Rolle. Aus den Daten des Versuches lassen sich Rückschlüsse auf die mineralogische Zusammensetzung des Bodenmaterials ableiten. Hierbei steht die Aussage von quellfähigen oder nicht quellfähigen Böden im Mittelpunkt. Über Korrelationen zwischen Wasseraufnahmevermögen und Atterberg'schen Grenzen ist eine Abschätzung der Fließ- und Ausrollgrenze möglich.

Das Wasseraufnahmevermögen wurde experimentell an vier Böden bestimmt. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 6-2 dargestellt.

Bezeichnung	TM-2	TM-4	TL-1	TL-4
Wasseraufnahmevermögen w_a [%]	74,2	73,4	48,9	43,6

Tab. 6-2: Wasseraufnahmevermögen nach ENSLIN/NEFF

6.3.5 Aktivitätszahl

Die Aktivitätszahl $A = \frac{I_P}{\%_{\text{Tonanteil}}}$ ist ein Kennwert

zur Beschreibung des feinkörnigen Bodens und dessen Quell- und Schrumpfwahrscheinlichkeit. Nach SKEMPTON (1953) wird die Aktivitätszahl aus dem Quotienten der Plastizitätszahl zum prozentualen Anteil der Körnung $\leq 0,002$ mm bestimmt. Somit ergeben sich für die Böden die in Tabelle 6-3 zusammengefassten Aktivitätszahlen. Eine Aktivitätszahl $I_A < 0,75$ entspricht einem inaktiven Boden. Das Quell- und Schrumpfverhalten des Bodens wird als gering eingestuft. Böden mit einer Aktivitätszahl zwischen $0,75 < I_A < 1,25$ gelten als normal aktiv. Ist die Aktivitätszahl $I_A > 1,25$, wird von einem aktiven Boden gesprochen.

Da verschiedenen Tonpartikeln ein unterschiedliches Quell- und Schrumpfpotenzial zugeordnet werden kann, kann über die Aktivitätszahl eine erste Abschätzung der tonmineralogischen Zusammensetzung erfolgen. Bei einem aktiven Boden

Bezeichnung	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TM-1	TM-2	TM-4	TA-1	TA-2
Aktivitätszahl I_A	2,6	0,7	1,7	1,1	1,4	1,3	0,8	0,9	1,7

Tab. 6-3: Aktivitätszahl der untersuchten Bodenproben

Tonmineral [M%]	TA-1	TM-1	TM-2	TM-4	TL-1	TL-3	TL-4
Smektit	39	9	21	8	33	34	30
Muscovit/Illit	46	18	51	15	48	50	50
Kaolinit	12	72	7	73	9	6	8
Vermikulit	3	1	-	-	-	-	-
Chlorit	-	-	20	4	10	10	12

Tab. 6-4: Mineralogische Zusammensetzung der Bodenproben

Tonmineral	Fließgrenze w_L [%]	Ausrollgrenze w_p [%]	Schrumpfgrenze w_s [%]
Smektit	100-900	50-100	8,5-15
Illit	60-120	35-60	15-17
Kaolinit	30-110	25-40	25-29
Chlorit	44-47	36-40	

Tab. 6-5: Konsistenzgrenzen einiger Tonminerale, entnommen aus HILTMANN und STRIBRNY (1998)

wird zum Beispiel ein hoher Anteil an Smektit vermutet. Da jedoch meist eine Mischung verschiedener Tonminerale die Eigenschaften eines Bodens bestimmen, ist eine Aussage über dessen Zusammensetzung mittels Aktivitätszahl nur bedingt möglich.

6.3.6 Mineralogische Zusammensetzung

Die mineralogische Zusammensetzung der Bodenproben wurde mittels einer klassischen Tonmineralanalyse an der Kornfraktion kleiner 2 μm durchgeführt. Die Anteile der einzelnen Tonminerale als Masseprozent sind in der Tabelle 6-4 dargestellt.

Die Masseprozent werden dabei auf den Masseanteil der Kornfraktion kleiner 2 μm bezogen. Eine vergleichbare Aussage zwischen den einzelnen Bodenarten ist somit möglich, jedoch sind die Massenprozent nach Rietveldanalyse als semiquantitativ einzustufen, sodass keine genaue Aussage über die Tonmineralverteilung in der jeweiligen Bodenart gemacht werden kann.

Den verschiedenen hier nachweisbaren Tonmineralen werden verschiedene bodenmechanische Eigenschaften zugewiesen. So können nach HILTMANN und STRIBRNY (1998) den verschiedenen Mineralen unterschiedliche plastische Eigenschaften des Bodens zugewiesen werden (Tabelle 6-4).

Die Grundbausteine der Tonminerale sind im Allgemeinen SiO_4 -Tetraeder- und Oktaederschichten. Die Ladung der Tonminerale kann zwischen 0 und > 1 variieren. Aus der Analyse kann zwischen Zweischichtmineralen (Kaolinit) oder Dreischichtmineralen (Illit, Smektit, Chlorit) unterschieden werden.

Dem Zweischichtmineral kann keine negative Schichtladung zugeordnet werden. Kaolinit liegt meist in sechseckiger Blättchenstruktur vor. Smektit ist ein Dreischichtmineral, das aufgrund seiner negativen Schichtladung durch austauschbare Kationen kompensiert wird. Einem Boden mit hohem Smektitgehalt wird ein starkes Quell- und Schrumpfvverhalten zugeschrieben. Dem Boden TA-1 können solche Eigenschaften zugewiesen werden. Mit einem Smektitgehalt von 39 Masseprozent ist dieses Tonmineral sehr stark vertreten. Der Boden TA-1 weist nach Sieblinie einen Tongehalt von größer 40 % auf; der Schluffanteil des Bodens entspricht ebenfalls ca. 40 %.

Böden mit starkem Kaolinitgehalt wird ein besonders hoher Wassergehalt an der Schrumpfgrenze zugeschrieben (Tabelle 6-5). Dies ist bei den untersuchten Böden vor allem für die Böden TM-1 und TM-4 von Bedeutung. Die Schrumpfgrenzen der beiden Böden liegen jedoch mit $w_s = 17,47\%$ (TM-1) und $w_s = 15,26\%$ (TM-4) noch unterhalb der Ausrollgrenze (siehe Tabelle 6-1).

6.4 Rückschlüsse aus den Standardversuchen

Es ist zu erkennen, dass eine Vielzahl von Böden untersucht worden ist, um Bodenproben zu finden, die dem Anspruch der Forschung genügen. Hierbei war es wichtig, dass sowohl ungestörtes als auch gestörtes Bodenmaterial zur Untersuchung in ausreichender Menge vorlag. Die Bodenproben stammen ausschließlich aus Bayern, viele aus der Region München. Es ist daher nicht verwunderlich, dass sich die mineralogische Zusammensetzung der verschiedenen Böden sehr ähnelt. In Tabelle 6-1 sind die Ergebnisse der Klassifizierungsversuche für sämtliche Böden dargestellt. Nach Auswahl der geeigneten Böden wurden an diesen weitere Klassifikationsversuche durchgeführt. Hierzu zählen vor allem die in Kapitel 7 dargestellten Versuche. In Bild 6-6 ist zur erweiterten Darstellung der untersuchten Böden der Zusammenhang zwischen Plastizitätszahl ($I_P = w_L - w_P$) und Schumpfzahl ($I_S = w_L - w_S$) dargestellt. Böden, die in Bild 6-6 unterhalb der gestrichelten Linie aufgetragen sind, weisen einen Wassergehalt an der Schumpfgrenze auf, der höher ist als der Wassergehalt an der Ausrollgrenze dieses Bodens. Des Weiteren kann aus Bild 6-6 gelesen werden, dass mit steigender Ausrollgrenze auch die Schumpfgrenze stetig ansteigt. Zur Verdeutlichung dieses Verhaltens wurde eine Trendlinie in die Abbildung eingefügt, die einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen Plastizitätszahl und Schumpfzahl wiedergibt. Für Plastizitätszahlen $I_P < 18\%$ liegt die Trendlinie unterhalb der gestrichelten Linie. Dies bedeutet, dass Boden-

proben mit Plastizitätszahlen von $I_P < 18\%$ Wassergehalte an der Schumpfgrenze aufweisen, die oberhalb der Wassergehalte an der Ausrollgrenze liegen. Um die hier dargestellten Ergebnisse der Standardversuche weiter auszuarbeiten und Schlussfolgerungen für die Klassifizierung der Bodenproben ziehen zu können, werden die Böden im Folgenden auf ihr Schumpfverhalten untersucht.

7 Schumpfgrenze und Schumpfverhalten

In diesem Kapitel werden neben dem Normversuch zur Bestimmung der Schumpfgrenze abgewandelte Versuche zur Untersuchung des Schumpfverhaltens und zum Einfluss einer Vorbelastung des Bodens auf diese durchgeführt. Mit den folgenden Versuchen wird gezeigt, dass die Schumpfgrenze, wie bereits in den Kapiteln zur Literaturstudie dargestellt, nicht allein von den Bodeneigenschaften, sondern auch von der Vorgeschichte des Bodens abhängig ist.

7.1 Untersuchungen zur Schumpfgrenze nach DIN 18122-2 und zum Schumpfmaß nach BS 1377

7.1.1 Schumpfgrenze nach DIN 18122-2

Für die in Tabelle 6-1 dargestellten Böden wurde die Schumpfgrenze nach DIN 18122-2 ermittelt. Hierbei wurde eine Serie von drei Proben beim

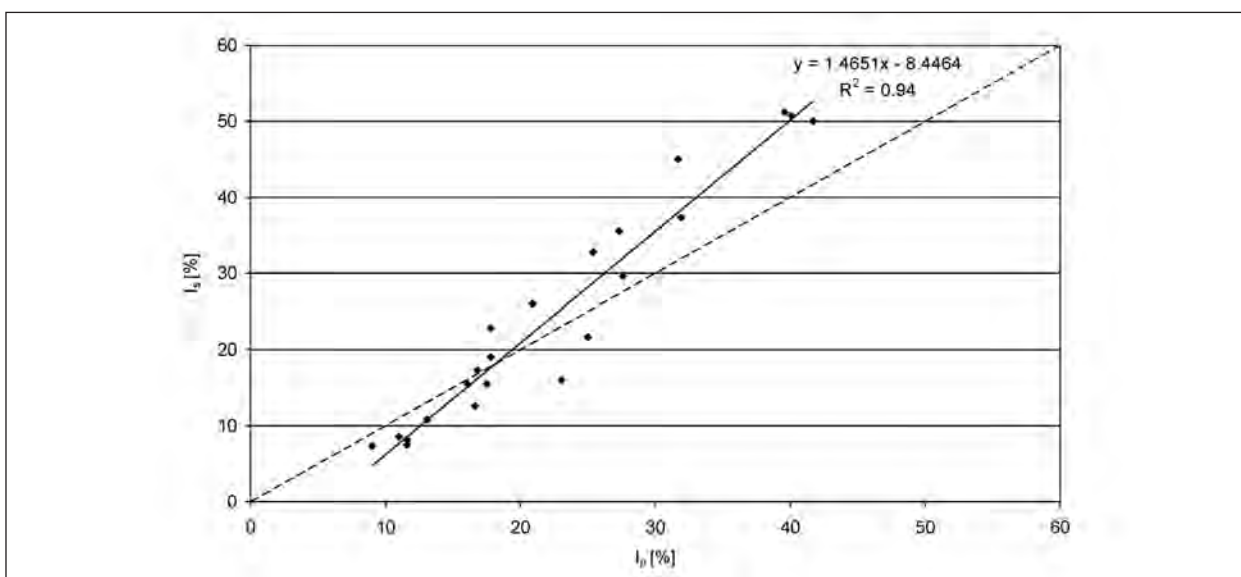


Bild 6-6: Zusammenhang zwischen Plastizitätszahl und Schumpfzahl

1,1fachen Wert des Wassergehalts an der Fließgrenze aufbereitet und für mindestens 24 Stunden in einem geschlossenen Behälter stehen gelassen, sodass sich der Boden homogenisieren konnte. Die Probe wurde dann in einen mit Silikonöl benetzten Stahlring, der auf einer Glasplatte steht, luftblasenfrei eingestrichen. Die Silikonölbeschichtung verhindert ein Anhaften des schrumpfenden Bodens an der Probenform. Nach Abgleichen der Probenoberfläche und Wägung wurde diese bei konstanter Temperatur offen stehen gelassen. Nach Erreichen des Farbumschlages wurde die Probe in den Trockenschrank gestellt. Nach Auskühlen der Probe im Exsikkator wurden die Trockenmasse und das Trockenvolumen der Probe bestimmt. Um dieses zu bestimmen, wurden wie in der Norm vorgeschlagen, einerseits Tauchwägungen nach Aufbringen einer Schellackschicht $w_{S-Tauch}$ durchgeführt, andererseits wurde das Volumen mit Hilfe der Schiebellehre w_{S-SL} bestimmt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Kapitel 6.3 dargestellt.

7.1.2 Schrumpfmaß nach BS 1377 und DIN 18122-2

Das Schrumpfmaß wurde nach BS 1377 ermittelt. Hierfür wurden die Bodenproben beim Wert des 1,1fachen Wassergehalts an der Fließgrenze aufbereitet und zum Homogenisieren mindestens 24 Stunden ruhen gelassen. Der Boden wurde anschließend in mit Silikonöl benetzten Halbzylinderformen eingestrichen und bis zum Farbumschlag bei Zimmertemperatur stehen gelassen. Nach Erreichen des Farbumschlages wurde die Probe in den Trockenschrank gestellt und dort bis zur Massenkonstanz getrocknet. Die Länge der Bodenprobe wurde anschließend mit Hilfe einer Schiebellehre

und eines Lineals vermessen. Das lineare Schrumpfmaß L_S wurde nach BS berechnet (siehe Gleichung (3-2)). Des Weiteren wurde aus dem bestimmten Trockenvolumen des Schrumpfversuches nach DIN 18122-2 das lineare Schrumpfmaß über Gleichung (3-4) errechnet. Das volumetrische Schrumpfmaß nach Gleichung (3-3) ist ebenfalls aus den Versuchsergebnissen des DIN-Versuches theoretisch berechnet worden. Die Ergebnisse des Versuches sind in Kapitel 6.3 zusammengefasst und für die einzelnen Bodentypen erläutert; zur Anwendbarkeit dieses Verfahrens vergleiche Kapitel 4.1.3.

7.1.3 Ergebnisse TA-1

DIN 18122-2

In Bild 7-1 sind die Ergebnisse des an drei Proben des Bodens TA-1 durchgeführten Schrumpfversuches nach DIN 18122-2 dargestellt. Es fällt auf, dass die Schrumpfgrenze, welche mit der Schiebellehre (w_{S-SL}) bestimmt wurde, im Mittel um ca. 12,5 Prozentpunkte von der Schrumpfgrenze abweicht, welche über Tauchwägung ($w_{S-Tauch}$) bestimmt wurde. Innerhalb eines Bestimmungsverfahrens weichen die Werte hingegen nur geringfügig voneinander ab. Ein Grund für diesen großen Unterschied wird im Probenmaterial gesehen. Wie in Bild 7-1 zu erkennen, ist die Probe in horizontaler Richtung sehr stark geschrumpft. Das Schrumpfvermögen über die Höhe ist ebenfalls sehr groß und führt zu einer uhrglasförmigen Aufwölbung der Probe. Jedoch findet hier die Schrumpfung nur unregelmäßig statt. Der Boden verwölbt sich stark. Eine genaue Höhenmessung ist mit der Schiebellehre nicht mehr möglich. Das Volumen, welches aus



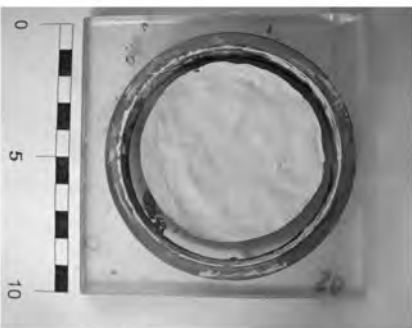
		
$w_{S-SL} = 30,9 \%$	$w_{S-SL} = 31,1 \%$	$w_{S-SL} = 30,0 \%$ $\varnothing = 30,7 \%$
$w_{S-Tauch} = 18,3 \%$	$w_{S-Tauch} = 18,6 \%$	$(w_{S-Tauch} = 13,3\%)$ $\varnothing = 18,4 \%$
$w_L = 69,0 \%$, $w_p = 20,3 \%$		

Bild 7-1: Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 (TA-1)

den Messungen mit der Schieblehre resultiert, ist tendenziell zu hoch, da die Schieblehre am höchsten Punkt der Probe aufliegt und nur dieser Punkt bestimmbar ist.

BS 1377

Über die direkte Bestimmung des linearen Schrumpfmaßes (L_S) wird für den Boden TA-1 ein prozentualer Volumenverlust von 10 % errechnet. Dies entspricht nach Tabelle 3-1 einer mittleren bis großen Schrumpff Gefahr.

Wird das lineare Schrumpfmaß aus dem Trockenvolumen der Bodenproben nach der Versuchsdurchführung nach DIN 18122-2 rückgerechnet, ist dieses geringer als das lineare Schrumpfmaß nach BS 1377. Die berechneten Werte weichen aufgrund der ungenügenden Volumenbestimmung stark voneinander ab. In Bild 7-2 sind die Längen der Bodenprobe nach dem Schrumpfvorgang $L_{d\ BS}$ angegeben. Dieses kann in ein Volumenschrumpfmaß $L_{S\ Ring}$ rückgerechnet werden. Es ergeben sich bei der Rückrechnung ausschließlich bei ausgeprägt plastischen Böden große Unterschiede zwischen

der Tauchwägung ($V_{d-Ring-Tauch}$) und der Versuchsdurchführung mit der Schieblehre ($V_{d-Ring-SL}$).

7.1.4 Ergebnisse TA-2

DIN 18122-2

Die Schrumpfgrenzen, welche mit Hilfe einer Schieblehre w_{S-SL} bzw. einer Tauchwägung $w_{S-Tauch}$ bestimmt wurden, weichen bei dieser Probe um 2,2 % voneinander ab. Abermals ist die über Tauchwägung bestimmte Schrumpfgrenze geringer als die Schrumpfgrenze, welche mit Hilfe der Schieblehre bestimmt wurde. Dies ist wiederum auf das Aufwölben der Probe zurückzuführen. Die Unebenheit der Probe ist bei dieser Probe bereits wesentlich geringer als bei TA-1, jedoch ist abermals ein leichtes Aufstellen der Kanten zu beobachten (siehe Bild 7-3).

BS 1377

Der BS-Versuch für den Boden TA-2 ergibt ein lineares Schrumpfmaß $L_S = 12,07$ %. Das ermittelte

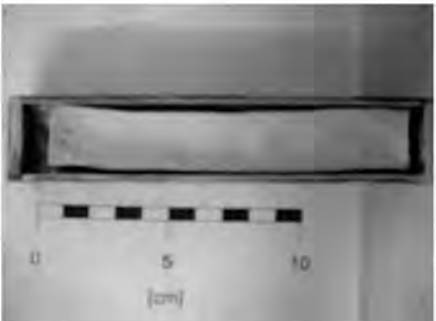
	$L_{d\ BS} = 12,60\text{ cm}$	
	$L_S = 10,00\ \%$	
	$V_0 = V_{Ring} = 53,88\text{ cm}^3$	
	$V_{d-Ring-SL} = 28,43\text{ cm}^3$	$V_{d-Ring-Tauch} = 22,64\text{ cm}^3$
	$L_{S\ Ring} = 8,0\ \%$	$L_{S\ Ring} = 6,53\ \%$
	$V_{S\ Ring} = 47,23\ \%$	$V_{S\ Ring} = 57,98\ \%$

Bild 7-2: Schrumpfmaß nach BS 1377 (TA-2)


		
$w_{S-SL} = 14,7\ \%$	$w_{S-SL} = 18,1\ \%$	$w_{S-SL} = 17,8\ \%$ $\varnothing = 16,9\ \%$
$w_{S-Tauch} = 14,7\ \%$	$w_{S-Tauch} = 14,5\ \%$	$w_{S-Tauch} = 15,0\ \%$ $\varnothing = 14,7\ \%$
$w_L = 52,2\ \%$, $w_P = 20,3\ \%$		

Bild 7-3: Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 (TA-2)

	$L_{dBS} = 12,31 \text{ cm}$	
	$L_S = 12,07 \%$	
	$V_0 = V_{Ring} = 53,88 \text{ cm}^3$	
	$V_{d-Ring-SL} = 35,97 \text{ cm}^3$	$V_{d-Ring-Tauch} = 29,88 \text{ cm}^3$
	$L_{S Ring} = 9,73 \%$	$L_{S Ring} = 8,35 \%$
	$V_{S Ring} = 33,24 \%$	$V_{S Ring} = 44,54 \%$

Bild 7-4: Schrumpfmaß nach BS 1377 (TA-2)

Probenvolumen bei Massenkonstanz ist hierbei größer als das der Probe TA-1. Demnach wäre zu erwarten, dass das lineare Schrumpfmaß der Probe TA-2 geringer ist als das der Probe TA-1. Dies ist allerdings nicht der Fall, sondern es wurde mit einem Schrumpfmaß von 12,07 % ein gegenüber der Probe TA-1 größerer Wert ermittelt. Die Längenmessung der Probe TA-2 war aufgrund des Bruchs der Probe jedoch nur eingeschränkt möglich (siehe Bild 7-4).

7.1.5 Ergebnisse TM-1

DIN 18122-2

Das Volumen dieses Bodens konnte nur über die Volumenbestimmung mittels Schieblehre bestimmt werden. Da der Schellack, welcher zur Tauchwägung über die Probe gegeben wurde, immer wieder aufbrach, war eine Bestimmung über Tauchwägung in diesem Fall nicht mehr möglich. Da jedoch die Probe sehr regelmäßig schrumpfte, ist anzunehmen, dass die Abweichungen zwischen Tauchwägung und Volumenbestimmung mittels Schieblehre gering sind (siehe Bild 7-5).

BS 1377

Die Probe des BS-1377-Versuches brach bereits während der Phase der Lufttrocknung auseinander. Die Endlänge der Probe wurde bestimmt, indem die Teilstücke zusammengelegt wurden. Entsprechend dem ermittelten linearen Schrumpfmaß ist die Schrumpff Gefahr des Bodens im mittleren Bereich einzustufen (siehe Tabelle 3-1 und Bild 7-6).

7.1.6 Ergebnisse TM-2

DIN 18122-2

Für die Bodenprobe TM-2 wurden ebenfalls Untersuchungen zum Wassergehalt an der Schrumpf-

grenze durchgeführt. Im Vergleich zu den übrigen Böden wurde der Zustand der Proben nach dem Schrumpfvorgang allerdings nicht bildlich dokumentiert. Der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze, der mittels Tauchwägung bestimmt wurde, beträgt im Mittel 24,85 %. Der mittels Schieblehre ermittelte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze beträgt 31,25 % und liegt damit ca. 6,15 % über dem mittels Tauchwägung bestimmten Wassergehalt an der Schrumpfgrenze. Für die Fließ- und Ausrollgrenze wurden Werte von $w_L = 37,8 \%$ und $w_P = 21,2 \%$ bestimmt. Damit ist bei der Probe TM-2 der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze w_S größer als der Wassergehalt an der Ausrollgrenze w_P .

7.1.7 Ergebnisse TL-1

DIN 18122-2

Wie in Bild 7-7 zu erkennen ist, ist die Schrumpffähigkeit dieses Bodens vergleichsweise gering. Die mittels Tauchwägung bzw. Schieblehre ermittelten Wassergehalte an der Schrumpfgrenze $w_{S-Tauch}$ bzw. w_{S-SL} unterscheiden sich nur geringfügig.

BS 1377

Der BS-Versuch ergab ein sehr geringes lineares Schrumpfmaß von 2,57 %. Das entspricht einem geringen Schrumpfvermögen (siehe Bild 7-8).

7.1.8 Ergebnisse TL-2

DIN 18122-2

Die Ausrollgrenze der Probe TL-2 liegt mit $w_P = 15,5 \%$ deutlich unter der Schrumpfgrenze nach Tauchwägung ($w_{S-Tauch} = 18,0 \%$) oder mittels Bestimmung mit der Schieblehre ($w_{S-SL} = 21,9 \%$) (siehe Bild 7-9).




			
WS-SL = 18,0 %	WS-SL = 17,1 %	WS-SL = 17,3 %	$\varnothing = 17,5$ %
WL = 36,5 %, WP = 18,7 %			

Bild 7-5: Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 (TM-1)


	$L_{d\ BS} = 12,90\ \text{cm}$	
	$L_S = 7,86\ \%$	
	$V_0 = V_{\text{Ring}} = 53,88\ \text{cm}^3$	
	$V_{d\text{-Ring-SL}} = 36,68\ \text{cm}^3$	
	$L_{S\ \text{Ring}} = 9,89\ \%$	
	$V_{S\ \text{Ring}} = 31,92\ \%$	

Bild 7-6: Schrumpfmaß nach BS 1377 (TM-1)

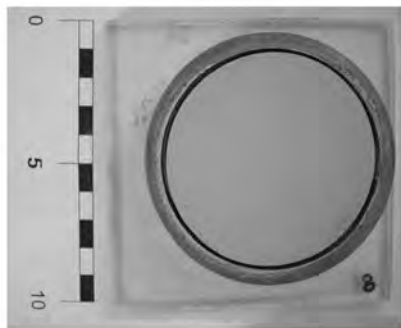
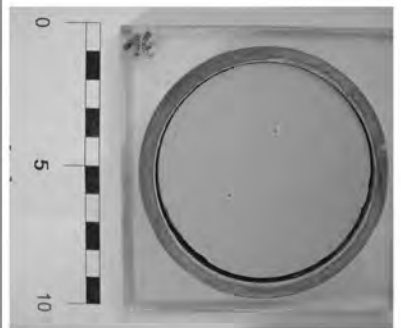
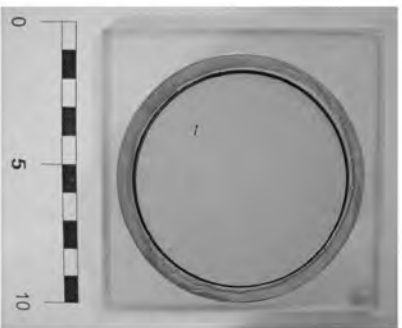
			
WS-SL = 23,3 %	WS-SL = 22,9 %	WS-SL = 22,9 %	$\varnothing = 23,0$ %
WS-Tauch = 19,6 %	WS-Tauch = 20,0 %	WS-Tauch = 19,6 %	$\varnothing = 19,7$ %
WL = 27,9 %, WP = 16,3 %			

Bild 7-7: Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 (TL-1)

	$L_{d\ BS} = 13,64\ \text{cm}$	
	$L_S = 2,57\ \%$	
	$V_0 = V_{\text{Ring}} = 53,88\ \text{cm}^3$	
	$V_{d\text{-Ring-SL}} = 49,75\ \text{cm}^3$	$V_{d\text{-Ring-Tauch}} = 46,87\ \text{cm}^3$
	$L_{S\ \text{Ring}} = 12,59\ \%$	$L_{S\ \text{Ring}} = 12,03\ \%$
	$V_{S\ \text{Ring}} = 7,66\ \%$	$V_{S\ \text{Ring}} = 13,01\ \%$

Bild 7.8: Schrumpfmaß nach BS 1377 (TL-1)

WS-SL = 21,9 %	WS-SL = 22,4 %	WS-SL = 21,8 %	∅ = 22,0 %
WS-Tauch = 18,0 %	WS-Tauch = 18,0 %	WS-Tauch = 17,4 %	∅ = 17,8 %
W _L = 28,6 %, W _P = 15,5 %			

Bild 7.9: Auswertung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 (TL-2)

	$L_{d\text{BS}} = 13,53 \text{ cm}$	
	$L_S = 3,36 \%$	
	$V_0 = V_{\text{Ring}} = 53,88 \text{ cm}^3$	
	$V_{d\text{-Ring-SL}} = 42,90 \text{ cm}^3$	$V_{d\text{-Ring-Tauch}} = 42,64 \text{ cm}^3$
	$L_{S\text{ Ring}} = 11,21 \%$	$L_{S\text{ Ring}} = 11,16 \%$
	$V_{S\text{ Ring}} = 20,37 \%$	$V_{S\text{ Ring}} = 20,90 \%$

Bild 7.10: Schrumpfmaß nach BS 1377 (TL-2)

BS 1377

Der leichtplastische Boden weist ein lineares Schrumpfmaß von 3,4 % auf. Das Volumenschrumpfmaß beträgt rund 20 %. Das aus dem Trockenvolumen des DIN-Versuches bestimmte lineare Schrumpfmaß beträgt 11,21 % und liegt damit über dem nach BS 1377 bestimmten Schrumpfmaß (siehe Bild 7-10).

7.2 Untersuchung des Schrumpfverhaltens des Bodens ohne Auflast

7.2.1 Ziel

Ziel der Untersuchungen ist es, den Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Schrumpfung zu bestimmen. Damit sollen die Ergebnisse der Schrumpfversuche nach DIN 18122-2 beurteilt werden. Gleichzeitig sollen die Ergebnisse als Vergleichswerte für die späteren Untersuchungen des Schrumpfverhaltens nach Belastung dienen. Des Weiteren wurde untersucht, wie sich das Größtkorn

auf die Schrumpfgrenze auswirkt. Dazu wurde anstelle des nach DIN 18122-2 vorgegebenen Größtkorns von 0,4 mm ein Größtkorn von 2,0 mm verwendet. Der Boden weist somit eine veränderte Porenraumstruktur gegenüber dem DIN-Versuch auf. Eine Untersuchung des Einflusses des Feinkornanteils ist somit mit einfachen Mitteln möglich.

7.2.2 Versuchsdurchführung nach DIN 18122-2

Die Untersuchungen wurden an einem ausgeprägt plastischen (TA-1), einem mittelplastischen (TM-1) und einem leichtplastischen (TL-1) Boden durchgeführt. Die Proben sind wie bereits in Kapitel 7.1 beschrieben nach DIN 18122-2 aufbereitet und geschrumpft worden. Während des Schrumpfvorganges wurden in regelmäßigen Abständen die Masse der Proben und das Volumen mittels Schieblehre bestimmt und dokumentiert.

In den grafischen Darstellungen des Schrumpfvorganges ist die Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 eingezeichnet. Die zweite Linie kennzeichnet eine Auswertung der Schrumpfgrenze über den Schnitt-

punkt des Primärschrumpfastes mit dem Restschrumpfaste (siehe Kapitel 3). Die angegebenen Schrumpfgrenzen beziehen sich auf die Gleichung (3-1) nach DIN 18122-2 (siehe Bilder 7-11, 7-13 und 7-14).

7.2.3 Ergebnisse TA-1

Wie in Bild 7-11 dargestellt, laufen bei dem ausgeprägt plastischen Ton TA-1 die Messdaten nicht entlang der Sättigungslinie, sondern parallel im großen Abstand zu dieser. Diese Verschiebung des Primärschrumpfastes ist darauf zurückzuführen, dass die Probe sich sehr stark verwölbt hat. Die Messung mit der Schieblehre ergab damit zu große Höhen der Probe. Eine Volumenverminderung bei gleichem Wassergehalt führt zu einer Verschiebung des Schrumpfastes in Richtung Vollsättigung. Es ist zu erkennen, dass die Primärschrumpfung annähernd parallel zur Sättigungslinie läuft. Die nach Gleichung (3-1) bestimmte Schrumpfgrenze gemäß DIN 18122-2 unter dem mittels Tauchwägung bestimmten Volumen ist in das Diagramm eingezeichnet. Die Schrumpfgrenze beträgt in diesem Fall rund 27 %, während die Schrumpfgrenze, welche sich über den Schnittpunkt der Tangentenrichtungen des Primärschrumpfastes und der Restschrumpfung ergibt, gerade 11,5 % beträgt.

Es ist anzunehmen, dass mit Hilfe der Tauchwägung das Volumen besser bestimmt werden kann und somit die Fehler der Volumenbestimmung mittels Schieblehre umgangen werden können. jedoch ist es mit dieser Methode nicht möglich, das Schrumpfverhalten in Abhängigkeit vom Wassergehalt darzustellen. Die Problematik der zerstörungsfreien Volumenbestimmung wurde nicht weiter verfolgt, da bereits aus Gründen der Aussagefähigkeit des Wassergehalts an der Schrumpfgrenze die Bestimmung der Schrumpfgrenze als Grenzkriterium zwischen halbfestem und festem bindigem Boden

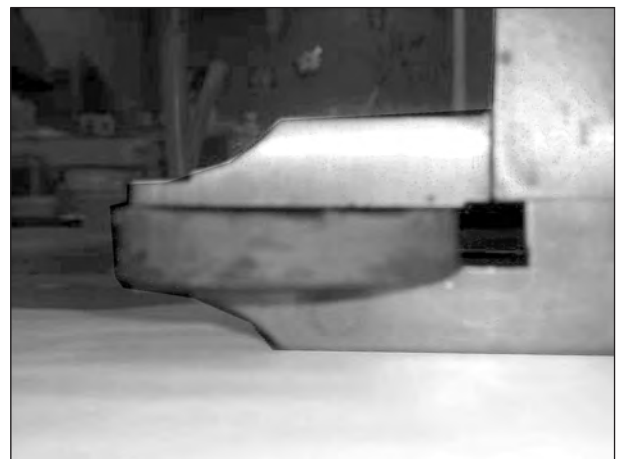


Bild 7.12: Aufwölben der Probe

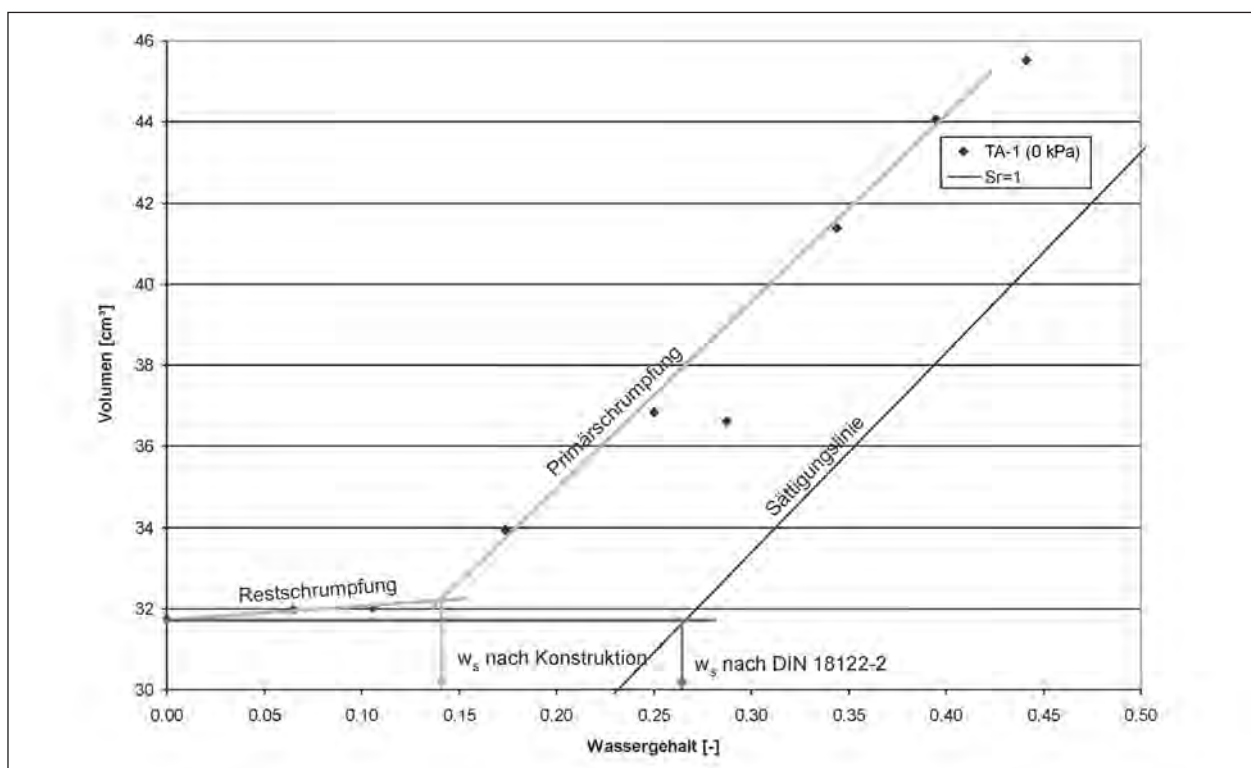


Bild 7-11: Untersuchung des Schrumpfverhaltens ohne Auflast (TA-1)

zur Klassifizierung feinkörniger Böden nach DIN 18300 als ungeeignet eingeschätzt worden ist.

7.2.4 Ergebnisse TM-1

Der Primärschrumpf der Probe TM 1 läuft ebenfalls nahezu parallel zur Sättigungslinie des Bodens (Bild 7-13). Die Restschrumpfung, welche nach DIN 18122-2 gleich null angenommen wird, beträgt hier rund 5 % der Gesamtschrumpfung. Die beiden bestimmten Schrumpfgrenzen stimmen annähernd überein. Sie liegen bei einem Wassergehalt von ca. 19 %. Es ist auffällig, dass der erste Messwert, welcher direkt nach Einfüllen der Probe (Ausgangsvolumen entspricht Stahlring) bestimmt wurde, nicht auf der Sättigungslinie liegt. Dies wird in weiteren Untersuchungen näher betrachtet werden.

7.2.4.1 Ergebnisse TL-1

Das entsprechend DIN 18122-2 bestimmte Schrumpfmaß ist bei TL-1 nur geringfügig kleiner als das Schrumpfmaß, welches mittels Tangentschnittpunkten ermittelt wurde (Bild 7-14). Ein Messwert liegt oberhalb der Sättigungslinie. Es wird ein Ablesefehler auf der Schieblehre vermutet. Die Volumenbestimmung war aufgrund des gleichmäßigeren Schrumpfverhaltens des leichtplastischen Bodens genauer möglich als bei den Böden mittlere

rer und ausgeprägter Plastizität. Jedoch ist die Volumenveränderung des Bodens so gering, dass kleine Messungenauigkeiten sofort sichtbar werden. Die Schrumpfgrenze, welche nach DIN 18122-2 bestimmt wurde, entspricht in etwa der hier ermittelten Schrumpfgrenze.

7.2.5 Versuchsdurchführung in Anlehnung an DIN 18122-2 mit Größtkorn 2 mm

Das Schrumpfverhalten von Böden wurde, wie bereits in Kapitel 7.2.1 beschrieben, ebenfalls für Böden mit einem Größtkorn von 2 mm durchgeführt. Somit konnte der Einfluss des Größtkorns ermittelt werden.

Die Untersuchungen waren erforderlich, um die im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen, die an aufbereiteten Böden mit einem Größtkorn von 2 mm durchgeführt wurden, bewerten zu können.

7.2.6 Ergebnisse TM-4

In Bild 7-15 ist repräsentativ für den Boden TM-4 das Schrumpfverhalten mit Größtkorn 0,4 mm und mit Größtkorn 2 mm aufgetragen. Das Volumen der Probe TM-4 (2 mm) konnte bereits frühzeitig beobachtet werden. Es fällt auf, dass der Schrumpf

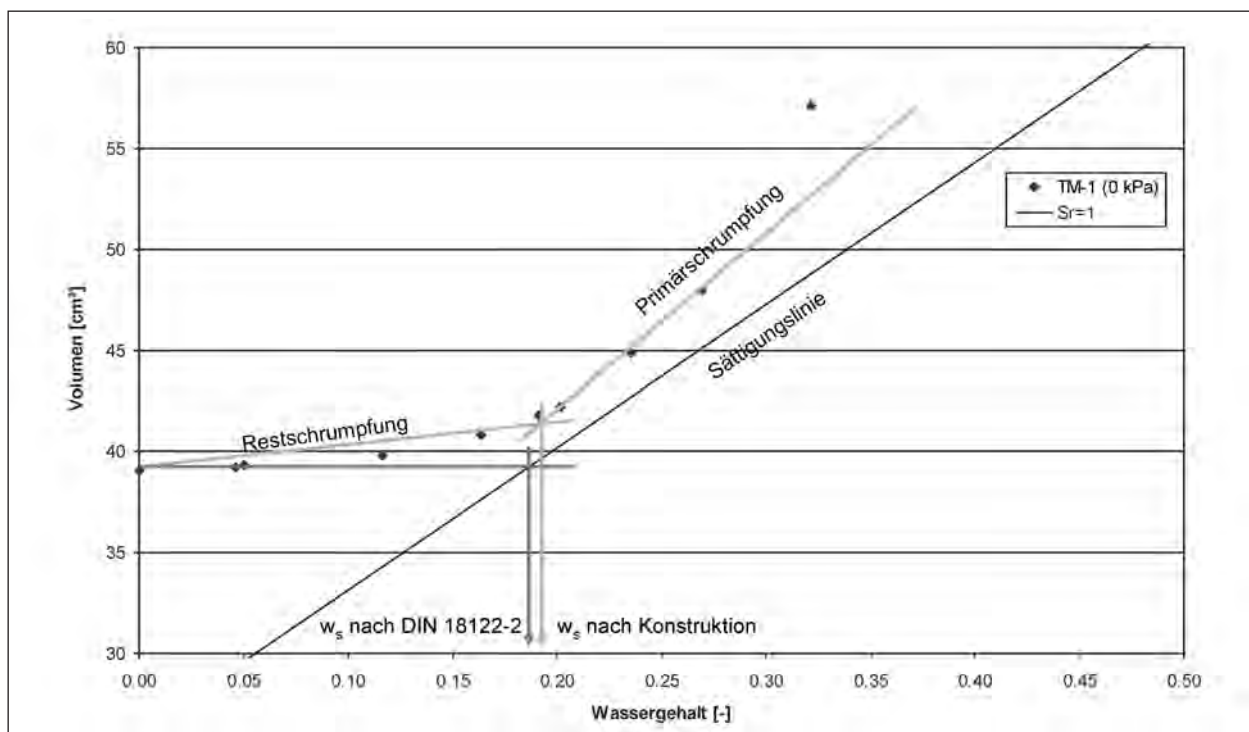


Bild 7-13: Untersuchung des Schrumpfverhaltens ohne Auflast (TM-1)

der Primärschumpfung parallel zur Sättigungslinie verläuft. Des Weiteren ist zu erkennen, dass bei der Probe mit kleinerem Korndurchmesser die Endporenzahl $e_d = 0,38$ geringer ist als bei der Probe mit 2 mm Größtkorn ($e_d = 0,48$). Die Primärschumpfung erfolgt bei der Probe TM-4 (0,4 mm) bis zu

einem geringeren Wassergehalt, bevor die Probe ins Restschumpfen übergeht. Eine kleinere Porenzahl spricht für ein größeres Endvolumen und somit für eine ansteigende Schumpfgrenze bei kleiner werdendem Korndurchmesser. Dies bestätigt die Annahme, dass das Korngefüge einen Einfluss auf

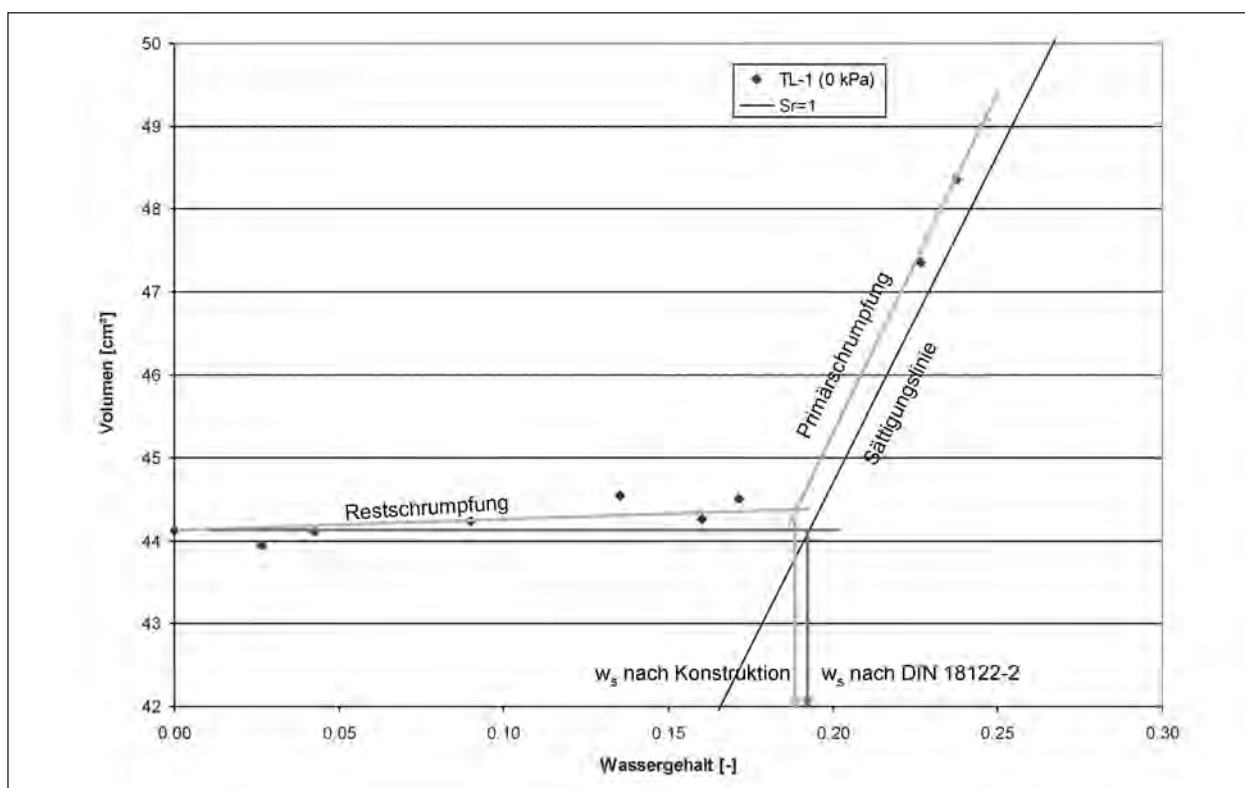


Bild 7-14: Untersuchung des Schumpfverhaltens ohne Auflast (TL-1)

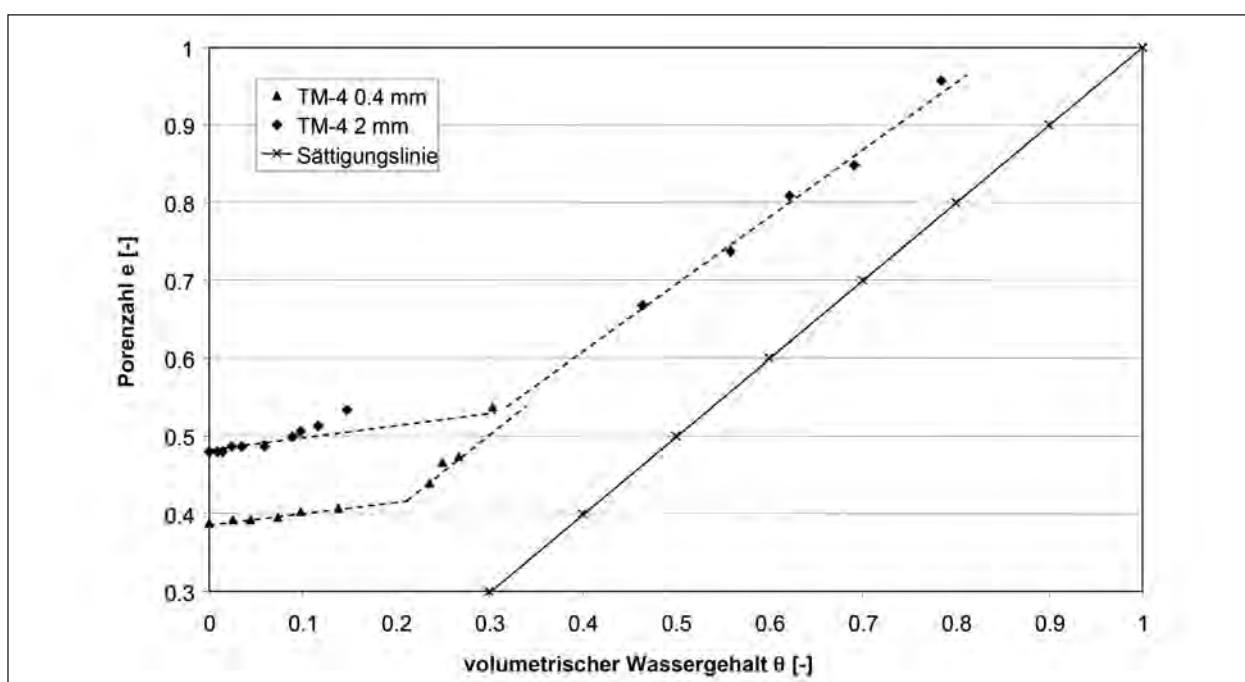


Bild 7-15: Porenzahl zu volumetrischem Wassergehalt (TM-4)

die Schrumpfgrenze hat. Die Primärschrumpfung ist weitgehend unabhängig vom Größtkorn, jedoch geht die Probe mit größerem Größtkorn früher in die Restschrumpfung über.

7.2.7 Zusammenfassung

In Tabelle 7-1 sind die nach DIN 18122-2 bestimmten Schrumpfgrenzen für ein Größtkorn $d = 0,4$ mm und $d = 2,0$ mm aufgeführt. Für alle untersuchten Bodenproben liegt der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze des Bodens mit einem Größtkorn von 2 mm unterhalb der Schrumpfgrenze des Bodens mit einem Größtkorn von 0,4 mm. Besonders deutlich ist dies bei den Böden TM-2 und TM-4 zu erkennen. Der Boden TM-2 weist zudem mit ca. 26 % eine sehr hohe Schrumpfgrenze auf, die deutlich oberhalb der Ausrollgrenze ($w_p = 21$ %) des Bodens liegt. Der Boden TM-4 folgt mit einer Ausrollgrenze $w_p = 17,3$ % und einer Schrumpfgrenze von ca. $w_s = 16$ % den Vorstellungen der Atterberg'schen Plastizitätsgrenzen. Die Böden TL-1 und TL-3 weisen ebenfalls höhere Wassergehalte an der Schrumpfgrenze als an der Ausrollgrenze auf.

7.3 Versuchsreihen zur Ermittlung der Auswirkung der Vorbelastung des Bodens auf sein Schrumpverhalten

7.3.1 Ziel

Im Anschluss an die Versuche zur Bestimmung des Schrumpfverhaltens bei einer Versuchsdurchführung nach DIN 18122-2 wurde für die Böden TA-1, TM-1 und TL-1 das Schrumpfverhalten nach verschiedenen Auflastspannungen beobachtet. Ziel des Versuches war es, den Einfluss unterschiedlicher Vorbelastungen auf das Schrumpfverhalten des Bodens nachzuvollziehen.

7.3.2 Versuchsdurchführung

jeweils vier Bodenproben wurden bei einem Wassergehalt zwischen der 1,2- und 1,3fachen Fließ-

grenze aufbereitet und mindestens für 24 Stunden zur Homogenisierung in einem geschlossenen Behälter aufbewahrt. Der Boden wurde anschließend luftblasenfrei in die Ödometerringe eingestrichen. Aufgrund der anfangs flüssigen Konsistenz der Bodenproben wurden diese nachfolgend sehr langsam belastet (Tabelle 7-2).

Der Versuch wurde unter gesättigten Verhältnissen durchgeführt, um ein Austrocknen der Probe und somit ein verfrühtes Schrumpfen zu vermeiden. Die Wasserzufuhr wurde nach dem Aufsetzen des Stempels und dem Einbau der Probe in die Ödometerbank geöffnet. Die Last wurde im Regelfall nach jeweils 24 Stunden in Anlehnung an die DIN 18135 verdoppelt. Dabei ist zu beachten, dass die Größe der jeweiligen Laststufen, insbesondere der letzten Laststufe, von den verwendeten Kompressionsgeräten abhängt und es dadurch im Hinblick auf die aufgebrachten Spannungen zu Unterschieden zwischen den einzelnen Proben kommen kann. Nach Erreichen der für die Probe vorgesehenen Endlaststufe (Tabelle 7-2) wurde diese zügig ausgebaut. Die Wasserzufuhr wurde vor der Entlastung des Bodens unterbrochen, um eine mögliche Quellung der Probe zu vermeiden.

Belastungsstufen	Gewicht auf der Probe [kg]	Spannung σ [kPa]	Gewicht am Hebelarm [kg]	Endlaststufe für Probe Nr.
I	0,76	1,97	0	
II	1,76	4,57	0,2	
III	2,76	7,17	0,4	
IV	5,76	14,97	1	
V	10,76	27,96	2	
VI	20,76	53,94	4	
VII	40,76	105,91	8	1
VIII	80,76	209,85	16	
IX	160,76	417,73	32	2
X	320,76	833,48	64	3
XI	640,76	1.664,98	128	4

Tab. 7-2: Belastungsstufen der Proben

Boden		TM-2	TL-1	TL-3	TM-4
Ausrollgrenze (0,4 mm)	[%]	21,16	16,30	16,90	17,30
Schrumpfgrenze (2 mm)	[%]	25,57	19,80	19,33	15,26
Schrumpfgrenze (0,4 mm)	[%]	26,75	20,24	19,45	16,22
Δw_s 0,4 mm - Δw_s 2 mm	[%]	1,19	0,44	0,12	0,96

Tab. 7-1: Gegenüberstellung des Wassergehalts an der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2

Das Volumen der Probe verringert sich mit zunehmender Belastung derselben. Ebenso verkleinert sich das Trockenvolumen. Nach dem vorsichtigen Ausbau der Probe aus dem Ödometerring wurde diese auf einer mit Silikonöl bestrichenen Glasscheibe platziert. Dies soll ein dreidimensionales Schrumpfen der Probe ermöglichen. Die Böden wurden unter konstanten klimatischen Bedingungen (Luftfeuchte 54 %, Temperatur 19,5 °C) getrocknet. Das Volumen der Proben wurde durch Vermessung mit Schieblehre in regelmäßigen Abständen bestimmt. Hierbei wurden mindestens 3 Messpunkte auf der Probe angezeichnet, um bei einer wiederholten Messung mögliche Unebenheiten der Probe als Fehlerquelle für Messungenauigkeiten weitgehend vermeiden zu können. Das Volumen und die Masse der Probe wurden so lange beobachtet, bis die Masse zweier Messungen mit mehrstündigem Abstand sich weniger als ein Zehntel Gramm verringerte. Die Böden wurden für weitere 24 Stunden in einen Trockenschrank gestellt, bevor das Volumen bei Massenkonstanz wiederum mittels Schieblehre bestimmt wurde.

Probleme während der Versuchsdurchführung

Das Aufsetzen des Ödometerstempels ist aufgrund der flüssigen Konsistenz des Bodens problematisch. Ein Aufsetzen direkt nach Einbau der Probe war bei den mittel- und ausgeprägt plastischen Böden nicht möglich. Ein direktes Belasten des Bodens führt zum Herausquetschen von Bodenmaterial zwischen Stempel und Ödometerring. Um dies zu vermeiden, wurden die Proben einige Stunden an der Umgebungsluft stehen gelassen. Dadurch trocknet der Boden oberflächennah etwas ab und gewinnt ausreichend Festigkeit, um die Belastung der Probe mit dem Stempel zu ermöglichen. Erst dann wurde die Probe in die Ödometerbank eingebaut. Das Aufsetzen des Stempels war dennoch problematisch, da es sehr leicht zu einer Schrägstellung kommt. Beim Ausbau der Proben werden die Böden nach Entlastung und Ausbau des Ödometerrings mit Hilfe des Stempels durch den Ödometerring hindurchgedrückt. Das Abziehen des Stempels von der konsolidierten Probe kann hierbei ebenfalls zu einer Veränderung der Probenoberfläche führen.

Durch den flüssigen Einbau der Probe kann die Ausgangsposition des Stempels nicht mit der Messuhr bestimmt werden. Aufgrund des oberflächigen Antrocknens des Bodens vor Einbau der

Probe in die Ödometerbank beträgt die Nullposition des Stempels nicht die durch den Ring vorgegebenen 20 mm, sondern ist geringfügig kleiner. Ebenso wird die Probe beim Aufbringen des Stempels vor Aufsetzen der Messuhr gestaucht. Die genaue Größe der Stauchung ist ebenfalls nicht bekannt. Somit ist die Ausgangssituation vor Beginn des Schrumpfvorganges nur unzureichend bekannt. Dieses Problem tritt vor allem bei Böden ausgeprägter Plastizität auf, da diese aufgrund der weichen Konsistenz des Bodens beim Ausbau nicht sofort mittels Schieblehre vermessen werden können. Leichtplastische Böden weisen nach Ausbau der Probe eine festere Konsistenz auf und können sofort mit Hilfe der Schieblehre vermessen werden.

7.3.3 Ergebnisse TA-1

7.3.3.1 Einaxialer Kompressionsversuch

In Tabelle 7-3 sind die Versuchsergebnisse der Belastung des Bodens im Ödometer bis zu einer Endlastsstufe von 1.509,07 kPa dargestellt. Die Ergebnisse der drei weniger stark belasteten Bodenproben sind nicht aufgelistet. Sie sind den dargestellten Ergebnissen aber sehr ähnlich.

Die Anfangsprobenhöhe wurde von 20 mm auf geschätzt 18,5 mm herabgesetzt (siehe Tabelle 7-3), da vor dem Aufbringen des Stempels die Oberfläche der Probe bereits durch Wasserabgabe geschrumpft war. Nach Einbau des Kompressionsapparates und stufenweiser Belastung wurde die Veränderung der Höhe über eine Messuhr regelmäßig aufgezeichnet.

Die Ergebnisse der Kompressionsversuche sind in Bild 7-16 bis Bild 7-18 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Steifemodul mit der Spannung näherungsweise linear zunimmt und bei einer Spannung von $\sigma' = 1.170 \text{ kPa}$ einen Wert $E_S = 15,5 \text{ MN/m}^2$ erreicht.

Die Eigenschaften der vier belasteten Bodenproben sind in Tabelle 7-4 zusammenfassend dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Proben nach verschiedenen Belastungsstufen ausgebaut wurden. Hierbei gibt w_{AB} den Ausbauwassergehalt der Bodenprobe an. Dieser muss für die Bodenproben mit zunehmender Belastung sinken. Ein solches Verhalten ist für den Boden TA-1 I nicht erkennbar. Dies ist auf einen Fehler in der Versuchsdurchführung zurückzuführen. Die Ausbauhöhe des Probekörpers (h_{AB}) wurde mittels Schieblehre bestimmt.

Vertikalspannung σ'	Messuhrablesung m	Probehöhe h	Bezogene Setzung ϵ^*	Bezogene Setzung ϵ^*	Porenzahl e	Steifemodul E_s	Spannung für E_s σ'
[kPa]	[1/100 mm]	[mm]	[-]	[%]	[-]	[MN/m ²]	[kPa]
0	0,0	18,50	0,0000	0,00	2,3382	0,0	0,0
1,97	4,9	18,45	0,0026	0,26	2,3293	0,0	0,0
4,57	17,4	18,33	0,0094	0,94	2,3068	0,4	3,3
9,14	91,6	17,58	0,0495	4,95	2,1729	0,1	6,9
14,97	368,8	14,81	0,1994	19,94	1,6727	0,0	12,1
27,96	471,2	13,79	0,2547	25,47	1,4879	0,2	21,5
53,94	573,0	12,77	0,3097	30,97	1,3042	0,4	41,0
105,91	643,6	12,06	0,3479	34,79	1,1768	0,9	79,9
209,85	707,9	11,42	0,3826	38,26	1,0608	2,0	157,9
417,73	767,2	10,83	0,4147	41,47	0,9538	4,0	313,8
833,48	822,2	10,28	0,4444	44,44	0,8546	8,2	625,6
1.509,07	867,0	9,83	0,4686	46,86	0,7737	15,5	1.171,3

Tab. 7-3: Versuchsdaten einaxialer Kompressionsapparat (TA-1)

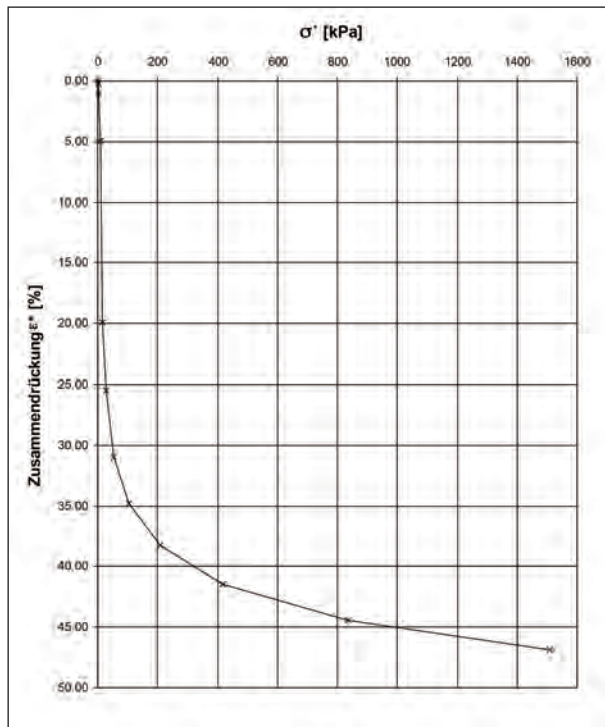


Bild 7-16: Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm

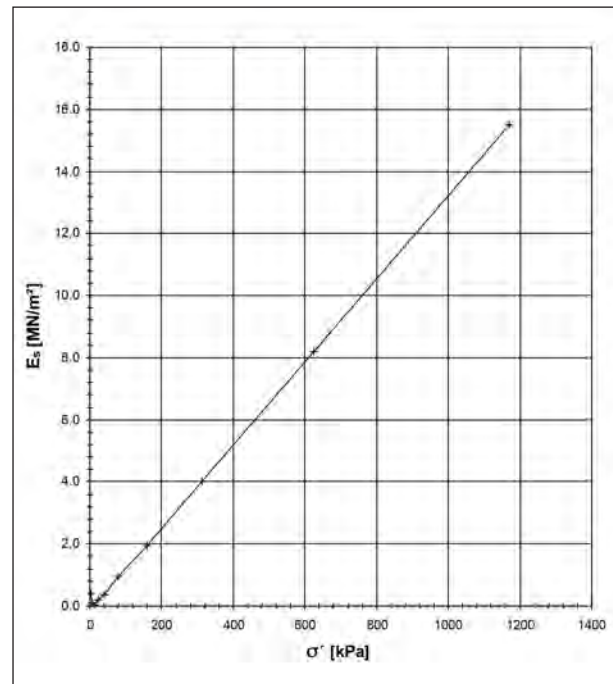


Bild 7-17: Beziehung zwischen Steifemodul und Vertikalspannung

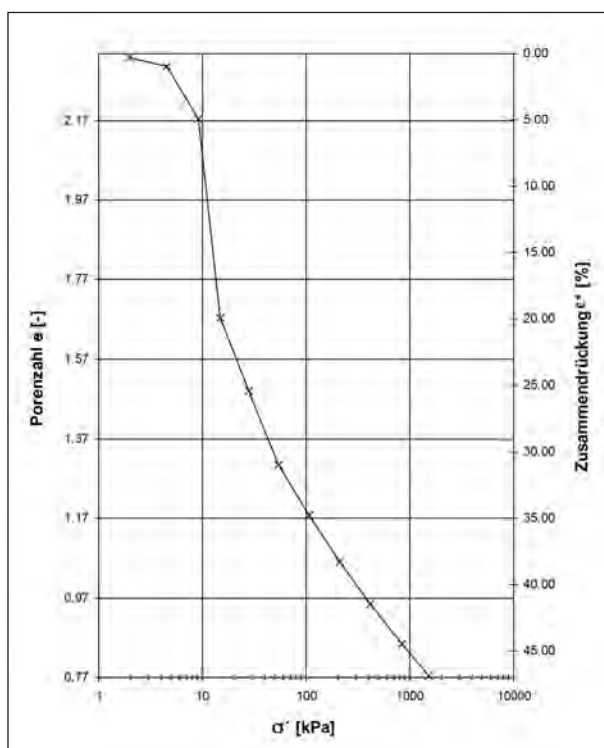


Bild 7-18: Porenzahl e /Zusammendrückung ϵ^* über Spannung σ'

	I	II	III	IV
	105,91 kPa	417,73 kPa	833,48 kPa	1.509,07 kPa
$d_0 =$ [cm]	7,00	7,00	7,00	7,00
$h_0 =$ [cm]	1,85	1,85	1,85	1,85
$h_{AB} =$ [cm]	12,57	11,96	11,21	9,83
$m_0 =$ [g]	105,70	104,60	103,80	103,40
$m_d =$ [g]	59,72	57,69	54,64	56,69
$w_0 =$ [%]	86,45	86,95	86,20	82,40
$e_0 =$ [g/cm ³]	2,34	2,39	2,39	2,34
$\rho_s =$ [g/cm ³]	2,66	2,66	2,66	2,66
$e_{AB} =$ [-]	1,27	1,18	1,06	0,77
$m_{AB} =$ [g]	71,04	73,39	70,98	71,04
$w_{AB} =$ [%]	25,31	31,17	27,32	25,30
$I_C =$ [-]	1,09	0,94	1,04	1,09

Tab. 7-4: Bodenkennwerte Ödometerversuch (TA-1)

7.3.3.2 Schrumpfverhalten

Das Schrumpfverhalten des ausgeprägt plastischen Tons ist in Bild 7-19 bis Bild 7-22 für die verschiedenen Auflaststufen dargestellt. In Bild 7-19 ist das Schrumpfverhalten des mit 105,9 kPa belasteten Bodens dargestellt. Die Primärschrumpfung verläuft in diesem Fall direkt auf der Sättigungslinie, der Lufttrittspunkt in den Boden, welcher den Übergang zur Restschrumpfung markiert, ist hier bei einem Wassergehalt von rund 20 % anzunehmen. Die Restschrumpfung verläuft hier nahezu waagrecht. Daher ist der Abstand zwischen der über den Ausbauwassergehalt gemäß DIN 18122-2 bestimmten Schrumpfgrenze und der Schrumpfgrenze, die konstruktiv ermittelt wurde, nur gering.

Werden die Ergebnisse des Schrumpfverhaltens nach Belastung des Bodens mit dem Schrumpfverhalten ohne vorherige Belastung verglichen, fällt besonders auf, dass die belasteten Böden sich nicht aufwölben. Nach einer Belastung ist somit eine genauere Volumenbestimmung möglich.

In Bild 7-23 ist der volumetrische Wassergehalt der Porenzahl für alle fünf Belastungsstufen des TA-1 gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass mit steigender Vorbelastung der Bodenprobe die Porenzahl im Endzustand e_d abnimmt. Die Böden schrumpfen alle parallel zur Sättigungslinie. Die Restschrumpfung verläuft bei allen Bodenproben annähernd horizontal. Aufgrund der Schwierigkeiten bei der Messung des unbelasteten Bodens mit Schieblehre wurde die Porenzahl in diesem Fall auf die Endporenzahl e_d nach Tauchwägung rückgerechnet und der Schrumpfstab um die Differenz zwischen der mittels Schieblehre ermittelten Porenzahl und der mittels Tauchwägung ermittelten Porenzahl parallel verschoben.

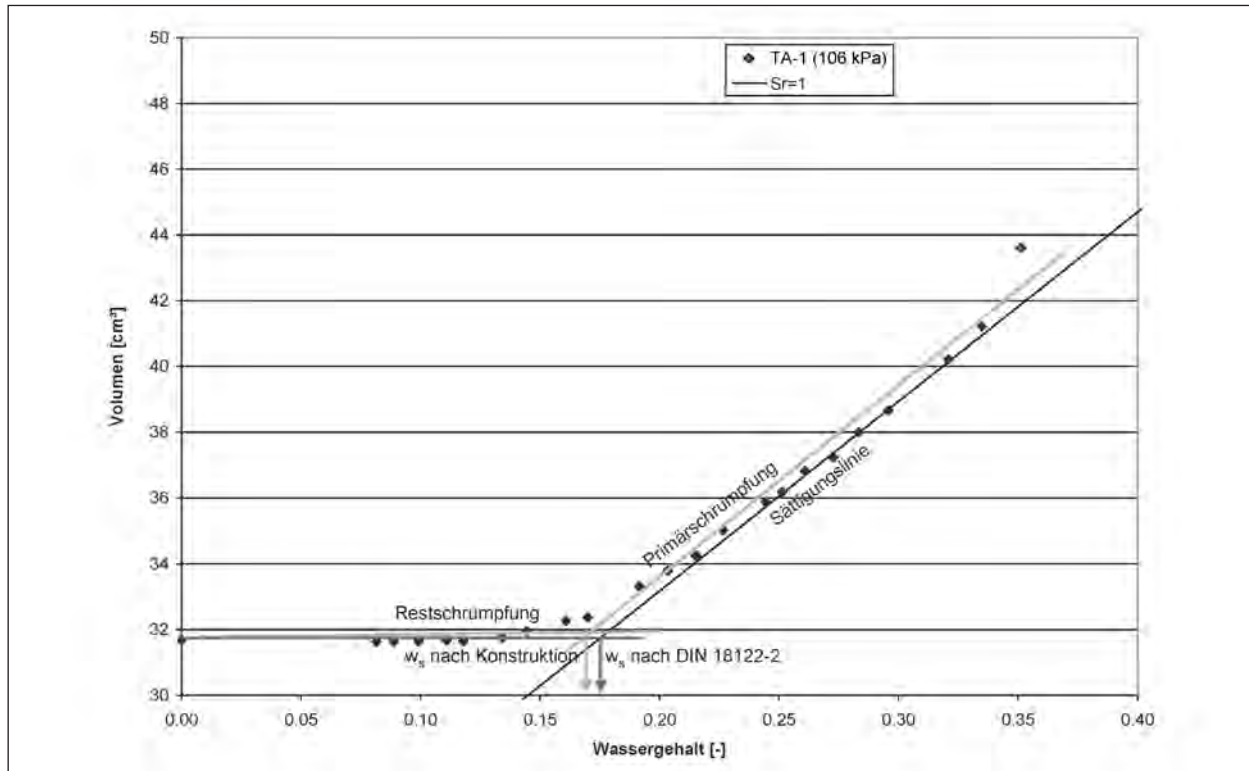


Bild 7-19: Schrumpfverhalten nach einer Auflast von 106 kPa (TA-1 I)

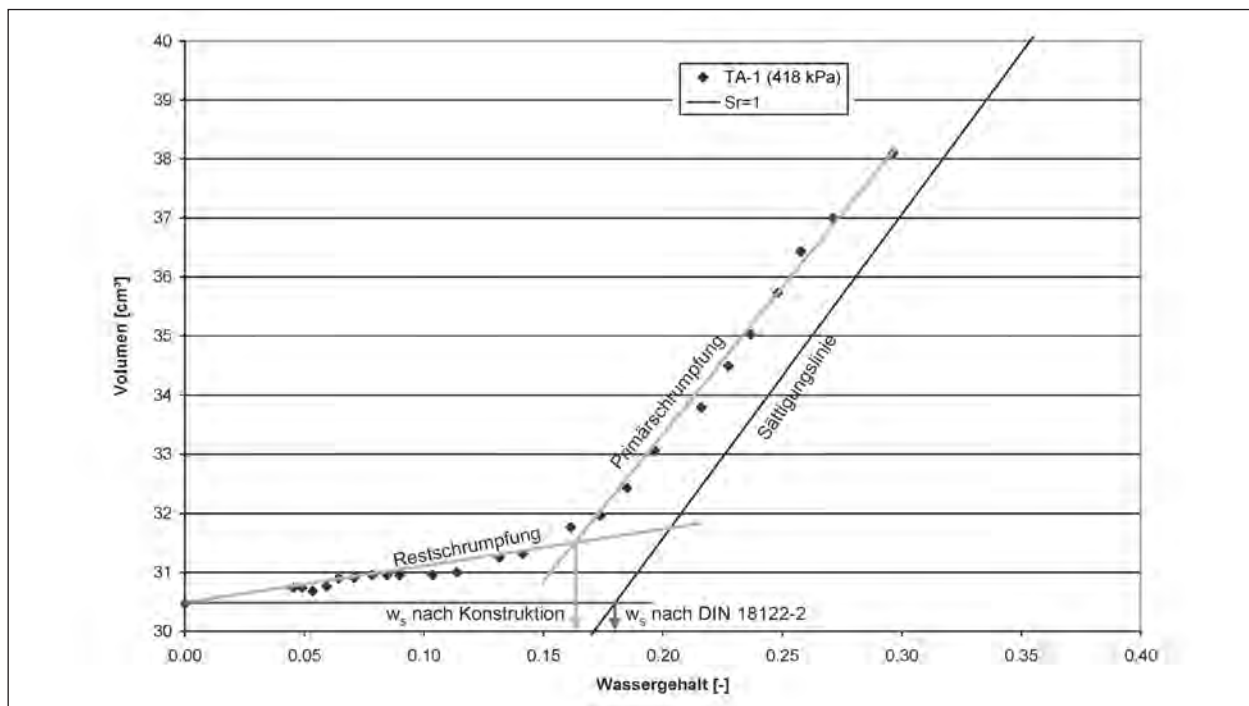


Bild 7-20: Schrumpfverhalten nach einer Auflast von 418 kPa (TA-1 II)

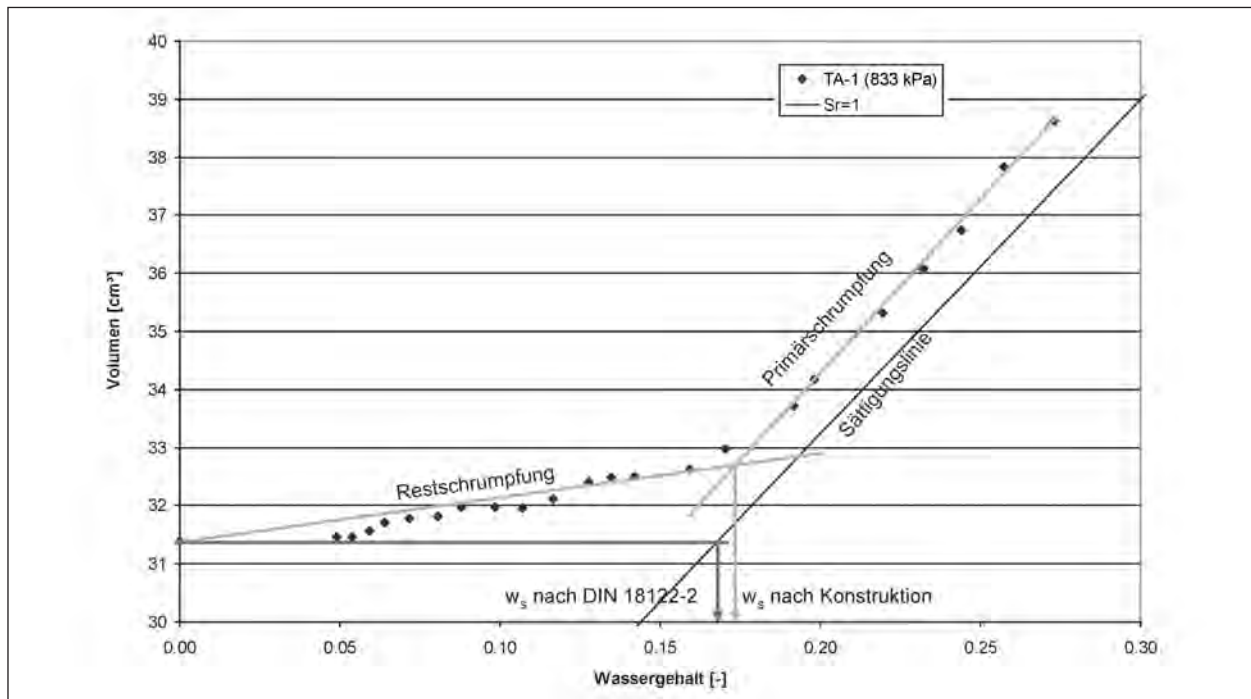


Bild 7-21: Schrumpfverhalten nach einer Auflast von 833 kPa (TA-1 III)

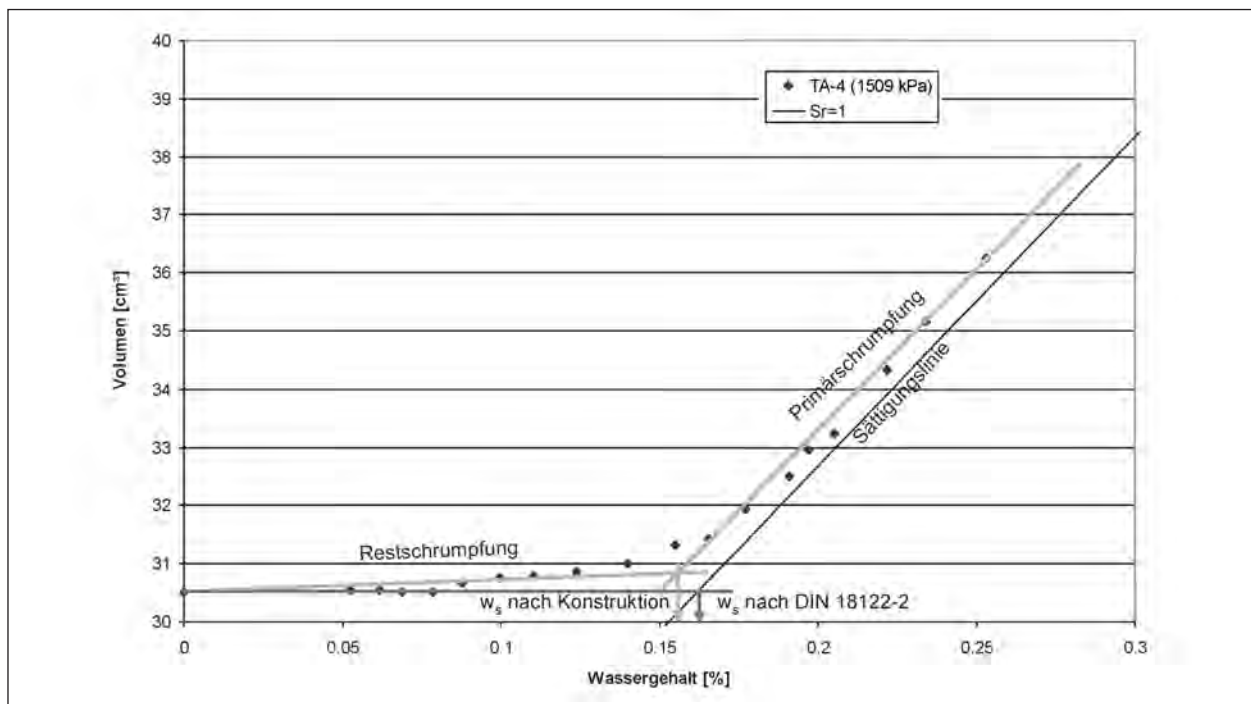


Bild 7-22: Schrumpfverhalten nach einer Auflast von 1.509 kPa (TA-1 IV)

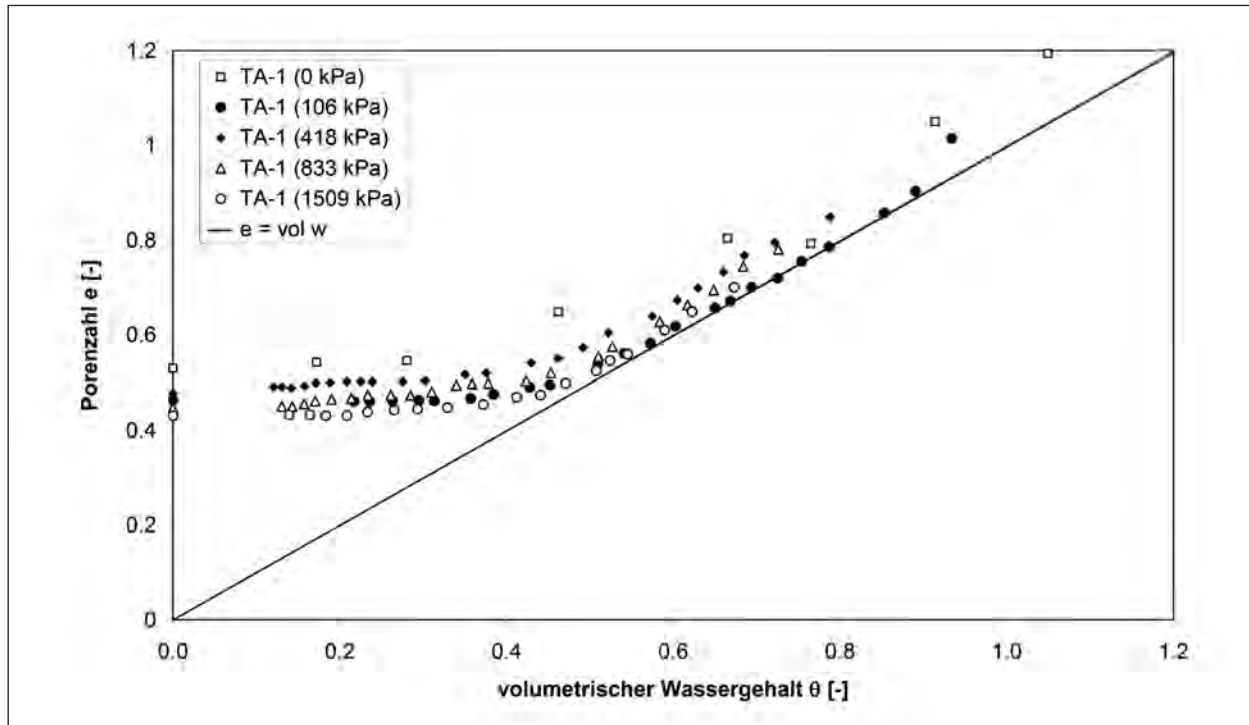


Bild 7-23: Porenzahl über volumetrischem Wassergehalt (TA-1)

7.3.3.3 Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Schrumpfgrenze

Durch die aufgebrauchte Auflastspannung verringert sich tendenziell der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze (Bild 7-24). Dieser Trend ist wahrscheinlich auf das Einregeln der Bodenteilchen zurückzuführen.

Die Porenzahl und somit der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze sollten mit zunehmender Belastung abnehmen. Die Vorbelastung von 106 kPa führte jedoch zu einer geringeren Schrumpfgrenze, als dies nach Bild 7-24 anzunehmen wäre. Die Schrumpfgrenze für diesen Probekörper ergibt sich zu 17,4 %. Werden die Ergebnisse der anderen Probekörper herangezogen, sollte die Schrumpfgrenze für diesen Probekörper bei einem Wassergehalt von rund 18,3 % liegen.

7.3.4 Ergebnisse TM-1

7.3.4.1 Einaxialer Kompressionsversuch

Die unten dargestellten Versuchsergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die Probe, die bis zur maximalen Vertikalspannung von 1.483,09 kPa belastet wurde. Die geringer belasteten Proben verhalten sich ähnlich, da der bei 1,3facher Fließgrenze aufbereitete Boden homogen ist. In Tabelle 7-5

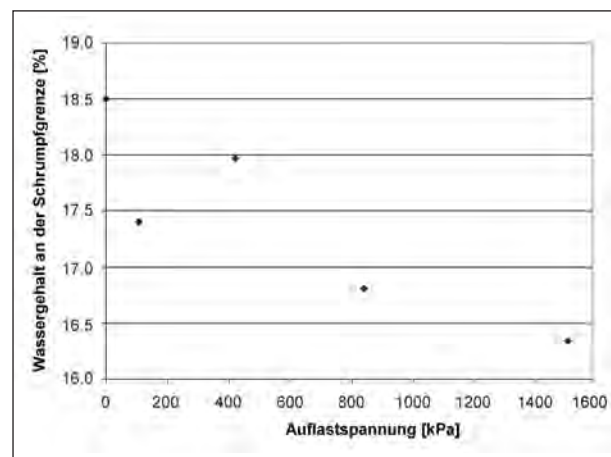


Bild 7.24: Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Schrumpfgrenze (TA-1)

sind die Versuchsdaten des Ödometerversuchs zusammengefasst dargestellt. Grafische Auswertungen dieser Daten sind in den Bildern 7-25 bis 7-27 dargestellt. Die Messuhrablesung bezieht sich auf eine Ausgangshöhe der Probe von 18,5 mm. Somit kann sich eine bezogene Setzung von $\varepsilon^* = 0,27$ bei einer Belastung von $\sigma = 1.483$ kPa einstellen. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit wachsender Belastung die Porenzahl abnimmt. Somit nimmt der Steifemodul E_S des Bodens zu.

Vertikalspannung σ'	Messuhrablesung m	Probhöhe h	Bezogene Setzung ε^*	Bezogene Setzung ε^*	Porenzahl e	Steifemodul E_s	Spannung für E_s σ'
[kPa]	[1/100 mm]	[mm]	[-]	[%]	[-]	[MN/m ²]	[kPa]
0	0.0	18.50	0.0000	0.00	1.2264	0.0	0.0
1.97	0.8	18.49	0.0004	0.04	1.2255	0.0	0.0
4.57	26.8	18.23	0.0145	1.45	1.1942	0.2	3.3
7.17	38.9	18.11	0.0210	2.10	1.1796	0.4	5.9
14.97	98.8	17.51	0.0534	5.34	1.1075	0.2	11.1
27.96	163.3	16.87	0.0883	8.83	1.0299	0.4	21.5
53.94	223.5	16.27	0.1208	12.08	0.9575	0.7	41.0
105.91	281.4	15.69	0.1521	15.21	0.8878	1.5	79.9
313.79	381.3	14.69	0.2061	20.61	0.7675	3.3	209.9
417.73	402.0	14.48	0.2173	21.73	0.7426	7.4	365.8
833.48	461.3	13.89	0.2494	24.94	0.6713	10.2	625.6
1.483.09	506.4	13.44	0.2737	27.37	0.6170	20.0	1.158.3

Tab. 7-5: Versuchsdaten einaxialer Kompressionsapparat (TM-1)

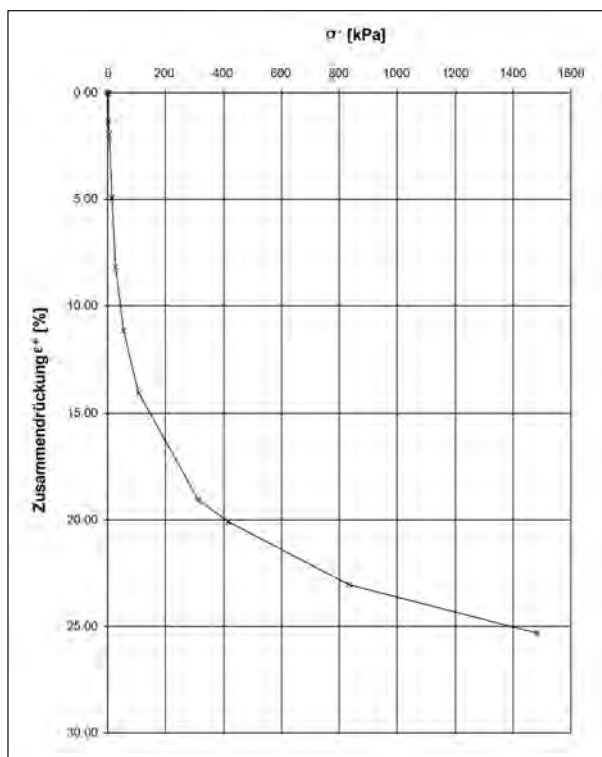


Bild 7-25: Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm (TM-1)

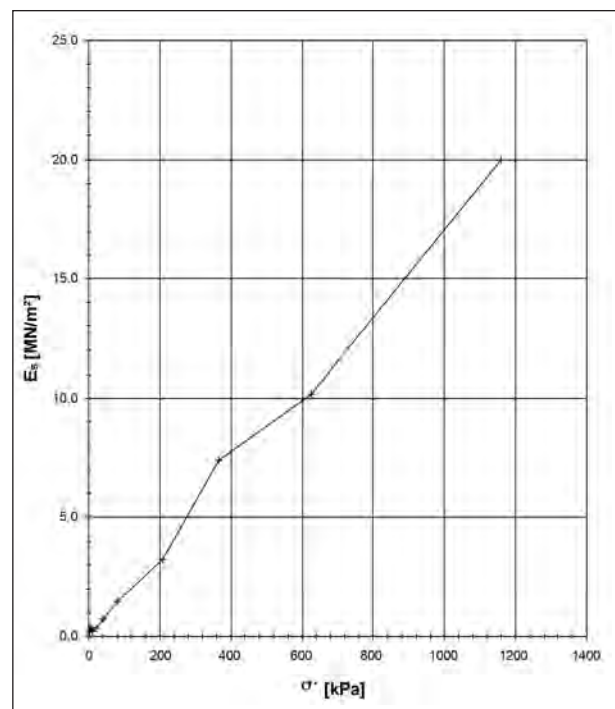


Bild 7-26: Beziehung zwischen Steifemodul und Vertikalspannung (TM-1)

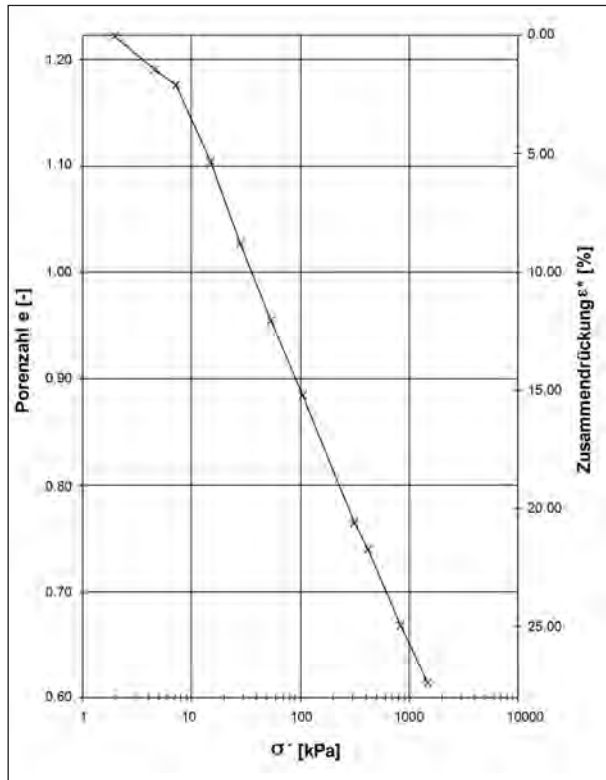


Bild 7-27: Porenzahl e /Zusammendrückung ε^* über Spannung σ' (TM-1)

7.3.4.2 Schrumpfverhalten

In Tabelle 7-6 sind die Eigenschaften beim Ein- und Ausbau der Probekörper des Bodens TM-1 angegeben. Die Einbaudichte der Probe IV, die bis zur maximalen Belastung von 1.483 kPa belastet wurde, entspricht 1,22 g/cm³. Der Einbauwassergehalt beträgt etwa den 1,3fachen Wassergehalt der Probe an der Fließgrenze. Bei maximaler Last nimmt der Wassergehalt der Probe zwischen Ein- und Ausbau um ca. 61,8 % ab.

Der Boden TM-1 wies bei Ausbau eine Porenzahl von 0,62 bei Probe IV auf (Tabelle 7-6). Der Ausbauradius wies aufgrund der vorhergehenden Belastung im Kompressionsapparat und der behinderten Seitendehnung bei allen Böden 7 cm auf.

Der Ausbauwassergehalt nimmt mit zunehmender Auflastspannung ab. Wie bereits in Kapitel 7.2 erläutert, ist die Bestimmung des Ausbauvolumens aufgrund der Konsistenz des Bodens nicht genau.

Es ist des Weiteren in Bild 7-28 zu erkennen, dass eine Messwerthäufung im Bereich von ca. 4 % Wassergehalt des Bodens auftritt. Der Wasserge-

	I	II	III	IV
	105,91 kPa	417,73 kPa	833,48 kPa	1.483,09 kPa
d_0 = [cm]	7,00	7,00	7,00	7,00
h_0 = [cm]	1,85	1,85	1,85	1,85
h_{AB} = [cm]	1,53	1,39	1,37	1,34
m_0 = [g]	134,20	135,60	134,10	127,00
m_d = [g]	91,46	91,96	89,77	86,50
w_0 = [%]	46,73	47,46	49,38	46,80
e_0 = [g/cm ³]	1,11	1,09	1,14	1,22
ρ_s = [g/cm ³]	2,71	2,71	2,71	2,71
e_{AB} = [-]	0,74	0,57	0,58	0,62
m_{AB} = [g]	116,00	112,22	107,48	101,98
w_{AB} = [%]	26,83	22,03	19,73	17,90
I_C = [-]	0,54	0,81	0,94	1,04

Tab. 7-6: Bodenkennwerte Ödometerversuch (TM-1)

halt des Bodens hat sich hier den Umgebungsbedingungen annähernd angeglichen. Es kommt über lange Zeiträume zu nur geringen Veränderungen in der Bodenmasse und dem Bodenvolumen. Da das Bodenvolumen in dieser Zeit ebenso häufig gemessen wurde wie in den anderen Zeiträumen, häufen sich die Messwerte.

Die Proben TM-1 III und TM-1 IV weisen während des Schrumpfvorganges vereinzelt einen Wassergehalt oberhalb des Wassergehaltes bei vollständiger Sättigung ($S_r = 1$) auf (siehe Bild 7-30 und Bild 7-31). Die entsprechenden Werte müssen fehlerhaft sein, da ein Sättigungsgrad größer als 100 % nicht erreicht werden kann. Die Quelle für diese Fehler liegt vermutlich bei der Volumenbestimmung des Bodens.

Zusammenfassung und Auswertung

In Bild 7-32 ist das Schrumpfverhalten der fünf unterschiedlich vorbelasteten Bodenproben aufgetragen. Mit zunehmender Vorbelastung sinkt die Porenzahl an der Schrumpfgrenze. Die Streuung der Messwerte wird auf Ungenauigkeiten bei der Volumenbestimmung zurückgeführt. Es wurden zur Bestimmung der Probenhöhe drei Messpunkte am Rand der Probe genutzt. Die Höhenveränderung in der Probenmitte blieb bei dem Versuch TM-1 unberücksichtigt. Es ist zu erkennen, dass die Endpo-

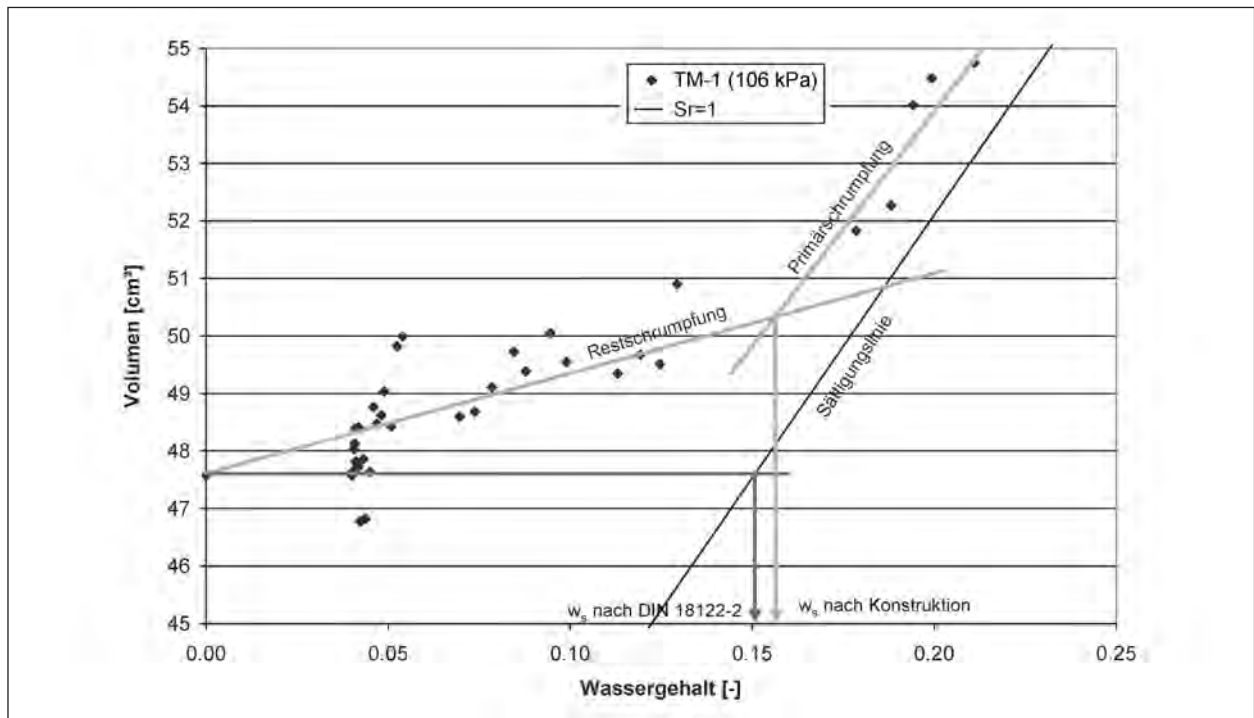


Bild 7-28: Schrumpfverhalten nach einer Auflast von 106 kPa (TM-1 I)

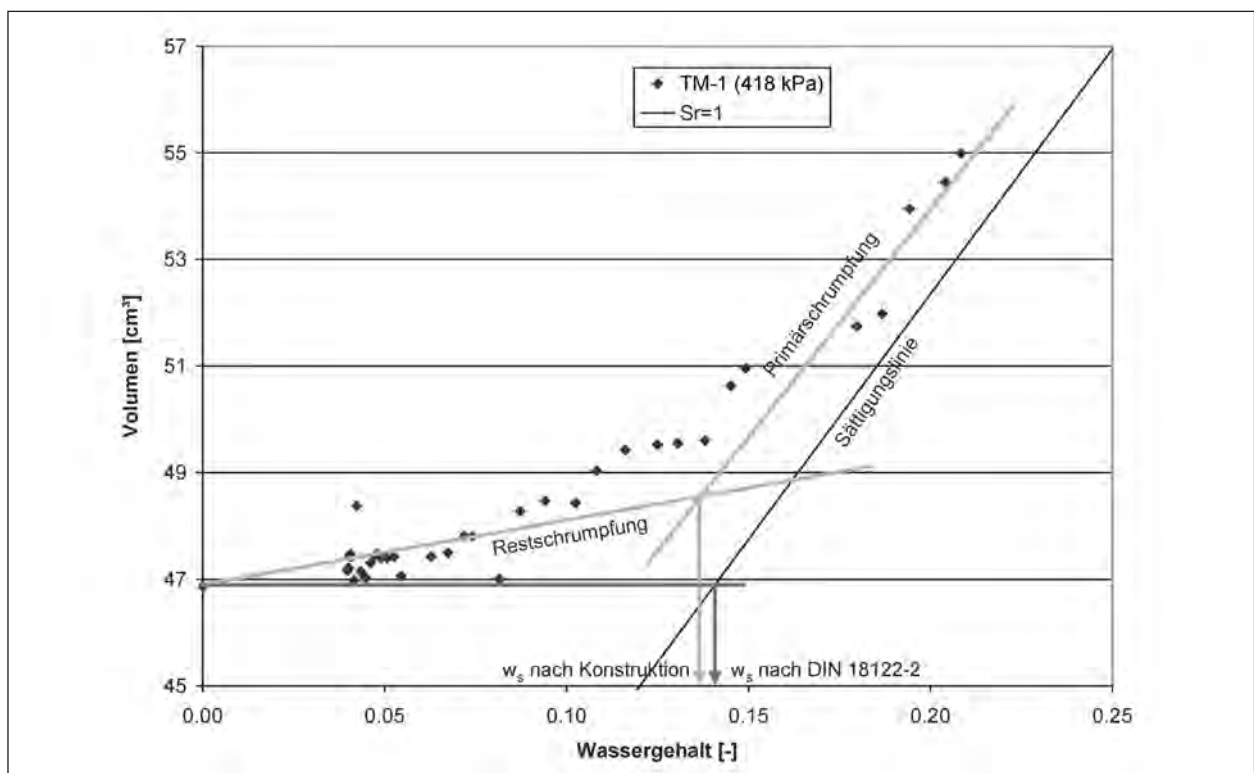


Bild 7-29: Schrumpfverhalten nach einer Auflast von 418 kPa (TM-1 II)

renzahl ein weites Spektrum (0,3 bis 0,5) umfasst. Die Restschrumpfungslinien der Proben verlaufen etwa parallel zueinander. Der Beginn der Rest-

schrumpfung wird mit zunehmender Auflastspannung entlang der Sättigungslinie nach unten verschoben.

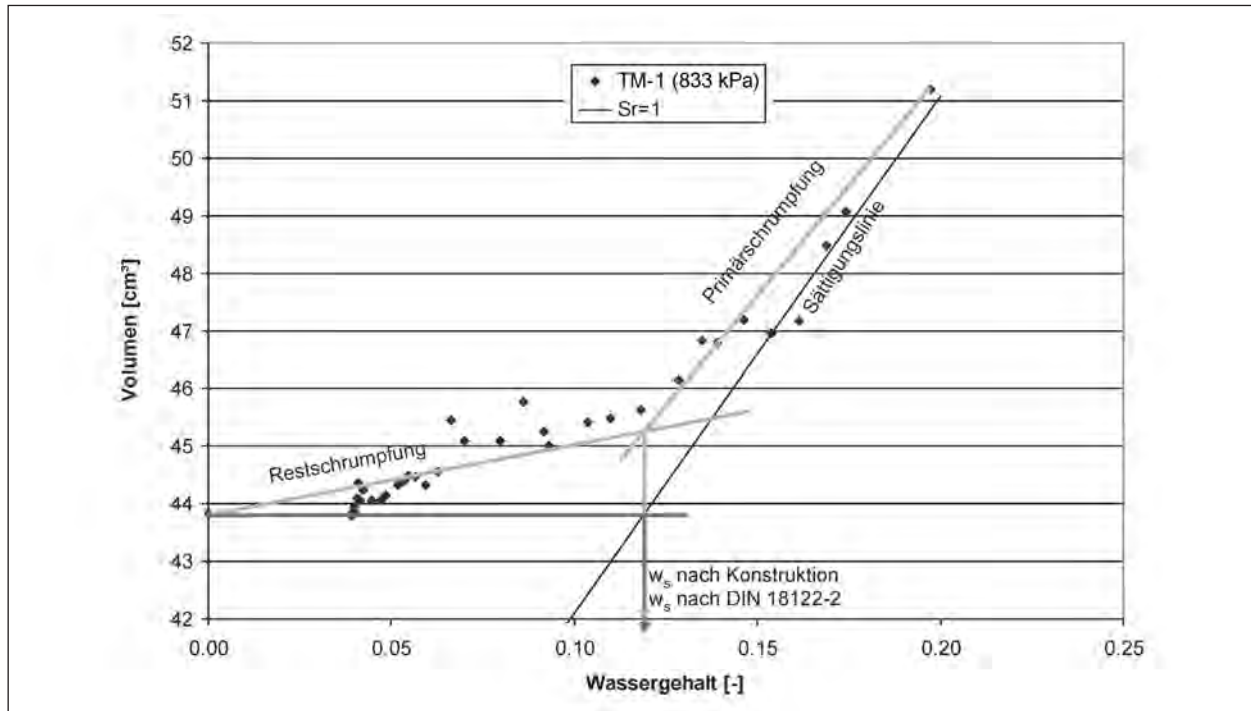


Bild 7-30: Schumpfverhalten nach einer Auflast von 833 kPa (TM-1 III)

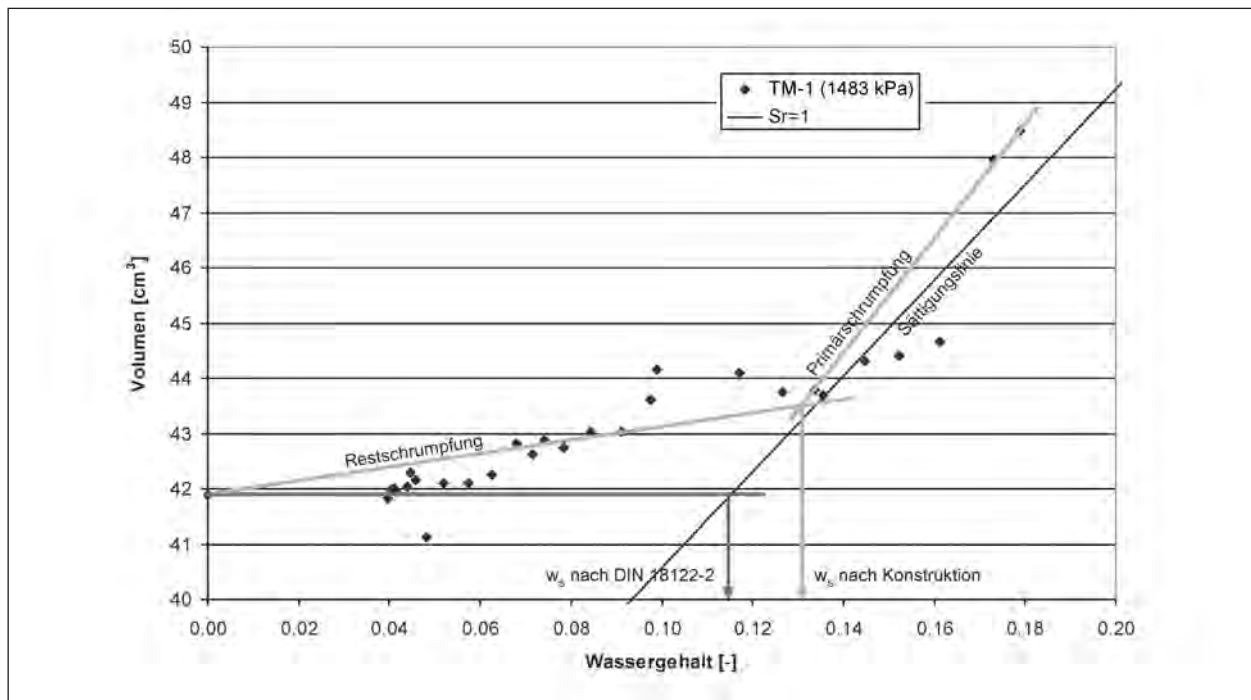


Bild 7-31: Schumpfverhalten nach einer Auflast von 1.483 kPa (TM-1 IV)

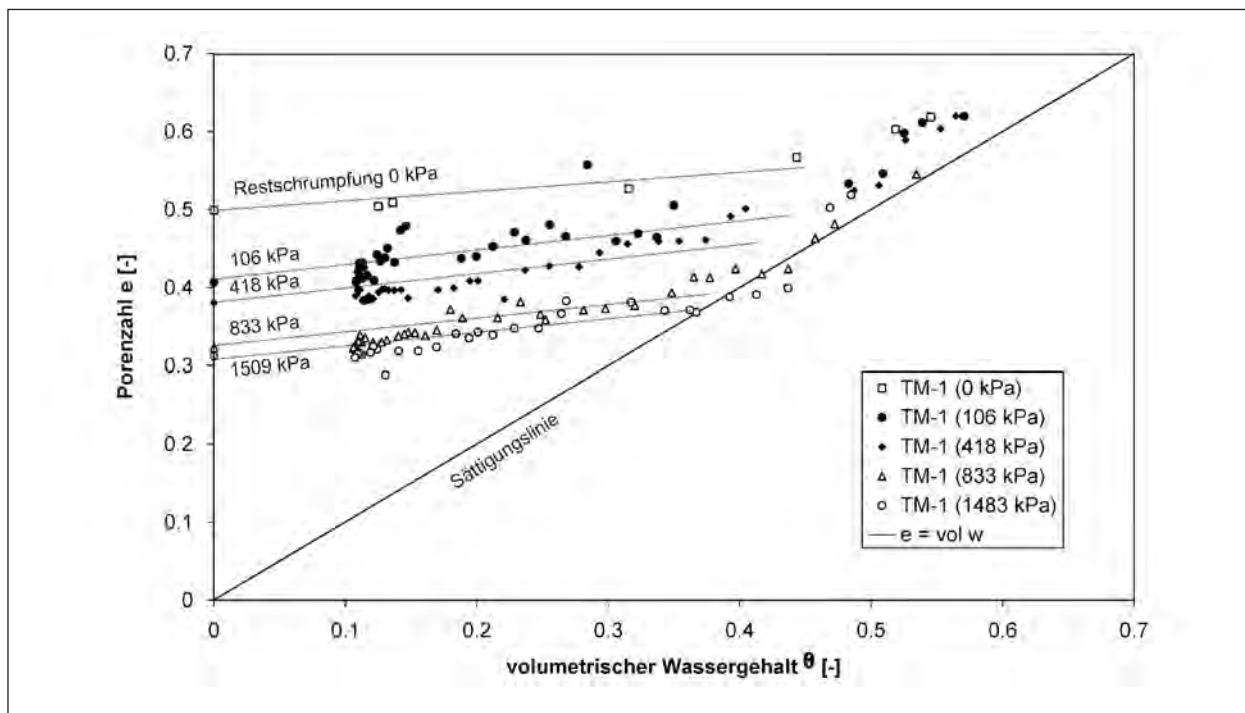


Bild 7-32: Porenzahl über volumetrischem Wassergehalt (TM-1)

7.3.4.3 Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Schrumpfgrenze

Wie in Bild 7-33 zu erkennen ist, nimmt der ermittelte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze mit wachsender Belastung des Bodens ab. Es ist des Weiteren zu erkennen, dass die Schrumpfgrenze mit zunehmender Vorbelastung weniger stark abnimmt. Die Schrumpfgrenze scheint sich einem Grenzwert zu nähern.

Die Differenz zwischen Ausbauwassergehalt und Wassergehalt an der Schrumpfgrenze nimmt mit zunehmender Belastung ab.

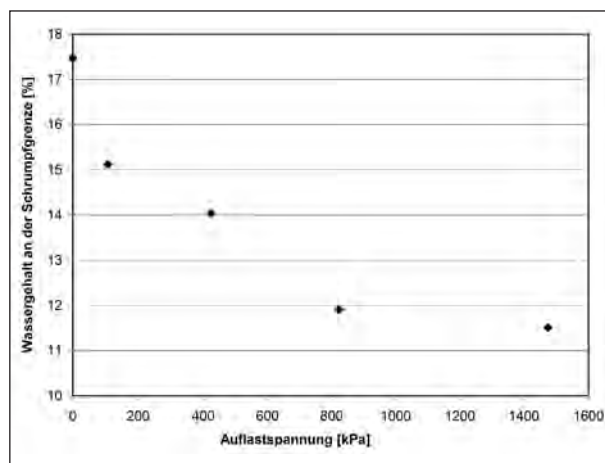


Bild 7-33: Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Schrumpfgrenze (TM-1)

7.3.5 Ergebnisse TL-1

7.3.5.1 Einaxialer Kompressionsversuch

Die Bodenproben wurden bis zu einer maximalen Spannung von 1.509 kPa belastet. Die Porenzahl

nimmt bei steigender Belastung ab und beträgt bei Maximalbelastung $e = 1,70$ (vgl. Tabelle 7-7). Die grafische Auswertungen dieser Daten sind in Bild 7-34 bis Bild 7-36 dargestellt.

Vertikalspannung σ'	Messuhrablesung m	Probhöhe h	Bezogene Setzung ϵ^*	Bezogene Setzung ϵ^*	Porenzahl e	Steifemodul E_s	Spannung für E_s σ'
[kPa]	[$^1/100$ mm]	[mm]	[-]	[%]	[-]	[MN/m 2]	[kPa]
0	0,0	18,50	0,0000	0,00	2,2620	0,0	0,0
1,97	0,3	18,50	0,0002	0,02	2,2615	0,0	0,0
4,57	9,5	18,41	0,0048	0,48	2,2465	0,6	3,3
9,14	42,4	18,08	0,0212	2,12	2,1929	0,3	6,9
14,97	87,9	17,62	0,0440	4,40	2,1186	0,3	12,1
27,96	125,7	17,24	0,0629	6,29	2,0570	0,7	21,5
53,94	161,9	16,88	0,0810	8,10	1,9979	1,3	41,0
105,91	201,6	16,48	0,1008	10,08	1,9332	2,4	79,9
209,85	235,8	16,14	0,1179	11,79	1,8774	5,5	157,9
417,73	271,3	15,79	0,1357	13,57	1,8195	10,3	313,8
833,48	308,8	15,41	0,1544	15,44	1,7584	19,2	625,6
1.509,07	343,7	15,06	0,1719	17,19	1,7014	32,7	1.171,3

Tab. 7-7: Versuchsdaten einaxialer Kompressionsapparat (TL-1)

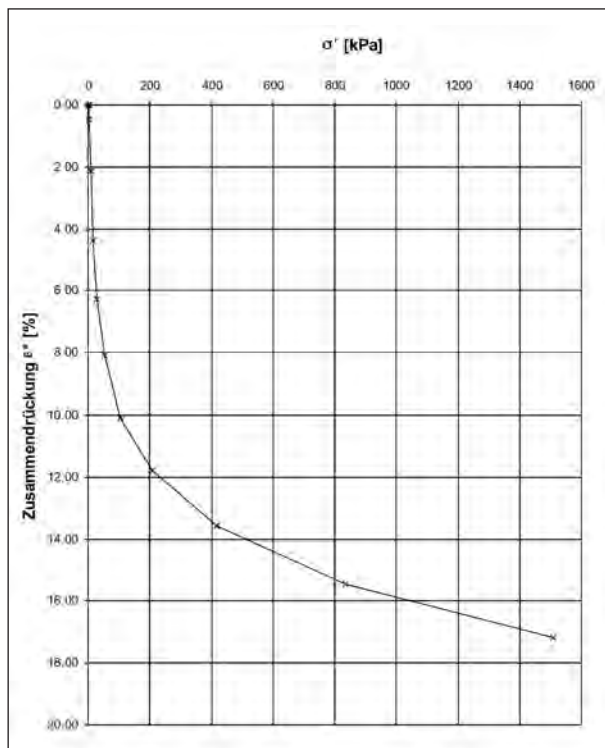


Bild 7-34: Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm (TL-1)

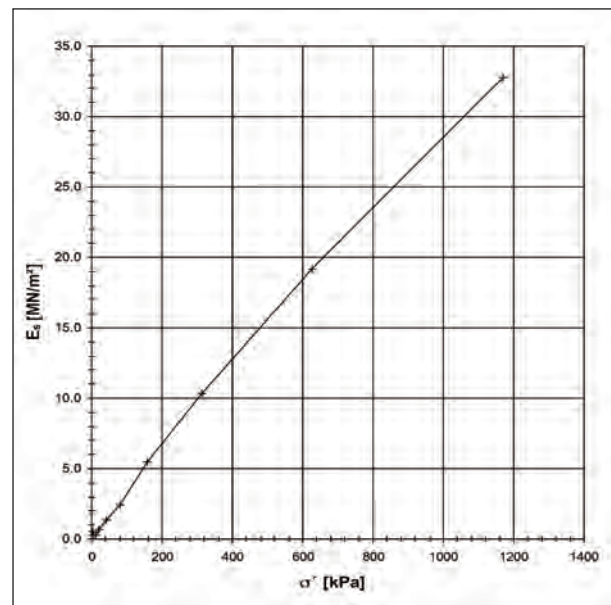


Bild 7-35: Porenzahl e /Zusammendrückung ϵ^* über Spannung σ' (TL-1)

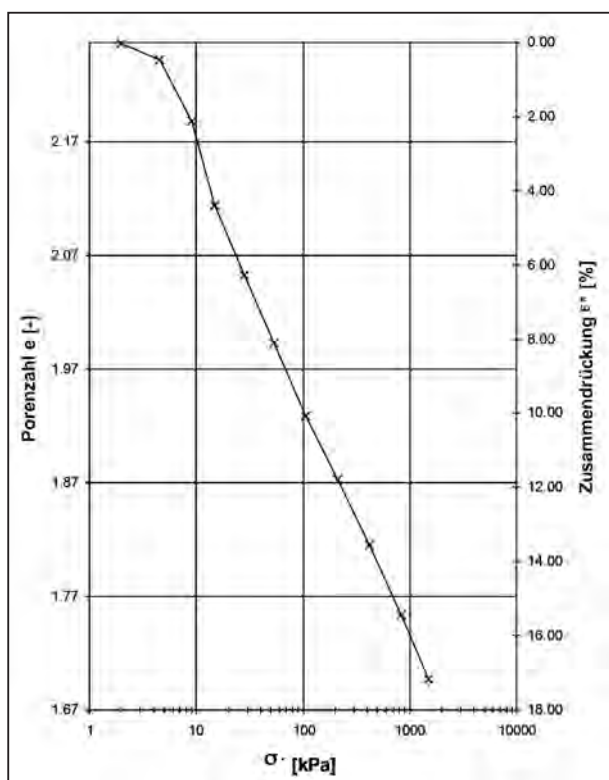


Bild 7-36: Beziehung zwischen Steifemodul und Vertikalspannung (TL-1)

7.3.5.2 Schrumpfverhalten

In Tabelle 7-8 sind die Eigenschaften beim Ein- und Ausbau der Probekörper des Bodens TL-1 angegeben. Der Einbauwassergehalt der Proben liegt mit Werten zwischen 32,2 % und 35,5 % im Bereich des 1,1- bis 1,3fachen Wassergehaltes an der Fließgrenze. Die Ausbauwassergehalte betragen zwischen 19,8 % bei der bis zu 1.509 kPa belasteten Probe und 24,1 % bei der bis zu 106 kPa belasteten Probe.

7.3.5.3 Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Schrumpfgrenze

Wie in Bild 7-37 dargestellt, ist auch für den Boden TL-1 eine geringe Abnahme des Wassergehaltes an der Schrumpfgrenze bei Aufbringen einer Auflastspannung erkennbar. Die Differenz zwischen minimalem und maximalem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze ist jedoch im Vergleich zu den oben beschriebenen Böden sehr gering und liegt zwischen 19,1 % und 19,7 %. Der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze bei der nur mit 106 kPa belasteten Probe liegt vermutlich aufgrund von Messungenauigkeiten geringfügig unterhalb der für die anderen höher belasteten Proben bestimmten Wassergehalte an der Schrumpfgrenze.

	I	II	III	IV
	105,91 kPa	417,73 kPa	833,48 kPa	1.509,07 kPa
d_0 = [cm]	7,00	7,00	7,00	7,00
h_0 = [cm]	1,90	1,90	1,90	1,90
h_{AB} = [cm]	1,73	1,66	1,63	1,58
m_0 = [g]	142,30	145,20	146,00	143,90
m_d = [g]	107,63	107,58	108,25	106,21
w_0 = [%]	32,21	34,97	34,87	35,48
e_0 = [g/cm ³]	0,95	0,95	0,94	0,96
ρ_s = [g/cm ³]	2,72	2,72	2,72	2,72
e_{AB} = [-]	0,78	0,71	0,66	0,63
m_{AB} = [g]	133,51	131,16	130,54	127,25
w_{AB} = [%]	24,09	21,90	20,59	19,80
l_C = [-]	0,47	0,73	0,90	0,99

Tab. 7-8: Bodenkennwerte Ödometerversuch (TL-1)

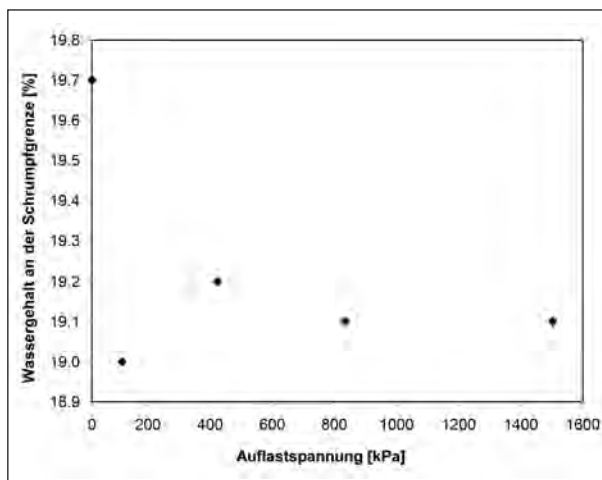


Bild 7-37: Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Schrumpfgrenze (TL-1)

7.3.6 Zusammenfassende Betrachtungen

Es kann allgemein festgestellt werden, dass die Bodenproben bei steigender Vorbelastung einen geringeren Wassergehalt an der Schrumpfgrenze aufweisen. Dies weist auf einen verkleinerten Porenraum und in diesem Zusammenhang die veränderte Porenstruktur hin. Die Untersuchung des Schrumpfverhaltens wurde sowohl an einer leicht plastischen als auch an einer mittel- und einer ausgeprägt plastischen Bodenprobe durchgeführt. Es ist zu erkennen, dass bereits eine Belastung von 106 kPa im Vergleich zum nicht vorbelasteten

Boden einen wesentlichen Sprung der Schrumpfgrenze zur Folge hat, wohingegen sich die Schrumpfgrenze bei den weiteren Belastungsstufen von 418 kPa, 833 kPa und 1.509 kPa nur noch gering verändert. Die ausgeprägteste Veränderung im Schrumpfvverhalten weist der Boden TM-1 auf.

Die deutliche Herabsetzung der Schrumpfgrenze durch eine geringe Vorbelastung von 106 kPa im Vergleich zur nicht vorbelasteten Bodenprobe lässt sich durch das erste Einregeln der Bodenpartikel erklären (Bild 4-3). Aus den oben aufgeführten Ergebnissen ist zu schließen, dass die Schrumpfgrenze eines natürlichen Bodenmaterials nicht der bei einem Wassergehalt von $w = 1,1 \cdot w_L$ aufbereiteten und heruntergetrockneten Bodenstruktur entspricht. Die Schrumpfgrenze ist vielmehr von der Vorgeschichte des Bodenmaterials abhängig und verändert sich mit steigender Belastung. Es konnte in einfachen ödometrischen Versuchen die Auflast nicht so weit erhöht werden, dass für Bodenproben, deren Schrumpfgrenze oberhalb der Ausrollgrenze liegt, dieses Verhältnis umgekehrt werden konnte. jedoch konnte gezeigt werden, dass durch diese Zusammenhänge eine Beurteilung des Abbauens, Förderns und Ladens nur eingeschränkt möglich ist, da der Übergang zwischen halbfester und fester Konsistenz nicht eindeutig ermittelt werden kann und somit Platz für Rechtsstreitigkeiten und Spekulationen bleibt.

7.4 Untersuchung zur Porengrößenverteilung

Im Zusammenhang mit den oben dargestellten Versuchsergebnissen wurde eine Untersuchung der Porenraumstruktur für sinnvoll erachtet. Der Versuch wurde als weiterer Beleg für den Zusammenhang zwischen der Auflastspannung bzw. allgemeiner dem Porenraum und dem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze herangezogen. Die Porengrößenverteilung wurde mittels Quecksilberporosimetrie bestimmt.

7.4.1 Versuchskonzept

Mit Hilfe der Quecksilberporosimetrie wurde die Porengrößenverteilung geschrumpfter Proben, welche eine unterschiedliche Vorgeschichte aufweisen, ermittelt. Wie bereits in Kapitel 4.2 dargestellt, wird angenommen, dass die Porenstruktur Einfluss auf den Wassergehalt an der Schrumpfgrenze des Bo-

	TA-1	TL-1
Belastungsstufe (0)	0 kPa	0 kPa
Belastungsstufe (I)	106 kPa	106 kPa
Belastungsstufe (IV)	1.509 kPa	1.509 kPa

Tab. 7-9: Bodenproben Quecksilberporosimetrie

dens hat. Es konnte gezeigt werden, dass neben der Vorbelastung des Bodens die Korngrößenverteilung (Variation des Größtkorns) einen Einfluss auf die Schrumpfgrenze hat, siehe hierzu auch SRIDHARAN und RAO (1971) und SRIDHARAN und PRAKASH (1998). Eine Einordnung des Bodens in die Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 über die Schrumpfgrenze ist somit nicht als sinnvoll anzunehmen. SRIDHARAN und RAO (1971) widerlegen mit ihrer Veröffentlichung die Abhängigkeit der Konsistenz des Bodens von der Schrumpfgrenze. Somit ist die Schrumpfgrenze nicht den Atterberg'schen Konsistenzgrenzen zuzuordnen, sondern steht als unabhängiger Kennwert für Bodenproben. Eine Untersuchung der Porenstruktur unterschiedlich aufbereiteter und anschließend geschrumpfter Bodenproben soll diese Hypothese bestätigen.

Hierfür wurden Untersuchungen an den Böden TA-1 und TL-1 mit unterschiedlicher Vorbelastungsgeschichte durchgeführt (Tabelle 7-9).

Der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze sank für die in Tabelle 7-9 dargestellten Bodenproben nach Kapitel 7.3 mit ansteigender Vorbelastung der Bodenproben.

7.4.2 Verfahren der Quecksilberporosimetrie

Mittels der Quecksilberporosimetrie können poröse Medien hinsichtlich ihrer Porengrößenverteilung untersucht werden. Hierbei wird ausgenutzt, dass Quecksilber als nicht benetzendes Medium nur unter Druck in ein poröses Medium eindringt. Der notwendige Druck ist dabei vom Porendurchmesser, der Oberflächenspannung des eindringenden Mediums und dem Benetzungswinkel abhängig. Theoretische Ansätze müssen bezüglich der Porenform gemacht werden. Es wird dabei angenommen, dass die Poren einer Probe einem Bündel aus Kapillaren entsprechen, wobei jede Pore einer Kapillare mit konstantem Durchmesser entspricht. Es muss beachtet werden, dass in Abhängigkeit vom maximalen Druck nicht alle Poren mit Quecksilber gefüllt werden können.

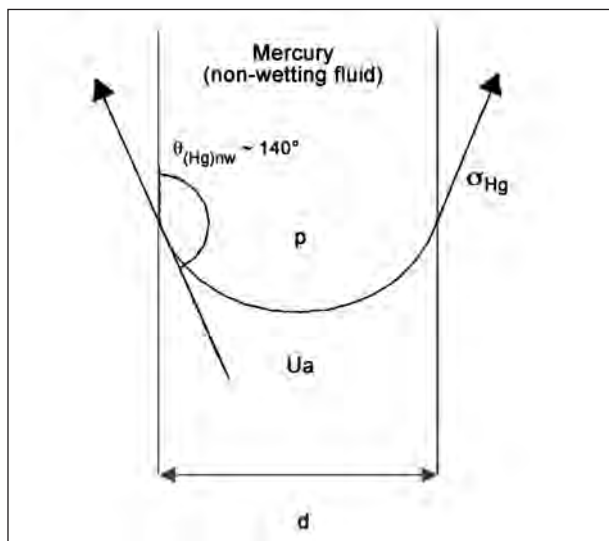


Bild 7-38: Eindringen von Quecksilber in Bodenpore, entnommen aus BOSO (2005)

Quecksilber weist einen Benetzungswinkel von 140° auf und ist somit gegenüber Bodenmaterial ein nicht benetzendes Medium. Um aus dem notwendigen Druck zur Intrusion des Quecksilbers in den Porenraum auf den Porendurchmesser schließen zu können, müssen die in Bild 7-38 dargestellten Kräfte in Richtung und Größe bekannt sein. Vereinfachend wird in der Modellvorstellung von zylindrischen Poren ausgegangen, sodass die eindringende Kraft (F_E) auf eine Kreisfläche wirkt.

$$F_E = \pi \cdot r^2 \cdot p \quad (\text{Gl. 7-1})$$

Der eindringenden Kraft des Quecksilbers wirkt eine Widerstandskraft (F_R) entgegen. Diese wirkt nach WEBB (2001) durch die Kohäsionskraft der Quecksilberatome untereinander sowie die Adhäsion zwischen Quecksilber und der Porenwand. Somit wirkt die Widerstandskraft entlang des Umfangs der Pore und kann über:

$$F_R = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \cos(\varphi) \cdot \sigma_{Hg} \quad (\text{Gl. 7-2})$$

beschrieben werden.

Werden die einwirkenden und widerstehenden Kräfte gleichgesetzt und nach dem Radius aufgelöst, ergibt sich zwischen dem Quecksilberdruck und dem Porenradius folgender Zusammenhang:

$$r = \frac{-2 \cdot \cos(\varphi) \cdot \sigma_{Hg}}{p} \quad (\text{Gl. 7-3})$$

7.4.3 Versuchsablauf

Die Quecksilberporosimetrie wird nach DIN 66133 durchgeführt. Nach Wägung der ofentrockenen Bo-



Bild 7-39 Versuchsanordnung Quecksilberporosimetrie (ANDORFER, 2007)



Bild 7-40 Probe ausgearbeitet zur Quecksilberporosimetrie (TA-1)

denprobe wird diese in ein Probengefäß gegeben (Bild 7-39). Zur Messung des Makroporengefüges ($d > 50 \text{ nm}$) muss die Probe nach Aufbringen eines Vakuums mit Quecksilber überzogen werden und wird anschließend belüftet. Im Zuge der Belüftung tritt Quecksilber in die Probe ein. In Abhängigkeit der bei einem bestimmten Druck in die Probe eingedrungenen Quecksilbermenge lässt sich der Durchmesser des gefüllten Porenraumes bestimmen. Der beim atmosphärischen Luftdruck füllbare Porendurchmesser beträgt $7,5 \mu\text{m}$. Die Messung des Porenraumes kleiner $7,5 \mu\text{m}$ erfolgt in einem Autoklaven. Dabei wird Quecksilber durch Aufbringen eines Druckes in die Probe eingepresst. Aus der bei bestimmten Druckniveaus in die Probe eingedrungenen Quecksilbermenge lässt sich die Porengrößenverteilung ermitteln.

Die Bodenproben dürfen eine Größe von $1,5 \text{ cm}$ im Durchmesser nicht überschreiten (Bild 7-40), um

eine Messung möglich zu machen. Bei der Herstellung der Bodenprobe ist darauf zu achten, dass die Poren offen bleiben. Ein Verschmieren der Poreneingänge etwa durch Schneiden der Probe behindert das Eindringen des Quecksilbers und führt somit zu verfälschten Ergebnissen.

Die Proben TA-1 und TL-1 (siehe Kapitel 7.4.2) wurden wie in Kapitel 7.3 beschrieben bei einem Wassergehalt von $1,1 \cdot w_L$ aufbereitet und unter ödometrischen Verhältnissen belastet. Anschließend wurde die Schumpfgrenze nach DIN 18122-2 bestimmt. Das Größtkorn beträgt 0,4 mm. Die Auflastspannungen der einzelnen Bodenproben betragen 106 kPa bzw. 1.509 kPa. Alle Untersuchungen wurden nach Ofentrocknung der Bodenproben durchgeführt. Der minimal messbare Porenradius entspricht 950 μm bei einem Druck von 414 kPa. Poren mit kleineren Durchmessern können durch die Quecksilberporosimetrie nicht erfasst werden.

7.4.4 Ergebnisse TA-1

In Bild 7-41 ist die Porengrößenverteilung der Bodenproben TA-1 für die verschiedenen Belastungsstufen (0, I, IV) dargestellt. Die Bodenproben weisen unterschiedliche charakteristische Verläufe des intrudierten Quecksilbervolumens auf. Dem Bild ist zu entnehmen, dass die unbelastete Bodenprobe

(TA1-0) nahezu keinen Hauptporenanteil aufweist. Vielmehr ist eine ungleichmäßige Verteilung des Porendurchmessers über die gesamte Bandbreite möglicher Durchmesser zu erkennen. Mit einer Auflast von 106 kPa (TA1-I) werden die Makroporen des Bodens deutlich reduziert und es bildet sich ein Hauptporenanteil im Bereich eines Porendurchmessers von etwa 200 nm aus. Eine weitere Belastung der Bodenprobe führt zu einer Verschiebung des Hauptporendurchmessers in Richtung Mikroporen (siehe TA-1-IV).

7.4.5 Ergebnisse TL-1

In Bild 7-42 ist die Porengrößenverteilung der Bodenprobe TL-1 dargestellt. Im Vergleich zur oben dargestellten Probe TA-1 ist bereits bei der nicht vorbelasteten Bodenprobe ein Hauptporenanteil im Bereich von 4.000 nm deutlich erkennbar. Des Weiteren ist hervorzuheben, dass auch hier durch die Vorbelastung des Bodens eine Verschiebung des Hauptporenanteils in Richtung Mikroporen stattfindet, wobei zwischen der Probe TL1-I und TL1-IV keine großen Unterschiede hinsichtlich des Hauptporenanteils feststellbar sind. Im Gegensatz zu der Bodenprobe TA-1 weisen die Hauptporenanteile beim Boden TL-1 mit Werten zwischen 1.500 nm und 4.000 nm wesentlich größere Durchmesser auf als beim Boden TA-1.

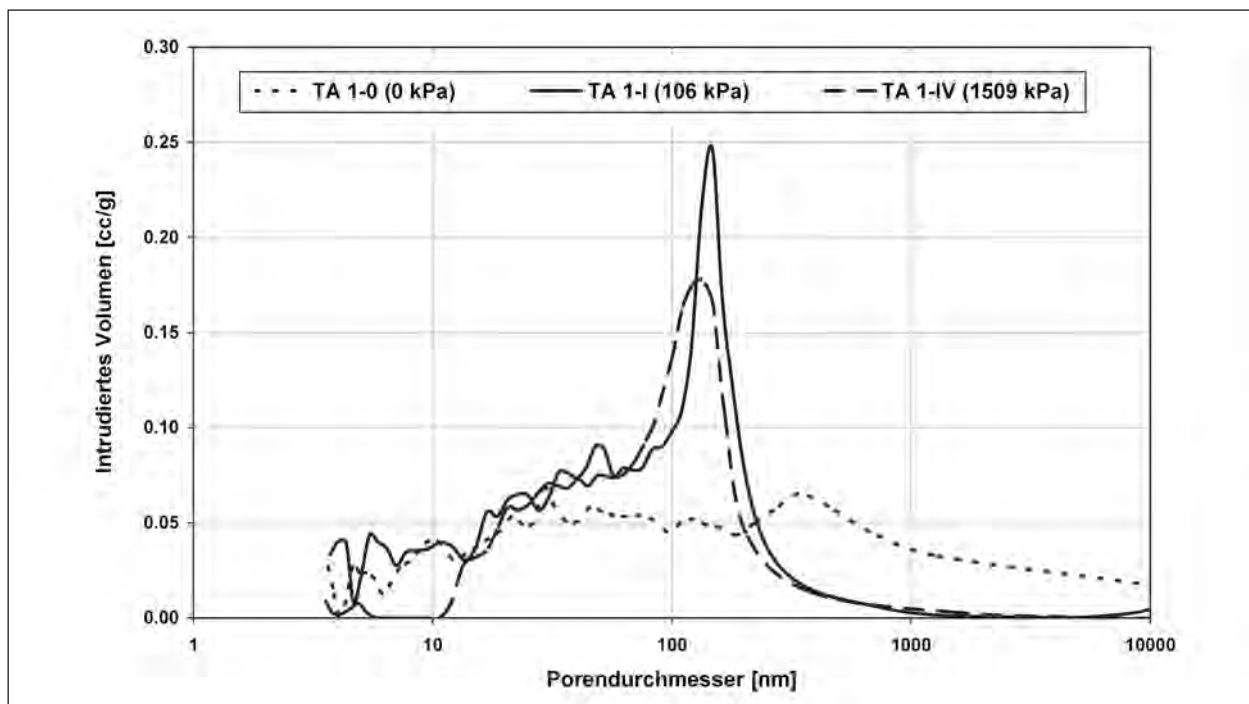


Bild 7-41: Porengrößenverteilung (TA-1)

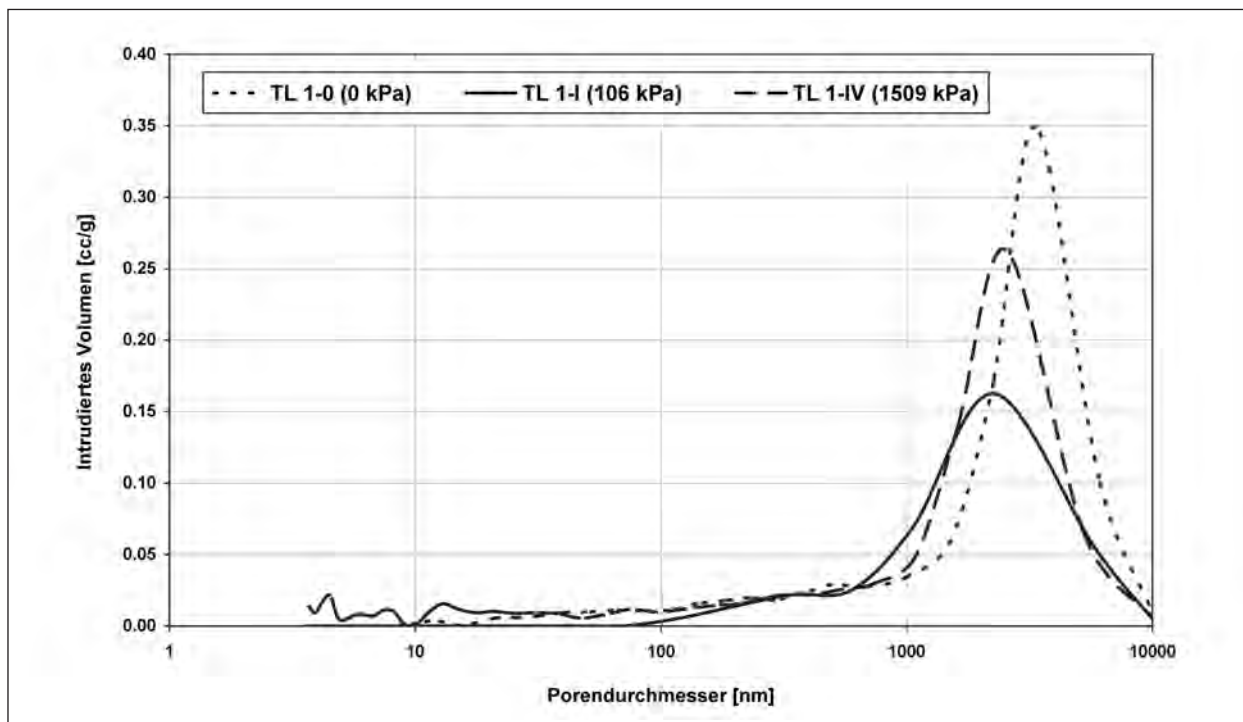


Bild 7-42: Porengrößenverteilung (TL-1)

7.5 Folgerungen

In den vorangegangenen Kapiteln konnte deutlich gezeigt werden, dass die Schrumpfgrenze kein geeignetes Kriterium zur Abgrenzung der Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 nach DIN 18300 darstellt. Dies lässt sich an verschiedenen Punkten festmachen. Zum einen ist eine Bestimmung der Schrumpfgrenze nur bedingt aussagekräftig möglich. Dies liegt einerseits an unzureichenden Versuchsausrüstungen und einem fehleranfälligen Versuchsablauf und andererseits konnte gezeigt werden, dass die nach DIN 18122-2 ermittelte Schrumpfgrenze nicht eindeutig in die bodenmechanische Theorie der Plastizitätsgrenzen nach ATTERBERG eingegliedert werden kann. Hier ergeben sich aus verschiedener Hinsicht Widersprüche. Zum einen ist ein Wassergehalt an der Schrumpfgrenze, der über dem Wassergehalt an der Ausrollgrenze liegt, nach bodenmechanischer Theorie nicht möglich, da dies bedeuten würde, dass der Übergang von einer halbfesten zur festen Konsistenz vor dem Übergang von einer steifen zu einer halbfesten Konsistenz auftritt. Zum anderen ist durch die Abhängigkeit der Schrumpfgrenze vom Größtkorn des Bodens bzw. von der Vorgeschichte des Bodens eine Abgrenzung der Bodenklassen mittels Schrumpfgrenze nicht darstellbar.

Dies führt zu der Überlegung, anstelle der Schrumpfgrenze ein neues Kriterium zur Abgrenzung der Bodenklassen einzuführen. Hierbei gilt ein Augenmerk anderen, bereits veränderten Normen der VOB. Zu nennen ist die DIN 18311 „Nassbaggerarbeiten“, die getrennte Bodenklassen für bindige und nicht bindige Böden eingeführt hat. Die Abgrenzung der Bodenklassen der bindigen Böden geschieht hier nicht mehr über die Schrumpfgrenze, sondern über die undrained Scherfestigkeit c_u des Bodens. Eine Einordnung der Bodenproben nach deren Eigenschaften des Lösens, Ladens und Förderns sollte sich an Proben mit natürlichem Wassergehalt orientieren. Eine Klassifikation an aufbereiteten Bodenproben entspricht in keinem Fall der im Feld vorgefundenen Situation und eignet sich aus diesem Grund nur bedingt zur Bewertung von Bodenproben und als Grundlage für Angebotskalkulation und Abrechnung. Durch die in DIN 18311 genutzte Einteilung über die undrained Scherfestigkeit fließt ein Festigkeitskriterium in die Bewertung der im Feld anzutreffenden Bodenklasse mit ein. Vor dem Hintergrund, dass die Festigkeit eines Bodens einen maßgeblichen Einfluss auf den Lösevorgang ausübt, empfiehlt sich dieser Weg.

Die Untersuchungen zur Schrumpfgrenze zeigen, dass eine Beurteilung des Übergangs zwischen

halbester und fester Konsistenz bindiger Böden nicht über die Schrumpfgrenze definiert ist. Die Untersuchungen zeigen, dass die nach DIN 18122-2 ermittelte Schrumpfgrenze vor allem für leichtplastische Böden im Konsistenzbereich einer weichen bis steifen Probe zugeordnet werden kann. Es konnte darüber hinaus gezeigt werden, dass die Schrumpfgrenze eine Abhängigkeit von der Kornverteilung eines bindigen Bodens aufweist. Es konnte gezeigt werden, dass die im Vergleich zur früheren Durchführung des Schrumpfversuchs mit Quecksilber heute verwendete Methode nicht ausschlaggebend für die anfänglich erläuterte Problemstellung der ungenauen Abgrenzung der halbsten und festen bindigen Böden ist. Vielmehr konnte gezeigt werden, dass nicht die Versuchsdurchführung, sondern die Interpretation des Ergebnisses als Übergang zwischen den Konsistenzen als nicht zutreffend beurteilt werden kann. Aus diesem Grund werden im Folgenden Untersuchungen zur Saugspannung und Festigkeit des Bodens in Abhängigkeit von der Konsistenz des Bodens durchgeführt. Auf deren Basis kann beurteilt werden, ob ein Festigkeitskriterium zur Abgrenzung der Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 definiert werden kann.

8 Saugspannungsuntersuchungen

8.1 Allgemeines

Versuchstechnisch ist eine Bestimmung der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung nur mittels verschiedener Messmethoden möglich, da der abzudeckende Saugspannungsbereich so groß ist, dass er nicht durch eine einzige Messmethode erfasst werden kann. Da davon ausgegangen wurde, dass bei Wassergehalten nahe der Schrumpfgrenze bereits sehr hohe Saugspannungen im Bereich $> 1.500 \text{ kPa}$ vorliegen, wurde in den Untersuchungen auf eine Methode zurückgegriffen, die diesen Bereich mit einer guten Genauigkeit erfasst. Die Luftfeuchtigkeit der Bodenprobe wird dabei mit einem Feuchtigkeitsmessgerät nach der Taupunkt-methode (chilled mirror dew-point hygrometer) bestimmt. Das verwendete Gerät WP 4 der Fa. Decagon zeichnet sich durch eine hohe Genauigkeit und schnelle Datengewinnung aus. Zur Messung wird die Probe in eine luftdicht verschlossene Kammer gegeben. Die Kammer verfügt über einen kühlbaren Spiegel mit Kondensationsdetektor. In

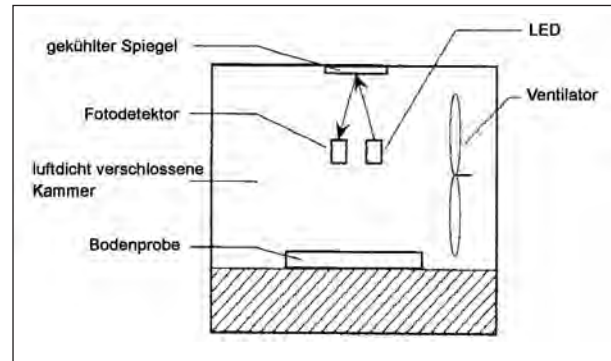


Bild 8-1: Aufbau des chilled mirror dew-point hygrometer, entnommen aus LU und LIKOS (2004)

der Kammer befindet sich zusätzlich ein Ventilator zur Luftumwälzung. Dieser dient der Herstellung eines Gleichgewichts zwischen der Luftfeuchtigkeit der Bodenprobe und Innenraumluft der Kammer. Die relative Feuchte in der Kammer entspricht so der Feuchte der luftgefüllten Poren des Probekörpers. Durch die Steuerung der Temperatur des Spiegels kann eine Kondensation am Spiegel erzwungen werden, die über einen Lichtstrahl und eine Fotodetektorzelle registriert wird. In Bild 8-1 ist ein schematischer Aufbau der Messkammer des verwendeten Gerätes (WP 4) dargestellt.

Über die Ausgangstemperatur und die Taupunkttemperatur kann auf die relative Luftfeuchtigkeit in der Probe geschlossen werden. Über die Luftfeuchtigkeit kann mittels der Gleichung (4.4) nach EDLEFSEN und ANDERSON (1943) die totale Saugspannung der Probe ermittelt werden.

Der WP 4 hat einen Messbereich zwischen $1,5 \text{ MPa}$ und 60 MPa . Bei Messungen im Bereich $< 1,5 \text{ MPa}$ nimmt die Genauigkeit des Gerätes stark ab.

8.2 Versuchsdurchführung

Die Saugspannungsmessungen wurden für die in Tabelle 8-1 zusammengefassten Bodenproben durchgeführt. Die Untersuchungen wurden dabei gezielt auf leicht- und mittelplastische Böden ausgerichtet, bei denen der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze häufig oberhalb des Wassergehaltes an der Ausrollgrenze liegt. Aus den Böden TM-2, TL-1, TL-3 und TL-4 wurden Bodenproben mit unterschiedlichem Größtkorn ($0,4 \text{ mm}$ und $2,0 \text{ mm}$) an der 1,1fachen Fließgrenze aufbereitet, homogenisiert und in die für das Gerät vorgesehenen Messbehälter eingefüllt. Zusätzlich wurde die

	TM-2	TL-1	TL-3	TL-4
Max. Korndurchmesser	0,4 mm	0,4 mm	0,4 mm	0,4 mm
Max. Korndurchmesser	2,0 mm	2,0 mm	2,0 mm	2,0 mm
Dichte der eingepressten Probe	1,69 g/cm ³	1,68 g/cm ³	1,73 g/cm ³	1,69 g/cm ³

Tab. 8-1: Zusammenstellung der untersuchten Bodenproben zur Saugspannungsmessung



Bild 8-2: Versuchapparatur WP 4

Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung für Probekörper bestimmt, die bei einer bestimmten Dichte eingepresst wurden.

Die Bodenproben wurden im WP 4 gemessen. Die Masse, Temperatur und die Saugspannung wurden über einen Zeitraum von etwa 30 Minuten aufgenommen. Für die Auswertung wurde anschließend der Mittelwert der Messwerte herangezogen. Die Proben wurden nach einer Messung schrittweise heruntergetrocknet, gewogen und erneut homogenisiert, bevor eine Folgemessung durchgeführt wurde. Die Messung wurde abgebrochen, wenn die Saugspannung der gemessenen Bodenproben über 60 MPa lag. Abschließend wurden die Bodenproben ofengetrocknet und der Wassergehalt bei verschiedenen Saugspannungen über die Trockenmasse und das Feuchtgewicht rückgerechnet. Auf Grundlage der Messungen konnte der Zusammenhang zwischen der totalen Saugspannung und dem Wassergehalt für die verschiedenen Böden ermittelt werden.

8.3 Ergebnisse TM-2

In Bild 8-3 sind für den Boden TM-2 die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen, die für zwei an der Fließgrenze aufbereitete Proben mit einem

Größtkorn von 2 mm bzw. 0,4 mm sowie für eine eingepresste Probe ermittelt wurden, dargestellt. Außerdem sind für die an der Fließgrenze $w_L = 37,8\%$ bei einem Größtkorn von 0,4 mm und 2 mm aufbereiteten Proben die nach DIN 18122-2 ermittelten Wassergehalte an der Schrumpfgrenze angegeben.

Die Probe, welche eingepresst wurde, wurde beim Wassergehalt an der Ausrollgrenze ($w_P = 21,2\%$) aufbereitet. Dementsprechend konnte die Saugspannung für diese Probe erst bei Wassergehalten $< 20\%$ ermittelt werden. Ein Aufbereiten der Bodenprobe bei höheren Wassergehalten führte zu einer in der Form instabilen Bodenprobe.

Wie aus Bild 8-3 zu erkennen ist, liegen die gemessenen Saugspannungen im Wassergehaltsbereich $> 20\%$ unterhalb von ca. 400 kPa. Dies liegt außerhalb des Messbereiches des verwendeten Messgerätes, weshalb diese Werte keine Aussagefähigkeit besitzen. Erst ab Messwerten > 1.500 kPa ist von einer ausreichenden Messgenauigkeit auszugehen. In diesem Bereich weisen die Proben allerdings bereits Wassergehalte $< 12\%$ auf. Damit sind die durchgeführten Messungen nicht geeignet, um einen Zusammenhang zwischen der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung und dem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze herzustellen. Aus den Messwerten ist aber zu erkennen, dass die eingepresste Probe im Vergleich zu den an der Fließgrenze aufbereiteten Proben im Saugspannungsbereich > 1.500 kPa höhere Wassergehalte aufweist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch das Einpressen der Probe im Vergleich zu einer Aufbereitung an der Fließgrenze tendenziell weniger Makroporen entstehen und dadurch das in der Probe befindliche Wasser kapillar stärker an den Feststoff gebunden ist.

8.4 Ergebnisse TL-1

Ebenso wie für den Boden TM-2 wurde die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung des Bodens TL-1 für drei unterschiedlich aufbereitete Proben

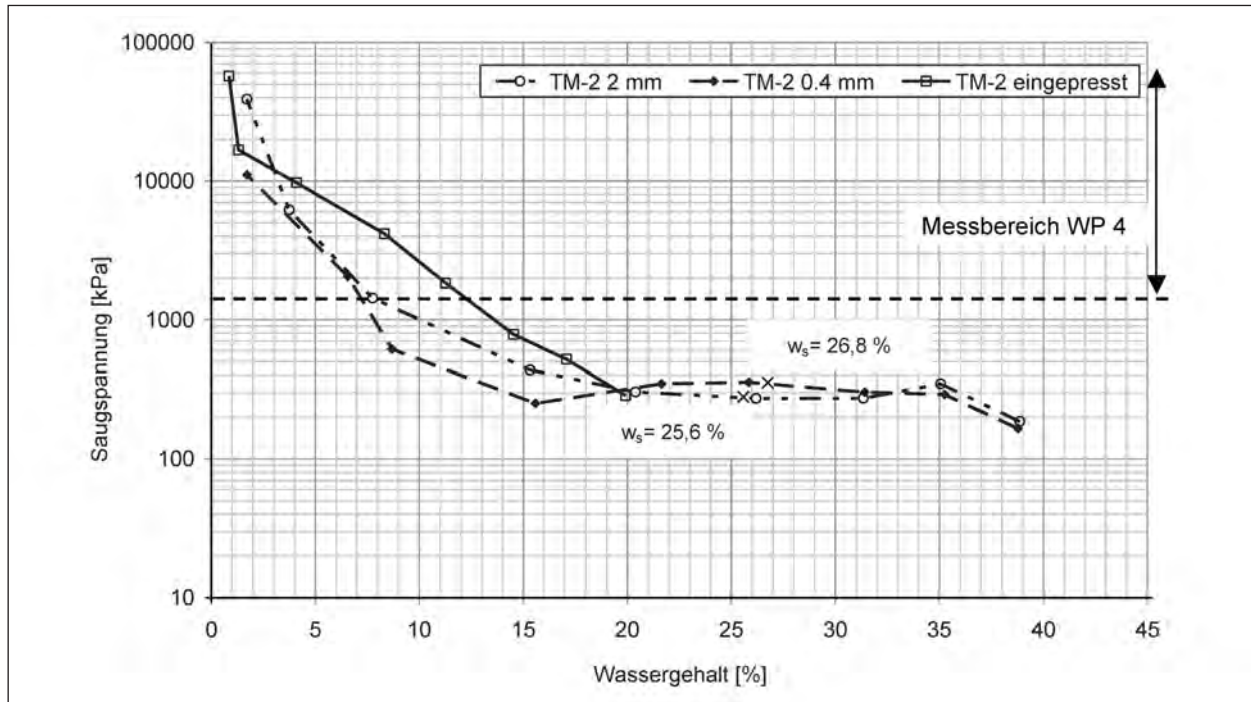


Bild 8-3: Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung (TM-2)

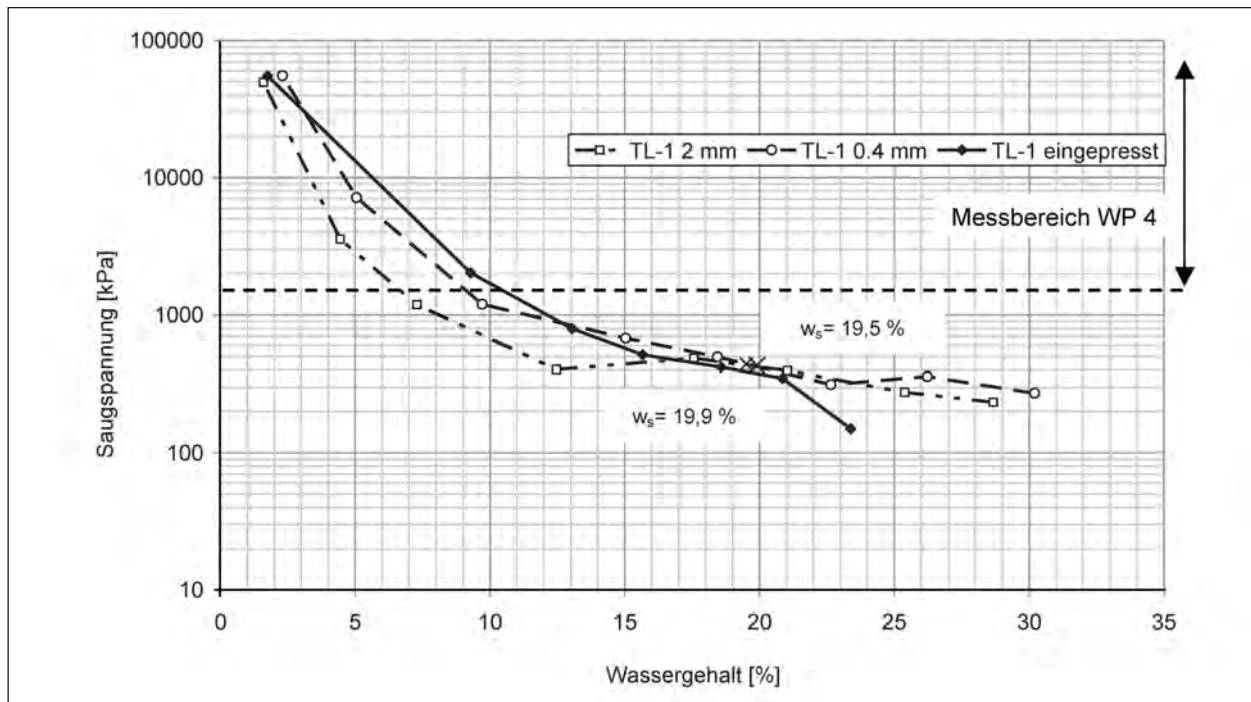


Bild 8-4: Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung (TL-1)

ermittelt. Bild 8-4 gibt den Verlauf für die an der Fließgrenze mit einem Größtkorn von 0,4 mm und 2 mm aufbereiteten Proben sowie für den bei einer Dichte von $1,69 \text{ g/cm}^3$ eingepressten Probekörper wieder. Des Weiteren sind in Bild 8-4 die Schumpfgrenzen für die an der Fließgrenze aufbereiteten Proben angegeben. Der Wassergehalt an der

Schumpfgrenze für die Probe mit Größtkorn 2 mm beträgt 19,5 %. Für die Probe mit einem Größtkorn von 0,4 mm wurde ein Wassergehalt an der Schumpfgrenze von 19,9 % bestimmt. Ebenso wie beim Boden TM-2 liegen die Messwerte im Wassergehaltsbereich $> 12 \%$ unter 1.500 kPa und damit außerhalb des Messbereiches des Gerätes.

Über den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze und der Saugspannung können deshalb auch aus diesen Werten keine Informationen gewonnen werden. Für den Wassergehaltsbereich $< 10\%$ ist zu erkennen, dass die eingepresste Probe im Vergleich zu den an der Fließgrenze aufbereiteten Proben bei gleichen Saugspannungen wiederum höhere Wassergehalte aufweist. Dies ist wie bereits für die Probe TM-2 beschrieben darauf zurückzuführen, dass aus dem Einpressen der Probe geringere Makroporen resultieren als bei einer Aufbereitung an der Fließgrenze und einer anschließenden Trocknung.

8.5 Ergebnisse TL-3

Der Boden TL-3 zeigt für die drei untersuchten Proben einen sehr ähnlichen Verlauf der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen (Bild 8-5). Im Vergleich zu den Böden TM-2 und TL-1 wird der Messbereich des WP 4 bereits bei Wassergehalten $> 6\%$ unterschritten. Die ermittelten Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen lassen deshalb keine Rückschlüsse auf den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze und der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung zu.

8.6 Ergebnisse TL-4

Die für den Boden TL-4 ermittelten Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen (Bild 8-6) stellen sich ähnlich dar wie für den Boden TL-3. Der Messbereich des WP 4 wird wiederum bereits bei Wassergehalten $> 6\%$ unterschritten. Aussagen zu einem möglichen Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze und der Saugspannung können deshalb auch für den Boden TL-4 nicht getroffen werden.

8.7 Bewertung und Zusammenfassung

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass mit der verwendeten Messmethode die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung im Bereich der Schrumpfgrenze nicht ermittelt werden kann, da die Saugspannungen beim Wassergehalt an der Schrumpfgrenze unterhalb des Messbereiches liegen. Es wären zusätzlich andere Messmethoden, die eine Ermittlung des Saugspannungsbereiches zwischen 0 und 1.500 kPa ermöglichen, zu ergreifen. Dazu kämen beispielsweise Druckplattenextraktoren, die auf dem Prinzip der Achsen-Translations-Technik beruhen, infrage. Da Untersuchungen mit Hilfe des Druckplattenextraktors im

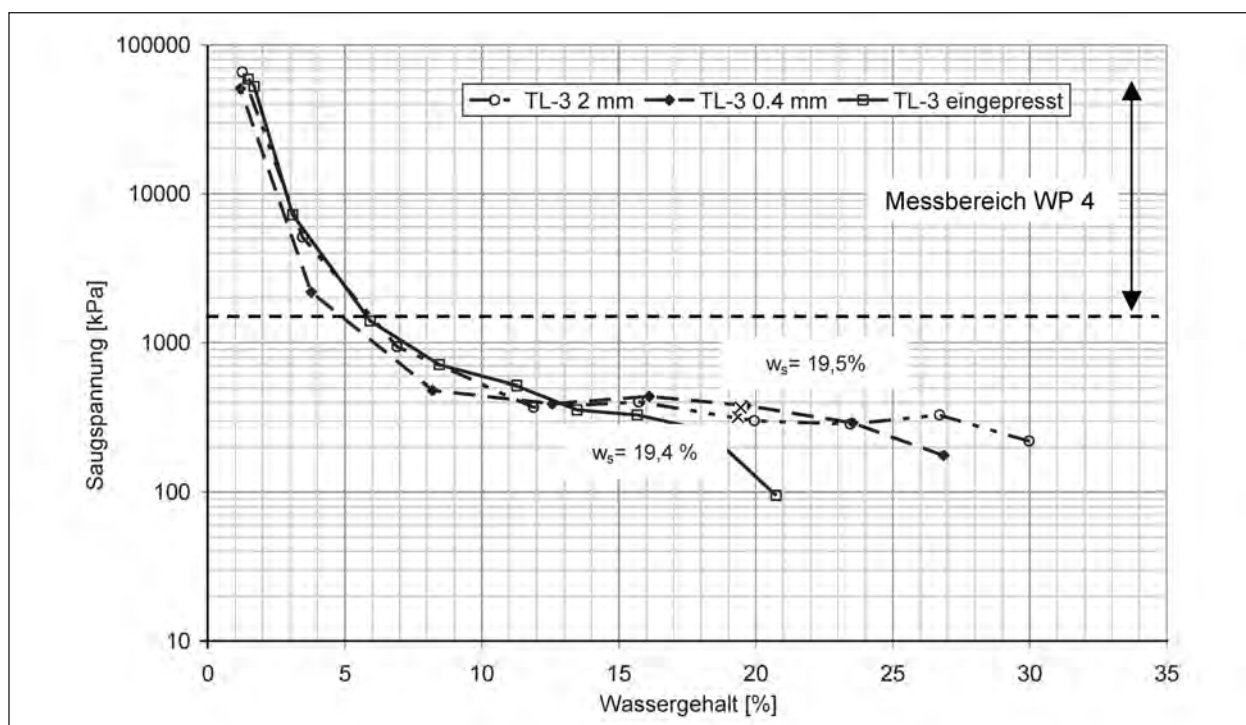


Bild 8-5: Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung (TL-3)

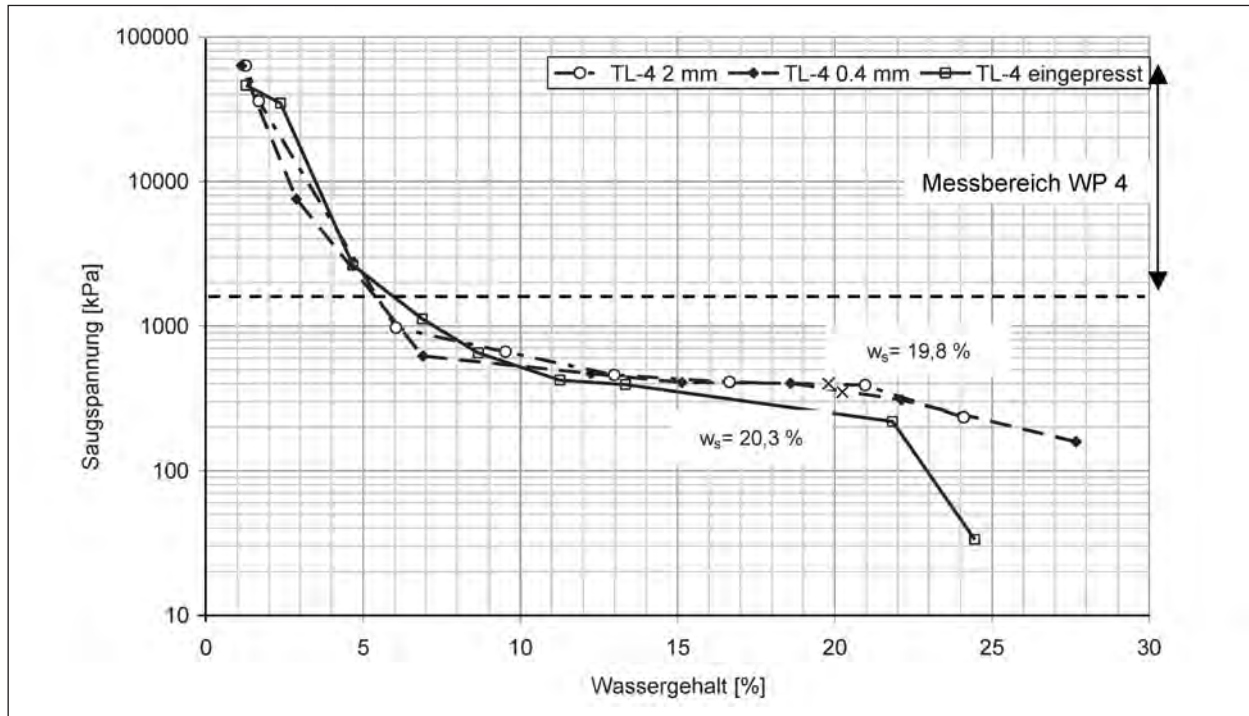


Bild 8-6: Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung (TL-4)

Vergleich zur durchgeführten Messung mit dem Feuchtigkeitsmessgerät nach der Taupunktmethode jedoch deutlich zeitaufwändiger sind (Dauer zur Ermittlung einer Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung ca. 6 Wochen), konnten diese Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Forschung nicht durchgeführt werden. Aufgrund der sehr zeitintensiven Versuchsdurchführung ist eine Beurteilung des Übergangs der Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 nach DIN 18300 auf Basis der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung jedoch ohnehin nicht anzustreben und ist deshalb nicht weiter zu verfolgen.

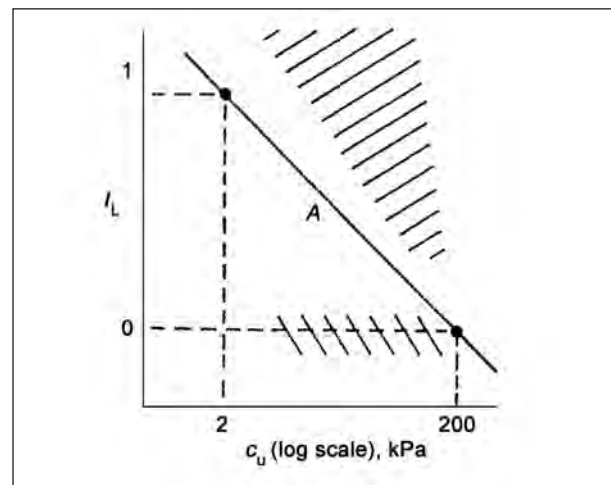


Bild 9-1: Zusammenhang c_u und Konsistenz des Bodens, entnommen aus WOOD (1999)

9 Festigkeitsuntersuchungen an Böden

9.1 Konzept

Zur Beschreibung und Klassifizierung von Böden können Festigkeiten als Richtwerte herangezogen werden. Korrelationen zwischen Festigkeitseigenschaften von Böden und deren Indexwerte werden von WOOD (1999) dargestellt. Dabei wird ein Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Plastizität des Bodens beschrieben. So gibt WOOD (1999) eine einheitliche undrainierte Scherfestigkeit c_u bindiger Böden von $c_L = 2$ kPa an der Fließgrenze w_L

an (Bild 9-1). Die undrainierte Scherfestigkeit c_u an der Ausrollgrenze w_p wird in WOOD (1999) mit $c_p = 200$ kPa abgeschätzt. Eine Festigkeit für bindige Böden an der Schrumpfgrenze ist nicht angegeben und konnte in der Literatur auch nicht gefunden werden. Es liegt jedoch nahe, ein solches Kriterium auch im Bereich der Schrumpfgrenze zu definieren. jedoch scheint dies aufgrund der Teilsättigung des Bodens zu einer größeren Variabilität der Festigkeiten auch in Bezug auf die Plastizität des bindigen Bodens zu führen. jedoch ist die Betrachtung der Festigkeit des Bodens in Bezug

auf die Einteilung von Böden in die Bodenklassen als sinnvolles Kriterium zu verstehen. Um ein neues Grenzkriterium für die Unterscheidung zwischen den Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 zu definieren, wurden aus diesem Grund verschiedene Festigkeitsuntersuchungen durchgeführt. Hierbei sollte zum einen die Anwendbarkeit der einzelnen Versuche überprüft werden, zum anderen sind die Einflussfaktoren auf die Festigkeit des Bodens darzustellen und qualitativ zu beurteilen. Aus diesem Grund wurden Untersuchungen sowohl an ungestörten als auch an aufbereiteten Proben durchgeführt. Die Aufbereitung des Bodenmaterials führt zu einer vollständigen Auflösung der Bodenstruktur und somit der Vorgeschichte des Bodenmaterials. Des Weiteren werden Bodenbindungen und Konkretionen aufgebrochen.

Die Festigkeit der Böden im halbfesten und festen Zustand wurde mit folgenden Versuchen untersucht:

1. einaxialer Druckversuch an ungestörten Bodenproben,
2. einaxialer Druckversuch an aufbereiteten Bodenproben,
3. Konuseindringversuch an aufbereiteten Bodenproben,
4. Eindringversuch mit Proctornadel an aufbereiteten Bodenproben.

Da es sich bei dem Konuseindringversuch und dem Eindringversuch mit der Proctornadel teilweise um neu zu entwickelnde Versuche handelt, wurden diese ausschließlich an aufbereiteten Bodenproben durchgeführt. Im Rahmen dieser Forschung soll eine erste Bewertung dieser neuen Versuche stattfinden, ohne Einflüsse lokaler, struktureller Besonderheiten, wie sie bei ungestörten Proben beispielsweise durch Konkretionen auftreten, berücksichtigen zu müssen.

Die Abhängigkeit der Festigkeitseigenschaften vom Wassergehalt wurde im Rahmen der experimentellen Untersuchungen für Böden mit unterschiedlicher Plastizität ermittelt.

9.2 Probengewinnung

Ungestörte Bodenproben

In Bild 9-2 ist dargestellt, wie die Probengewinnung zur Durchführung von einaxialen Druckversuchen

sowohl an den ungestörten als auch an den eingepressten Probekörpern durchgeführt wurde. Die aus einer Bohrung gewonnenen ungestörten Bodenproben (Durchmesser 10 cm) wurden geviertelt. Aus jedem Viertel wurde anschließend ein zylindrischer Probekörper mit einem Durchmesser von 36 mm und einer Höhe zwischen 72 mm und 90 mm gewonnen. Es musste beim Herausarbeiten der Probekörper sehr genau gearbeitet werden. Aufgrund von Störfächen und Einschlüssen in den Probekörpern war es nicht in allen Fällen möglich, Probekörper herzustellen. Eine Rissbildung und somit Sollbruchflächen traten vor allem bei Böden auf, die eine halbfeste bis feste Konsistenz aufwiesen. Ein aussagekräftiger einaxialer Druckversuch nach DIN 18136 konnte an diesen Proben nicht mehr durchgeführt werden.

Die herausgearbeiteten Probekörper wurden anschließend auf einen vorher festgelegten Wassergehalt heruntergetrocknet. Nach Erreichen des angestrebten Gewichtes wurden die Proben für mindestens 72 h zum Homogenisieren des Wassergehalts in den Proben in geschlossenen Eimern ruhen gelassen. Somit war gewährleistet, dass die nur oberflächlich angetrockneten Bodenproben bei Versuchsdurchführung einen über den Probekörper gleichmäßigen Wassergehalt aufwiesen. Der einaxiale Druckversuch wurde im Folgenden mit einer weggesteuerten Presse bei einer Vortriebgeschwindigkeit von 0,68 mm/min durchgeführt. Dies entsprach einer Vortriebsgeschwindigkeit nach DIN 18136 von 0,2 %/min der Probenhöhe.

Aufbereitete Bodenproben

Für die Untersuchungen wurden die Bodenarten herangezogen, für die auch ungestörte Proben vorlagen. Dies waren die Böden TL-1, TL-3, TL-4, TM-2 und TM-4. Die ausgeprägt plastischen Böden

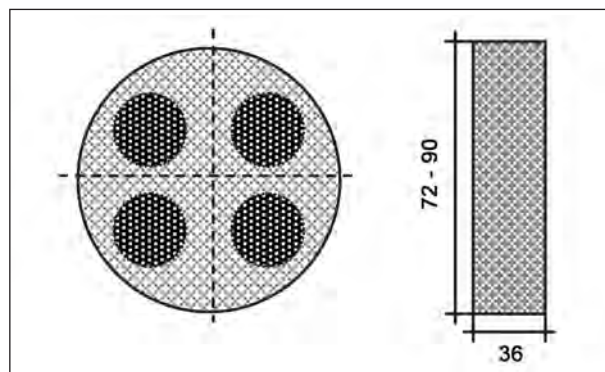


Bild 9-2: Zuschneiden der Bodenproben (Maße in mm)



Bild 9-3: Aufbereitung des Bodenmaterials

wurden in die Untersuchungen nicht miteinbezogen, da für diese Böden keine ungestörten Proben vorlagen. Die Herstellung der aufbereiteten Bodenproben war für den einaxialen Druckversuch und für den später dargestellten Konus- bzw. Proctornadelversuch weitestgehend identisch. Das Probenmaterial der verschiedenen zu untersuchenden Bodenproben wurde durch ein Sieb mit einer Öffnungsweite von 2 mm gesiebt. Anschließend wurde das Material mit Hilfe eines Cutters durchmischt (Bild 9-3). Auf diese Weise konnte ein homogenes Bodenmaterial erreicht werden. In einem nächsten Schritt wurde das Bodenmaterial bei einem Wassergehalt auf der nassen Seite des Proctoroptimums aufbereitet und homogenisiert.

Für die Bestimmung der beim Einpressen zu erzielenden Dichte sowie des notwendigen Wassergehalts wurden Korrelationen der Proctordichte mit den Konsistenzgrenzen nach RING et al. (1962) herangezogen.

$$\rho_{Pr} \approx (2,23 - 2,113 \cdot w_L + 1,898 \cdot I_P) \cdot \rho_w \quad (\text{Gl. 9-1})$$

$$w_{Pr} \approx 0,735 - 0,322 \frac{\rho_{Pr}}{\rho_w} \quad (\text{Gl. 9-2})$$

In Bild 9-4 sind für die Böden TL-1, TL-3, TL-4, TM-2 und TM-4 der Wassergehalt und die Trockendichte am Proctoroptimum, welche mit Hilfe der Gleichungen (9-1) und (9-2) ermittelt wurden, dargestellt. Die Sättigungslinie wurde für $\rho_s = 2,70 \text{ g/cm}^3$ ermittelt.

Bei der Probeherstellung wurde ein möglichst großer Sättigungsgrad der Proben nach Verdichtung angestrebt. Um diesen zu erreichen, wurde der Wassergehalt der Proben so eingestellt, dass bei Erreichen eines Verdichtungsgrades von 95 %

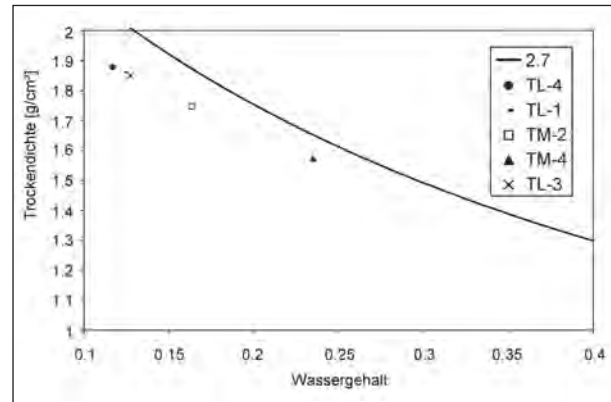


Bild 9-4: Proctordichte abgeschätzt mit Hilfe der Gleichungen nach RING et al. (1962)

	$\rho_d \text{ [g/cm}^3\text{]}$	w [%]	Verdichtungsgrad [%]
TL-1	1,77	19,5	95
TL-3	1,73	20,0	95
TL-4	1,79	18,9	95
TM-2	1,69	22,0	97
TM-4	1,49	29,8	95

Tab. 9-1: Angestrebte Werte der Trockendichte und des Wassergehaltes der untersuchten Böden

theoretisch eine Vollsättigung der Probe (Sättigungsgrad von 1,0) vorliegt. Anschließend wurde das Bodenmaterial auf die in Tabelle 9-1 angegebene Trockendichte ρ_d bei einem Verdichtungsgrad von 95 % eingepresst.

je nach späterem Verwendungszweck der Bodenprobe wurden Proben unterschiedlicher Durchmesser und Höhen hergestellt ($\varnothing = 11,75 \text{ cm}$, $h = 8 \text{ cm}$ für Proctornadel- und Konusversuch; $\varnothing = 10,00 \text{ cm}$ und $h = 10 \text{ cm}$ für einaxialen Druckversuch). Der Probekörper wurde in einer Lage eingepresst. Anfängliche Zweifel, ob somit eine gleichmäßige Dichte über die Probenhöhe hergestellt werden kann, konnten durch frühere Forschungsarbeiten ausgeräumt werden. In Abhängigkeit vom Volumen des Zylinders, in den der Boden eingepresst wurde, und der angestrebten Trockendichte wurde das Bodengewicht bestimmt. Um die Hebungen der Proben infolge des Schwellens bei der Entlastung zu minimieren, wurden die Proben mindestens 30 min unter Belastung stehen gelassen. je nach Plastizität des Materials verlängerte sich die Standzeit der Probe auf bis zu 2 h. Anschließend wurden die Proben entlastet und aus dem Zylinder ausgepresst. Zum Homogenisieren des Wassergehaltes wurden die Proben anschließend in einem luftdicht ver-

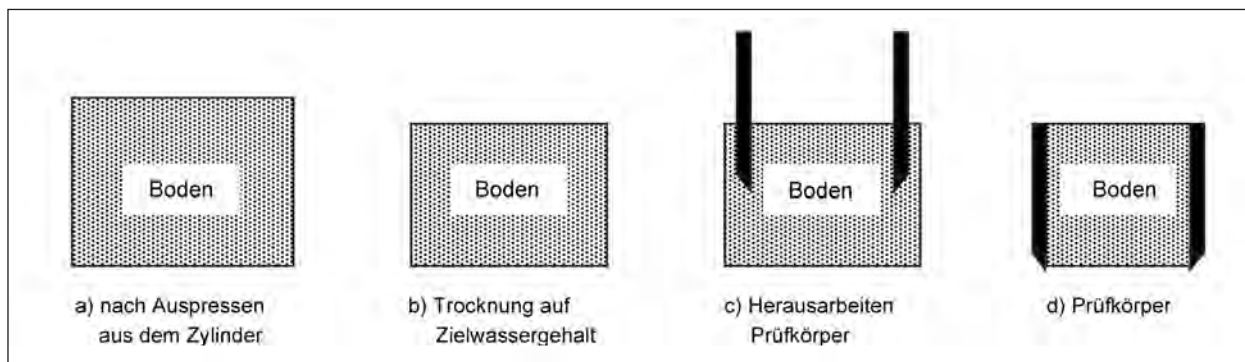


Bild 9-5: Herstellung der Prüfkörper für Proctornadel-/Konusversuch

geschlossenen Behälter mindestens drei Tage stehen gelassen.

Die Proctornadel- und Konusversuche wurden bei verschiedenen Wassergehalten durchgeführt. Somit mussten die eingepressten Proben (Bild 9-5a) zunächst getrocknet werden. Eine damit einhergehende Volumenreduzierung (Bild 9-5b) ist aufgrund des Schrumpfens nicht vermeidbar. Die Proben wurden nach Erreichen des gewünschten Wassergehaltes (Bestimmung über die Masse der Probe) abermals 7 Tage zum Homogenisieren in einem luftdicht verschlossenen Behälter aufbewahrt, bevor der eigentliche Proctornadel-/Konusversuch durchgeführt wurde.

Zur Versuchsdurchführung wurde aus dem getrockneten Boden mit Hilfe eines Ausstechringes ein Prüfkörper ($\varnothing = 10 \text{ cm}$, $h = 8 \text{ cm}$) herausgearbeitet (Bild 9-5c). Der Proctornadel-/Konusversuch wurde anschließend an dem im Ausstechring befindlichen Probekörper (Bild 9-5d) durchgeführt.

9.3 Einaxialer Druckversuch

Der einaxiale Druckversuch wurde nach DIN 18136 durchgeführt. Es wurden die darin empfohlenen Abmessungen und Abdrückgeschwindigkeiten gewählt.

Der einaxiale Druckversuch dient der Festigkeitsuntersuchung von Böden. Hierbei wird die Probe einaxial ohne seitliche Stützung und bei unbehinderter Seitendehnung ($\sigma_1 \neq 0$; $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) belastet. Die einaxiale Druckfestigkeit wird mit q_u angegeben. q_u ist als maximale einaxiale Druckspannung σ_1 definiert, wenn diese auftritt, bevor eine Stauchung des Probekörpers von $\varepsilon = 20 \%$ erreicht wird ($q_u = \max \sigma$). Wird die maximale Spannung bei einer einaxialen Stauchung $\varepsilon = 20 \%$ erreicht, ist die

Druckspannung als vertikale Druckspannung σ_1 bei der Stauchung von $\varepsilon = 20 \%$ definiert ($q_u = \sigma_{0,2}$). Die Abmessungen des Probekörpers beeinflussen die einaxiale Druckfestigkeit eines Materials. Nach DIN 18136 ist ein Seitenverhältnis von $h/d = 2\text{-}2,5$ vorgeschrieben. Bei einem Durchmesser der prismatischen Probekörper von 36 mm ist somit eine Höhe des Probekörpers zwischen 72 mm und 90 mm notwendig.

Die einaxiale Druckfestigkeit eines Bodenkörpers wird wesentlich vom Wassergehalt, der Struktur, dem Korngefüge, der Klüftung und der Mineralzusammensetzung beeinflusst. Diese resultieren bei ungestörten Böden unter anderem aus der Genese und der geologischen Vorgeschichte des Bodens. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde für Böden unterschiedlicher Plastizität der Einfluss des Wassergehaltes auf die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Dazu wurden einaxiale Druckversuche an ungestörten und aufbereiteten Bodenproben durchgeführt. In beiden Fällen wurde die Festigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt bestimmt. Somit konnten sowohl die Festigkeitsentwicklung bei Erreichen der Schrumpfgrenze als auch die Festigkeitsunterschiede aufgrund veränderter bzw. aufgelöster Bodenstrukturen studiert werden. Im Folgenden werden die an ungestörten und gestörten Proben durchgeführten Versuche erläutert.

9.3.1 Einaxialer Druckversuch an ungestörten Bodenproben

9.3.1.1 Ergebnisse TM-2

Zur Untersuchung der Festigkeit des Bodens TM-2 standen insgesamt drei ungestörte Bodenproben (I bis III) zur Verfügung. Da diese bereits im natürlichen Zustand eine feste Konsistenz aufwiesen, konnte nur ein kleiner Konsistenzbereich untersucht werden. Die einaxiale Druckfestigkeit der

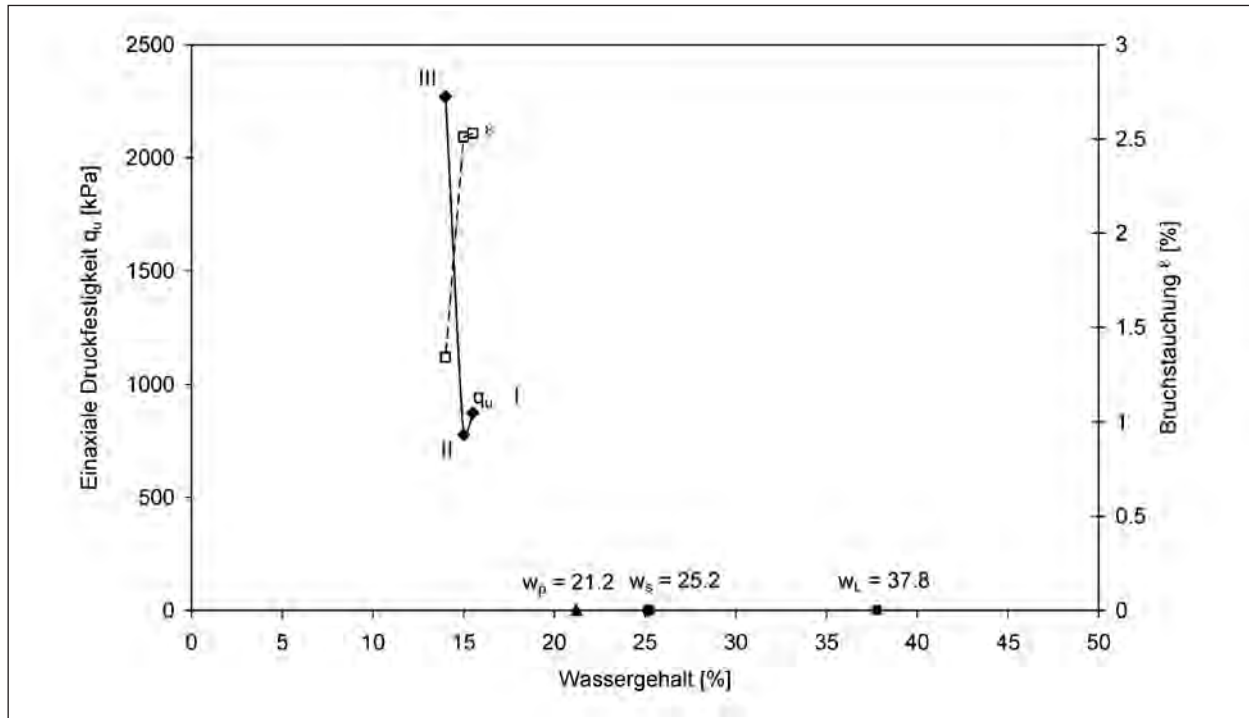


Bild 9-6: Einaxiale Druckfestigkeit (q_u) und Bruchstauchung (ϵ) in Abhängigkeit vom Wassergehalt (w) (TM-2)

Proben beträgt für den Probekörper I $q_u = 874$ kPa, für II $q_u = 777$ kPa und für III $q_u = 2.200$ kPa (vgl. Bild 9-6).

Alle Bodenproben wurden bei einem Wassergehalt unterhalb der Schrumpfgrenze abgedrückt. In Bild 9-6 ist des Weiteren zu erkennen, dass die einaxiale Druckfestigkeit von Probe I zu Probe II abnimmt, bevor sie mit weiter sinkendem Wassergehalt bei Probe III stark zunimmt. Dies lässt darauf schließen, dass die Probekörper lokale Verfestigungen oder Gefügeveränderungen aufweisen. Dies legt auch der starke Festigkeitsanstieg von Probe II auf Probe III nahe. Die Bruchstauchung der Probe III, welche den geringsten Wassergehalt aufweist, liegt mit etwa 1,3 % deutlich unterhalb der Bruchstauchungen der Proben I und II (2,5 %). Dies belegt, dass der Boden mit zunehmendem Wassergehalt ein duktileres Verhalten aufweist.

9.3.1.2 Ergebnisse TM-4

In Bild 9-7 sind die einaxialen Druckfestigkeiten der ungestörten Bodenproben TM-4 in Abhängigkeit vom Wassergehalt dargestellt. Dabei zeigt sich, dass mit abnehmendem Wassergehalt die Festigkeit des Bodens zunimmt. Das Abfallen der einaxialen Druckfestigkeit für den Boden mit dem geringsten Wassergehalt ist auf eine horizontale Bruchfuge zurückzuführen (siehe Bild 9-8

TM-4 $w = 16,2$ %), die während der Herstellung des Probekörpers entstanden ist. Die Festigkeit liegt zwischen $q_u = 254$ kPa (Probe I) bei einem Wassergehalt von 31 % und maximal $q_u = 1.275$ kPa (Probe III) bei einem Wassergehalt von $w = 21$ %. Für den Wassergehalt an der Schrumpfgrenze, der bei der Probe TM-4 bei $w_p = 17,3$ % liegt, ist damit von einer undrained Scherfestigkeit von $c_u = q_u/2 > 600$ kPa auszugehen. Im Vergleich dazu liegt die undrained Scherfestigkeit für an der Fließgrenze aufbereitete Böden nach WOOD (1999) bei $c_u \approx 200$ kPa. Dies zeigt den deutlichen Einfluss der Genese und geologischen Vorgeschichte des Bodens. Dem Bild 9-7 ist weiterhin zu entnehmen, dass die Bruchstauchung (ϵ) mit abnehmendem Wassergehalt linear abnimmt (unter Vernachlässigung der gestörten Bodenprobe TM-4 $w = 16,2$ %).

Fotografische Aufnahmen der Prüfkörper nach der Versuchsdurchführung sind in Bild 9-8 dargestellt. An der Form der Probe TM-4 $w = 31,0$ %, die den höchsten Wassergehalt aufweist, ist ein duktiler Versagen erkennbar.

9.3.1.3 Ergebnisse TL-1

Die Ergebnisse des einaxialen Druckversuchs für den Boden TL-1 sind in Bild 9-9 dargestellt. Die nach DIN ermittelte Schrumpfgrenze der Probe liegt bei 19,85 % und somit 3,5 % oberhalb der Aus-

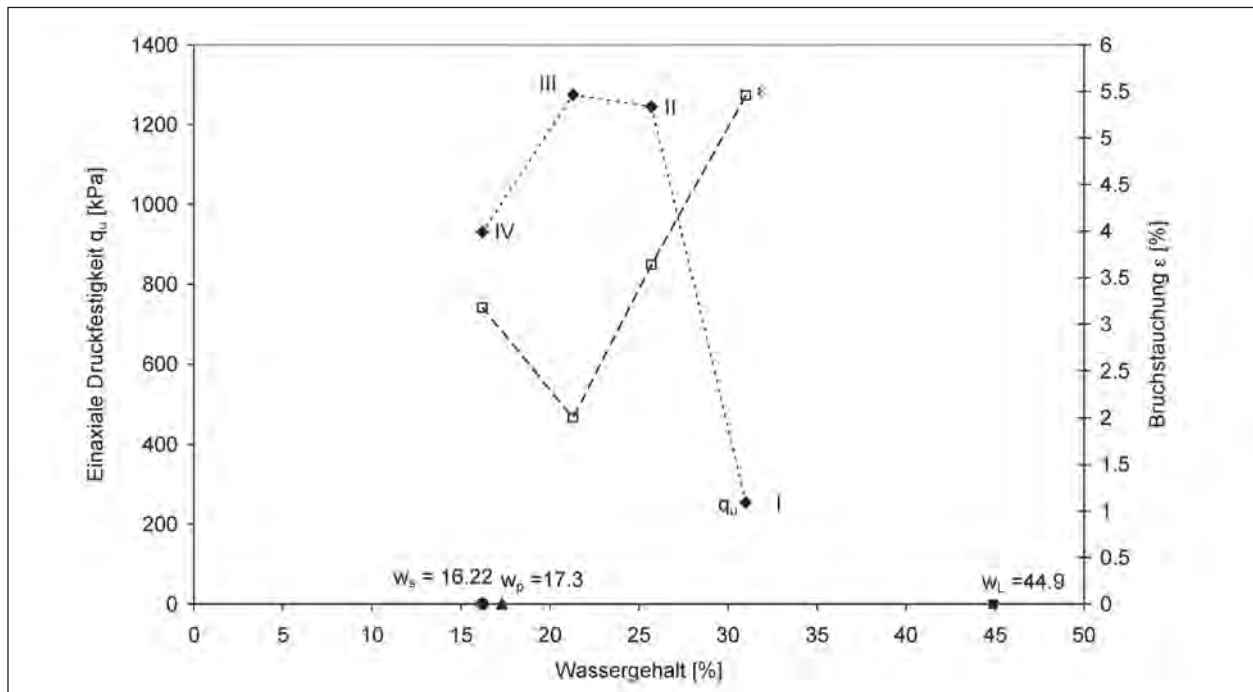


Bild 9-7: Einaxiale Druckfestigkeit (q_u) und Bruchstauchung (ϵ) in Abhängigkeit vom Wassergehalt (w) (TM-4)

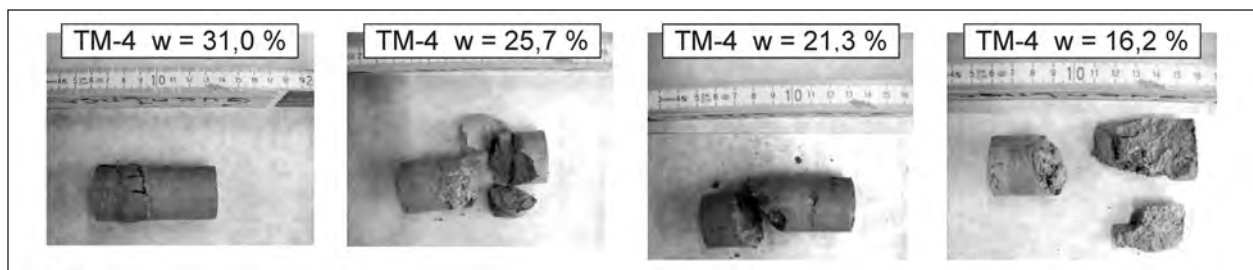


Bild 9-8: Einaxiale Druckversuche (TM-4)

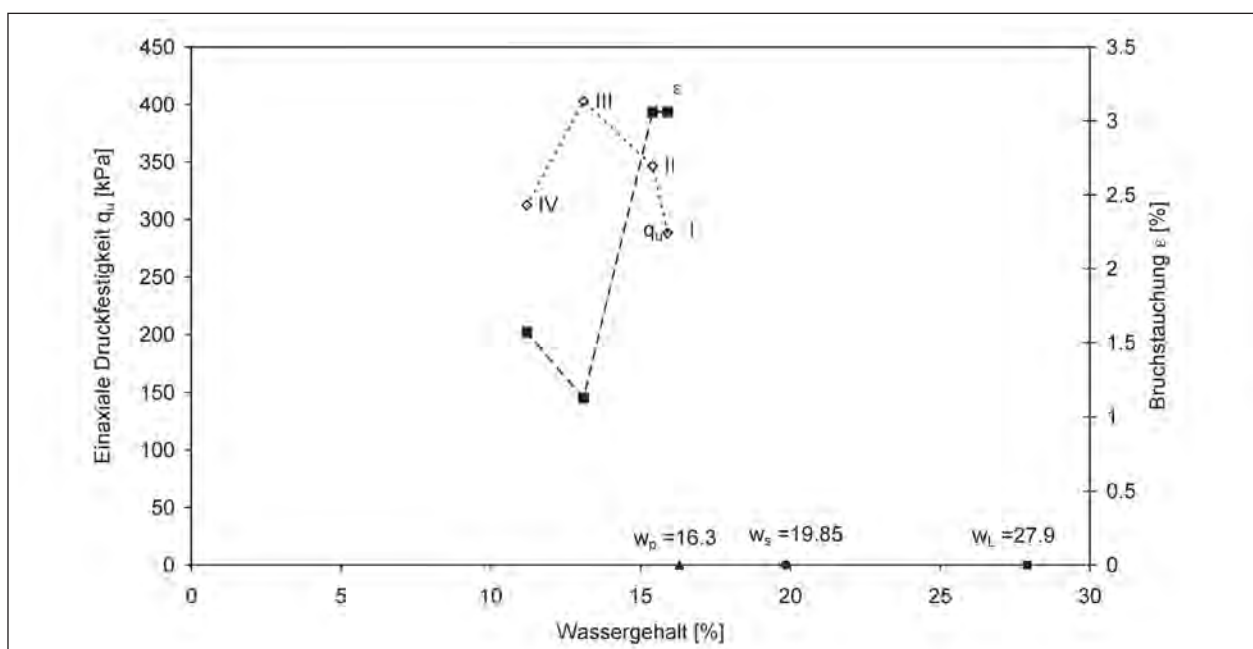


Bild 9-9: Einaxiale Druckfestigkeit (q_u) und Bruchstauchung (ϵ) in Abhängigkeit vom Wassergehalt (w) (TL-1)

rollgrenze der Bodenprobe. Die Festigkeiten der Proben konnten, wie in Bild 9-9 dargestellt, ab einem Wassergehalt von $w = 17,5\%$ untersucht werden. Die natürlichen Bodenproben wiesen keine höheren Wassergehalte auf. Die einaxiale Druckfestigkeit schwankt im Bereich zwischen 280 kPa (Probe I) und 400 kPa (Probe III). Die Bodenproben wiesen zum Teil schon beim Herausarbeiten der Probekörper größere Risse auf. Vor allem bei den trockeneren Bodenproben war das Herausarbeiten der Probekörper nicht ohne Rissbildung möglich. Die Festigkeit der Probe IV liegt deshalb auch mit ca. 310 kPa unter den Festigkeitswerten der Proben II und III, obwohl die Probe IV einen geringeren Wassergehalt aufwies.

9.3.1.4 Ergebnisse TL-3

Bei dem Herausarbeiten der Bodenproben des Bodens TL-3 aus den ungestörten Sonderproben kam es bei allen Probekörpern zu unkontrollierten Rissen in den Proben. Nur ein Versuch konnte nach DIN 18136 durchgeführt werden. Eine Entwicklung der Festigkeiten aufgrund der Wassergehaltsänderung ist somit in diesem Fall nicht möglich. Der Boden entstammt dem Erdinger Moos.

9.3.1.5 Ergebnisse TL-4

In Bild 9-10 sind die einaxiale Druckfestigkeit und die Bruchstauchung der Bodenproben TL-4 gegenüber dem Wassergehalt aufgetragen. Die Festigkeit

des Bodens nimmt erst nach Erreichen der Ausrollgrenze bei $w_p = 15,7\%$ deutlich von $q_u = 143,0$ kPa (Probe III) auf $q_u = 273,5$ kPa (Probe IV) zu. Die Bruchstauchungen nehmen mit steigendem Wassergehalt zu. Dies deutet auf ein zunehmend duktileres Bruchverhalten bei höheren Wassergehalten hin.

9.3.1.6 Zusammenfassung und Bewertung

Die Versuchsergebnisse zeigen für die untersuchten Böden bei Wassergehalten nahe der Schrumpfgrenze deutliche Unterschiede in der einaxialen Druckfestigkeit. Die mittelplastischen Böden TM-2 und TM-4 wiesen dabei im Vergleich zu den leichtplastischen Böden wesentlich größere Werte auf. Auch wenn die Untersuchungen an den einzelnen Böden nur für relativ geringe Wassergehaltsspannen durchgeführt werden konnten, zeigt sich, dass die einaxiale Druckfestigkeit mit abnehmendem Wassergehalt tendenziell zunimmt und die Bruchstauchungen abnehmen. Die Proben verhalten sich damit zunehmend spröder. Allerdings neigen sehr trockene Proben zu einer Rissbildung, wodurch die einaxiale Druckfestigkeit stark herabgesetzt sein kann.

Des Weiteren haben die Untersuchungen gezeigt, dass die Herstellung der Prüfkörper im Wassergehaltsbereich nahe der Schrumpfgrenze mit großen Schwierigkeiten verbunden ist und die Proben im Zuge des Herausarbeitens häufig Risse erlitten hatten bzw. gebrochen sind. Die Verwendung der ein-

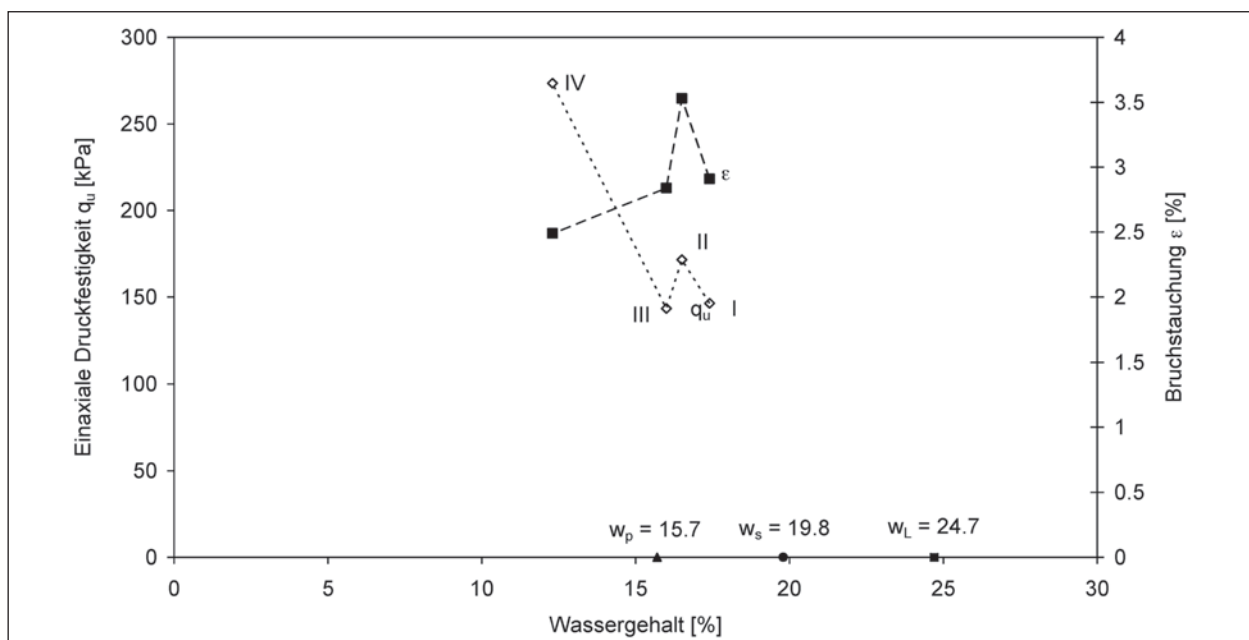


Bild 9-10: Einaxiale Druckfestigkeit (q_u) und Bruchstauchung (ϵ) in Abhängigkeit vom Wassergehalt (w) (TL-4)

axialen Druckfestigkeit zur Einordnung bindiger Böden in die Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 ist deshalb nicht zu empfehlen. Vor diesem Hintergrund wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens weitere Untersuchungen zur Ermittlung der Festigkeit mittels einer einfachen Versuchsmethode durchgeführt (siehe Kapitel 9.4).

9.3.2 Einaxialer Druckversuch an aufbereiteten Bodenproben

Die im vorhergehenden Kapitel dargestellten Versuchsergebnisse zur einaxialen Druckfestigkeit wurden an aufbereitetem Probenmaterial ebenfalls durchgeführt. Das Größtkorn des aufbereiteten Materials beträgt 2 mm. Die Proben wurden, wie in Kapitel 9.2 beschrieben, aufbereitet und die einzelnen

Probekörper hergestellt. Einaxiale Druckversuche wurden an den mittelplastischen und leichtplastischen Böden durchgeführt, für die auch ungestörte Bodenproben vorlagen, an denen die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt wurde.

9.3.2.1 Ergebnisse TM-2

Ausgewählte Probekörper des Bodens TM-2 sind in Bild 9-11 dargestellt. Es ist auf den Bildern zu erkennen, dass die eingepressten Bodenproben noch eine Vielzahl an Lufteinschlüssen aufweisen.

Die einaxiale Druckfestigkeit des aufbereiteten Bodenmaterials konnte im Bereich zwischen $I_C = 1,1$ bis $I_C = 1,8$ untersucht werden (siehe Bild 9-12). Die Bruchstauchung des Bodens nimmt mit abneh-

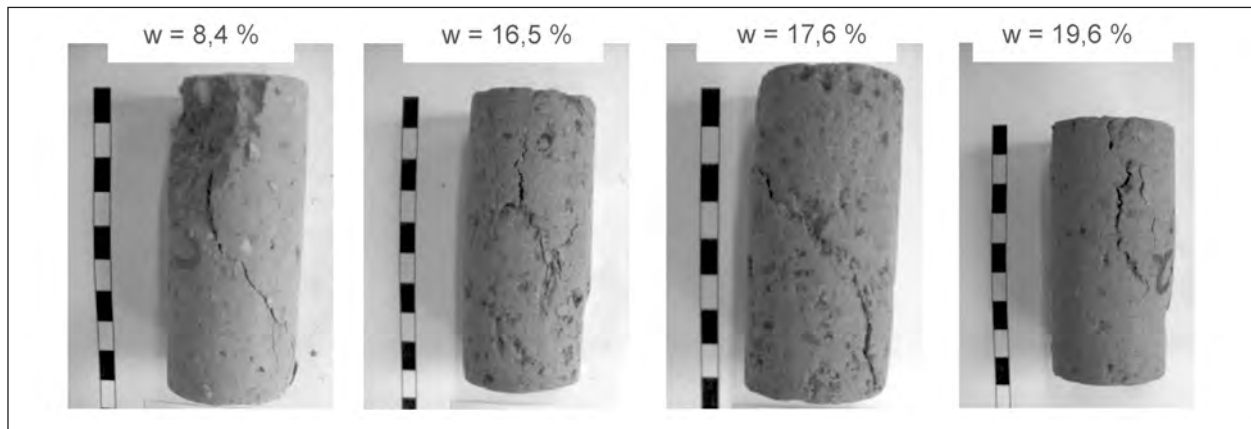


Bild 9-11: Bodenproben nach einaxialem Druckversuch bei verschiedenen Wassergehalten (TM-2)

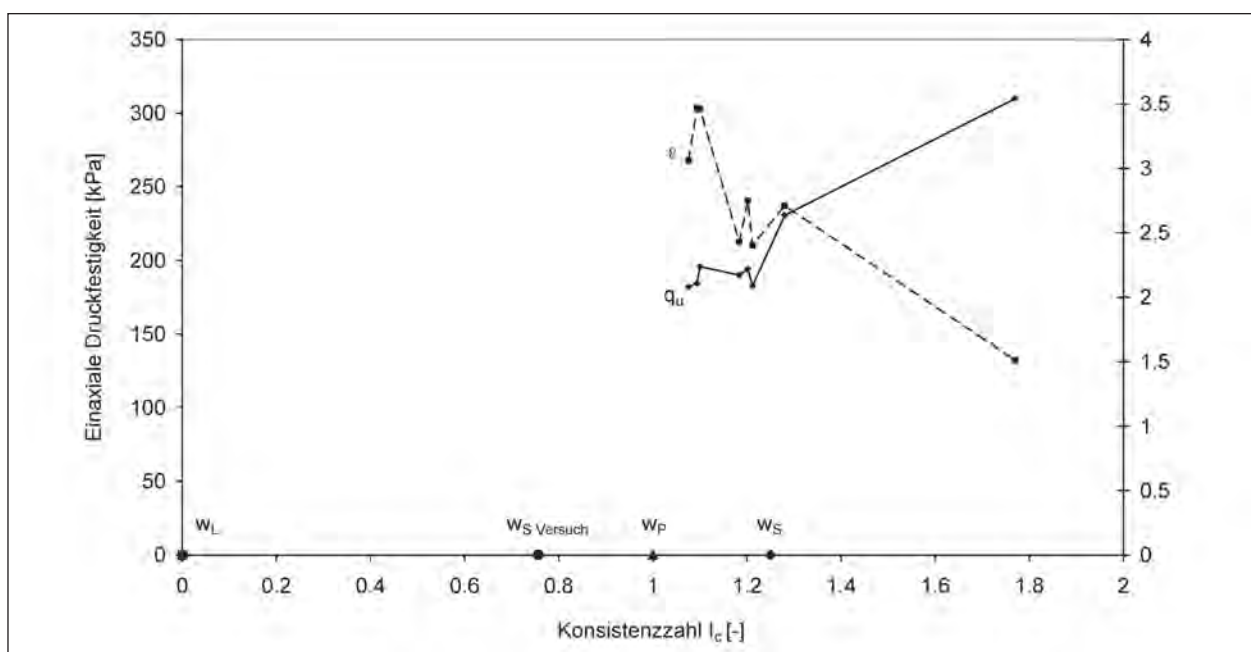


Bild 9-12: Einaxiale Druckfestigkeit (TM-2)

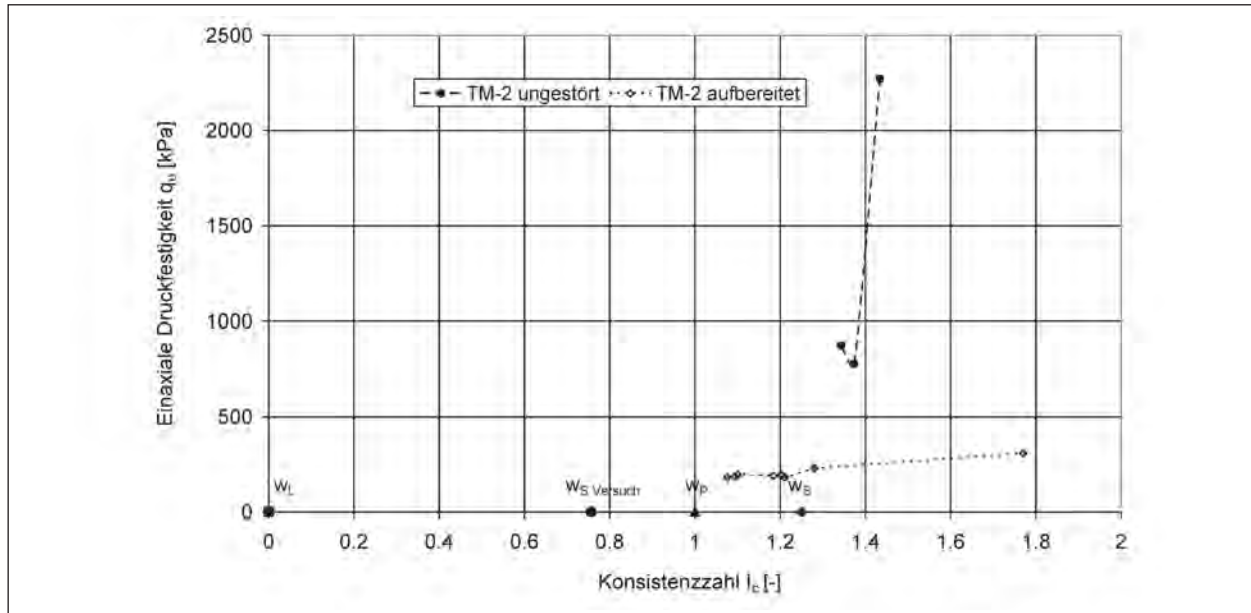


Bild 9-13: Einaxiale Druckfestigkeit an aufbereiteten und ungestörten Proben (TM-2)

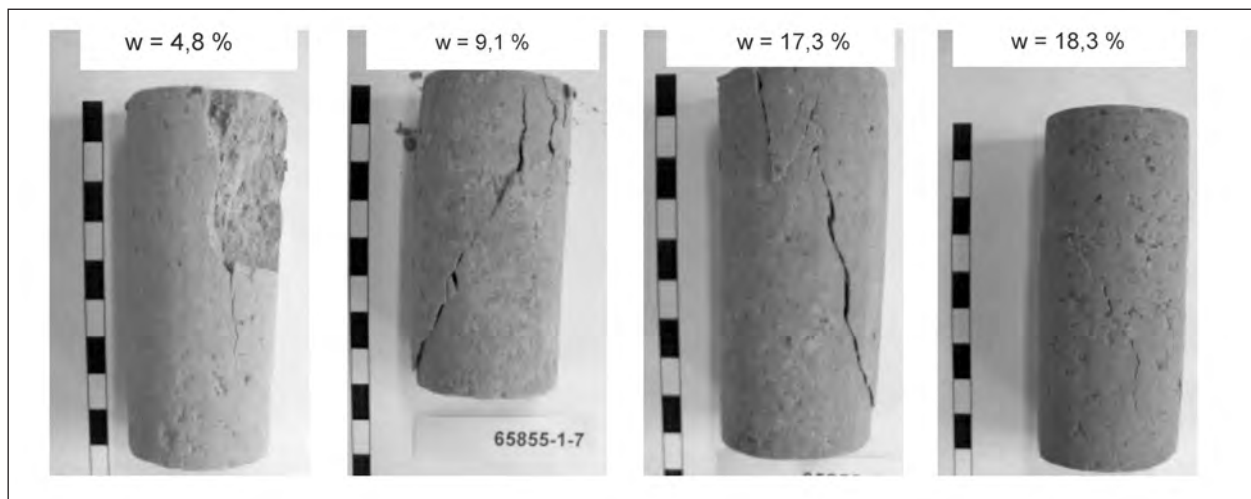


Bild 9-14: Bodenproben nach einaxialem Druckversuch (TL-1)

mendem Wassergehalt (steigender Konsistenzzahl) ab, die Festigkeit zu. Die maximal erreichte Festigkeit bei einer Konsistenzzahl von $I_C = 1,8$ beträgt $q_u = 310$ kPa.

In Bild 9-13 ist die einaxiale Druckfestigkeit der aufbereiteten und der ungestörten Bodenproben dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Festigkeit für den aufbereiteten Boden wesentlich geringer ist als die des ungestörten Bodenprobenmaterials. Die aufbereitete Bodenprobe weist bei einer Konsistenz von $I_C = 1,4$ eine Festigkeit von $q_u = 250$ kPa auf. Die ungestörte Bodenprobe hingegen weist bei gleicher Konsistenz eine Festigkeit von 2.250 kPa auf.

9.3.2.2 Ergebnisse TL-1

In Bild 9-14 sind die untersuchten Bodenproben nach der Versuchsdurchführung dargestellt. Der Zustand der Proben nach dem Bruch zeigte, dass die Proben mit steigendem Wassergehalt ein zunehmend duktileres Bruchverhalten aufweisen.

Dies geht auch aus den Ergebnissen der einaxialen Druckversuche, die in Bild 9-15 dargestellt sind, hervor. So nimmt die einaxiale Druckfestigkeit der aufbereiteten Bodenproben mit abnehmendem Wassergehalt stetig zu, während die Bruchstauung abnimmt. Der Verlauf der einaxialen Druckfestigkeit zeigt, dass die Festigkeit bis zu einem Wassergehalt von $w = 12$ % mit abnehmendem Wassergehalt nur geringfügig zunimmt, bei Was-

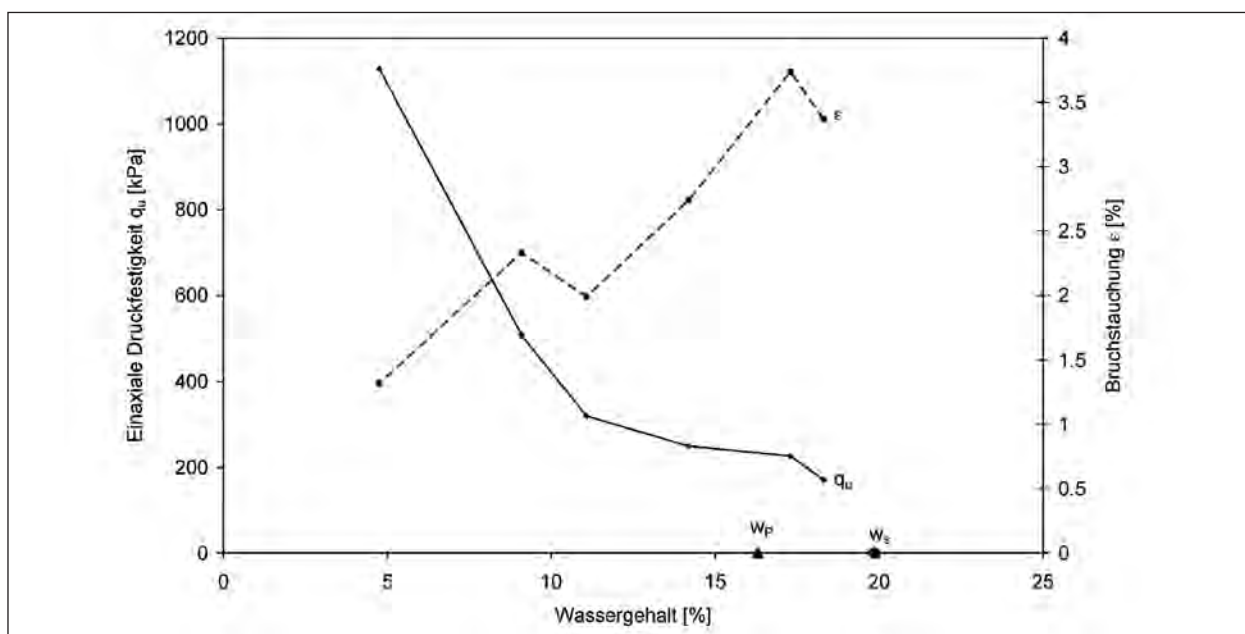


Bild 9-15: Einaxiale Druckfestigkeit (q_u) und Bruchstauchung (ϵ) in Abhängigkeit vom Wassergehalt (w) (TL-1)

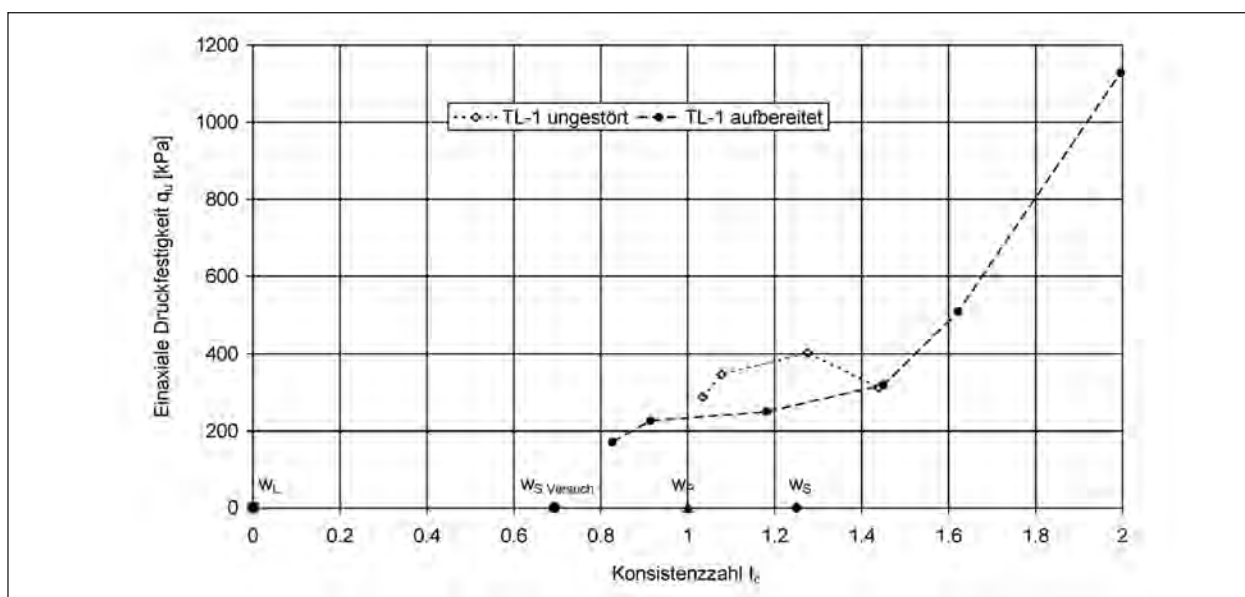


Bild 9-16: Einaxiale Druckfestigkeit von TL-1 (aufbereitet) und TL-1 (ungestört)

sergehalten $w < 12\%$ jedoch stark anwächst. Die Ausrollgrenze des Bodens TL-1 liegt bei $w_p = 16,3\%$, die Schrumpfgrenze bei $w_s = 19,8\%$.

In Bild 9-16 ist ergänzend der Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Konsistenz der aufbereiteten sowie der ungestörten Proben des Bodens TL-1 dargestellt. Die einaxiale Druckfestigkeit an den ungestörten Bodenproben konnte in einem Konsistenzbereich von $I_c = 1,0$ bis $I_c = 1,4$ dargestellt werden. Die Festigkeit der ungestörten Bodenproben liegt, wie bereits im Versuchskonzept vermutet, oberhalb der einaxialen

Druckfestigkeiten der aufbereiteten Bodenproben. Durch den Verlust der diagenetischen Bindungen sowie die Homogenisierung des Korngefüges und das Entfallen von Verfestigungen weisen aufbereitete Bodenproben bei gleichen Wassergehalten geringere einaxiale Druckfestigkeit auf. In Bild 9-16 ist des Weiteren die rechnerische Konsistenz für den nach DIN 18122-2 erhaltenen Wassergehalt an der Schrumpfgrenze eingezeichnet ($I_c = 0,68$). jedoch konnten keine Proben dieses Wassergehalts hergestellt werden, da die hergestellten Proben keine ausreichende Konsistenz hatten, um formstabil zu bleiben. Der Übergang vom halbfesten zum festen

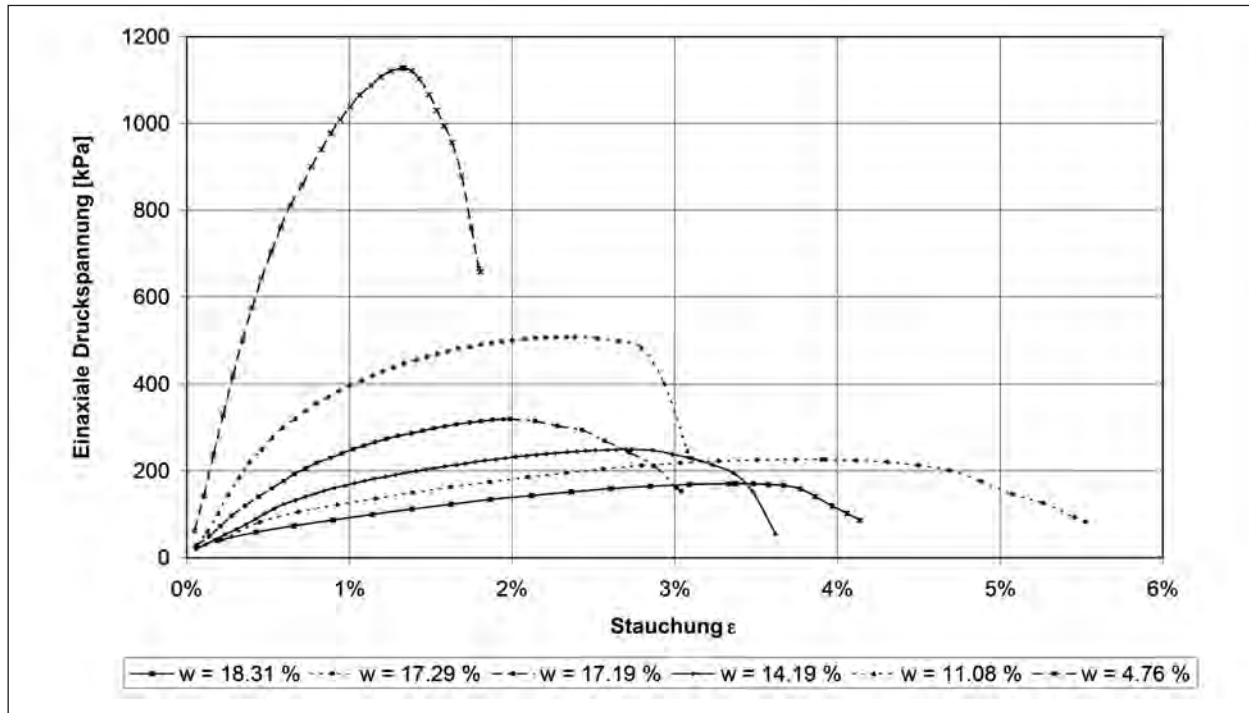


Bild 9-17: Spannungs-Stauchungs-Diagramm (TL-1)

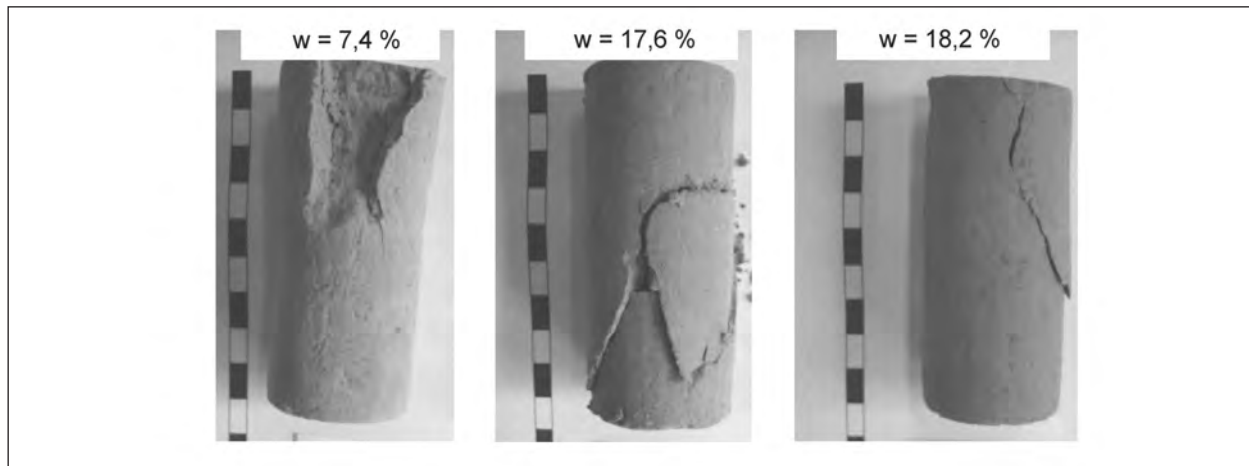


Bild 9-18: Bodenproben nach einaxialem Druckversuch bei verschiedenen Wassergehalten (TL-3)

Boden wird nach KRABBE (1958) bei $I_C = 1,25$ festgelegt. In den Festigkeitsverläufen in Bild 9-16 ist keine signifikante Veränderung des Verlaufes im Bereich $I_C = 1,25$ erkennbar. Die Bodenproben weisen erst ab einer Konsistenzzahl von $I_C = 1,4$ eine stärkere Zunahme der Festigkeit bei steigender Konsistenz auf.

In Bild 9-17 sind die Spannungs-Stauchungs-Diagramme der untersuchten Proben des TL-1 dargestellt. Ein Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Bruchstauchung bzw. Wassergehalt und einaxialer Druckfestigkeit ist deutlich zu erkennen. Mit abnehmendem Wassergehalt verhalten sich die

Proben zunehmend spröder und die Bruchstauchungen nehmen ab. Gleichzeitig nimmt die Festigkeit der Bodenprobe mit abnehmendem Wassergehalt zu.

9.3.2.3 Ergebnisse TL-3

In Bild 9-18 sind Proben verschiedener Wassergehalte des Bodens TL-3 dargestellt. Der Konsistenzbereich der untersuchten Proben lag zwischen $I_C = 0,8$ und $I_C = 1,9$. Die Proben des Bodens TL-3 brachen vergleichsweise spröde. Dies ist auf den hohen Sandanteil der Probe zurückzuführen (vgl. Bild 6-5).

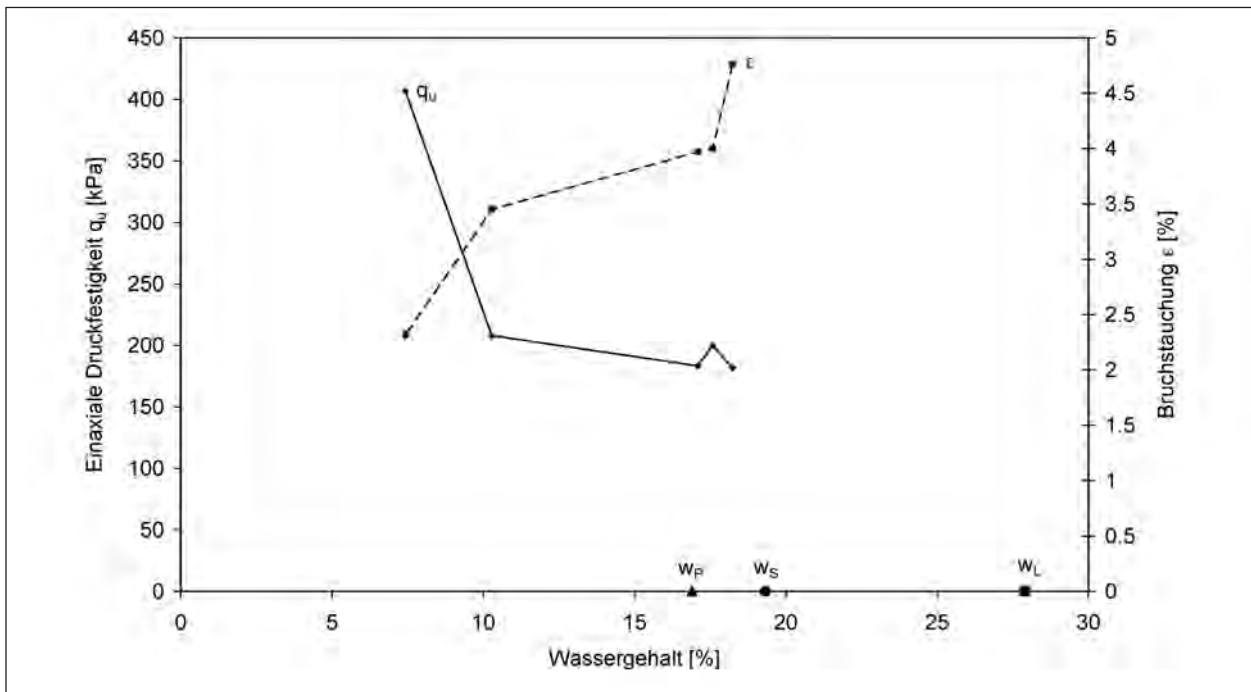


Bild 9-19: Einaxiale Druckfestigkeit (TL-3)

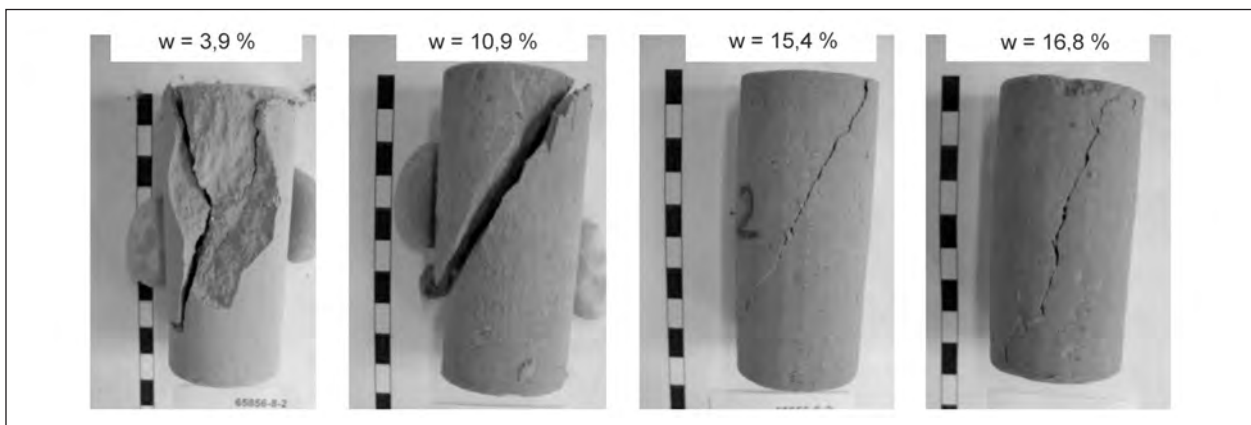


Bild 9-20: Bodenproben nach einaxialem Druckversuch (TL-4)

Die Bodenproben weisen eine maximale Festigkeit von $q_u = 400$ kPa auf (Bild 9-19). Auch bei diesem Boden liegt der versuchstechnisch bestimmte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze oberhalb der Ausrollgrenze des Bodens. Für eine Probe mit einem Wassergehalt an der Schrumpfgrenze wurde eine einaxiale Druckfestigkeit von etwa 200 kPa ermittelt (Bild 9-19).

Ein Vergleich der Ergebnisse der an den aufbereiteten Proben durchgeführten einaxialen Druckfestigkeiten mit den an ungestörten Proben durchgeführten Versuchen ist nicht möglich, da an den ungestörten Proben aufgrund der aus der Probenherstellung resultierenden Rissbildung keine aussagekräftigen Ergebnisse gewonnen werden konnten.

9.3.2.4 Ergebnisse TL-4

In Bild 9-20 sind die Probekörper des Bodens TL-4 nach Durchführung des einaxialen Druckversuchs für verschiedene Wassergehalte dargestellt.

Bild 9-21 zeigt die einaxiale Druckfestigkeit und die Bruchstauchung in Abhängigkeit von der Konsistenzzahl. Die Untersuchungen konnten im Konsistenzbereich zwischen 0,9 und 2,3 durchgeführt werden. Die Bodenproben TL-4 weisen, wie zu erwarten, bei abnehmendem Wassergehalt geringere Bruchstauchungen und zunehmende einaxiale Druckfestigkeiten auf. Maximal wurde eine Druckfestigkeit von $q_u = 1.000$ kPa bei einer Konsistenzzahl des Bodens von 2,3 erreicht. Die versuchs-

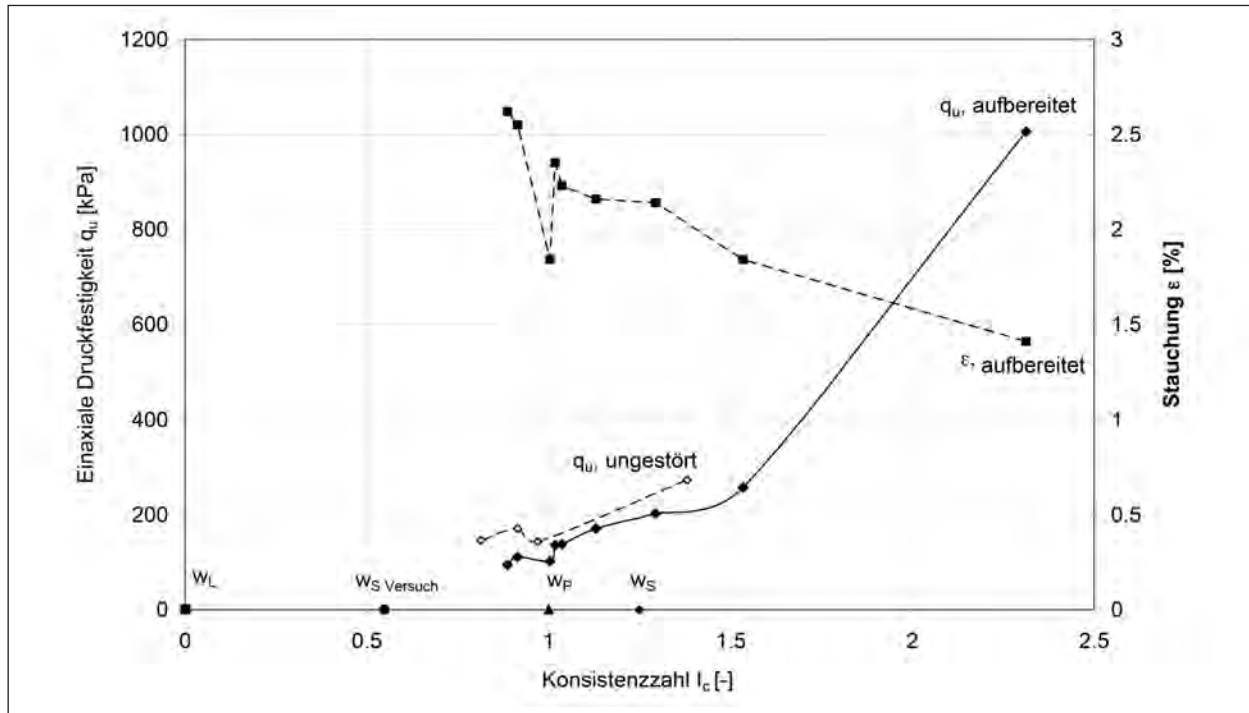


Bild 9-21: Einaxiale Druckfestigkeit (TL-4)

technisch bestimmte Schrumpfgrenze liegt bei $I_C = 0,55$ und damit weit unterhalb der Ausrollgrenze, die nach ATTERBERG bei einer Konsistenzzahl von 1,0 auftritt. Ab einer Konsistenzzahl von 1,5 ist die Festigkeitszunahme stärker als im Bereich von $I_C = 0,9$ bis 1,5. Die Schrumpfgrenze der Bodenprobe TL-4 liegt bei $w_s = 19,8\%$.

In Bild 9-21 sind ergänzend die an den ungestörten Proben des Bodens TL-1 ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten dargestellt. Die an den ungestörten Bodenproben ermittelten Werte liegen geringfügig oberhalb der einaxialen Druckfestigkeiten der aufbereiteten Bodenproben. In ihrem Verlauf sind die Beziehungen zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und dem Wassergehalt für die aufbereiteten und ungestörten Bodenproben ähnlich.

9.3.2.5 Zusammenfassung und Bewertung

Alle aufbereiteten Proben zeigen ein Ansteigen der Festigkeit bei abnehmendem Wassergehalt. Die einaxiale Druckfestigkeit aller Proben beträgt an der Schrumpfgrenze zwischen 150 und 250 kPa. Dabei ist kein erkennbarer systematischer Unterschied zwischen den mittelplastischen und den leichplastischen Böden erkennbar. Dies entspricht einer undrainierten Scherfestigkeit zwischen 75 und 125 kPa. Dieser Wert liegt unterhalb der von WOOD (1999) ermittelten Zusammenhänge zwi-

schen der undrainierten Scherfestigkeit und der Konsistenz des Bodens. So gibt WOOD (1999) für an der Fließgrenze aufbereitete Böden beim Wassergehalt an der Ausrollgrenze Werte von ca. 200 kPa an. Es ist unklar, inwieweit die Unterschiede durch unterschiedliche Probenherstellung und das unterschiedliche Größtkorn beeinflusst werden. Während bei WOOD (1999) die undrainierten Scherfestigkeiten anhand von Indexversuchen mit einem speziellen Kegelfallversuch bestimmt wurden, wurde in den hier dargestellten Versuchen die undrainierte Scherfestigkeit aus einaxialen Druckversuchen abgeleitet.

Außerdem ist festzustellen, dass die Festigkeiten der aufbereiteten Bodenproben vor allem bei dem Boden mittlerer Plastizität von der Festigkeit des ungestörten Bodens deutlich abweichen. Die Unterschiede sind, wie oben bereits dargestellt, auf die Zerstörung der Bodenstruktur bei der Bodenaufbereitung zurückzuführen. Eine Bewertung der Festigkeit wird im Zusammenhang mit der DIN 18300 für Böden im natürlichen Zustand erforderlich. Bei der Durchführung der einaxialen Druckversuche an ungestörten Bodenproben muss allerdings angemerkt werden, dass eine Probenherstellung in nahezu 50 % der Fälle nicht möglich bzw. dass Ergebnisse aufgrund bereits gerissener Proben nicht aussagekräftig waren. Somit wird die einaxiale Druckfestigkeit als Versuch zur Bestimmung der Grenze zwi-

schen halbfestem und festem bindigem Boden nicht empfohlen. Im weiteren Verlauf der Forschung wurde deutlich, dass ein einfach durchzuführender Versuch gefunden werden muss, der eine Unterscheidung von halbfestem und festem bindigem Material auf Grundlage der Festigkeit ermöglicht. Dazu wurde der in Kapitel 9.4 dargestellte Versuch entwickelt und getestet.

9.4 Eindringversuche mit Proctornadel und Konusspitze

Im Zusammenhang mit Festigkeitsuntersuchungen an Böden wurde bereits in PIETSCH (1996) auf die Abhängigkeit der Plastizität von der Festigkeit eingegangen. In dem Laborbericht wurden Festigkeitsuntersuchungen mittels Taschenpenetrometers, einaxialer Druckversuche, Triaxialversuche und Laborflügelsonden durchgeführt. Im Zusammenhang mit der vorliegenden Forschung schien ein Eindringversuch zur Bewertung des Bodens sinnvoll, da dieser mit sehr geringem Aufwand bei der Ansprache der Bodenprobe mit durchgeführt werden könnte. Bei der Suche nach einer zur Festigkeitsbewertung passenden und aussagekräftigen Geometrie wurde auf die Proctornadel zurückgegriffen. Diese fand vor allem in den fünfziger und sechziger Jahren einen großen Anwenderkreis. Dieser für einen Einsatz im Feld konzipierte Versuch wurde im Rahmen der Forschung abgewandelt und verändert, wobei letztlich nur die Geometrie der Proctornadel übernommen wurde.

Die Geometrie der Proctornadel (Bild 9-22) wird im Feldversuch je nach Widerstand des Bodens variiert. Der Versuch dient zur Verdichtungskontrolle im Feld, wobei der Anwendungsbereich auf feinkörnige Böden beschränkt ist.

Für die Laborversuche wurden als eindringender Gegenstand zum einen eine Nadel (Bild 9-23) und zum anderen ein Konus (Bild 9-24) gewählt. Die Proctornadel weist einen Durchmesser von 6,38 mm und somit eine Belastungsfläche von 32 mm² auf. Der Konus hat einen Öffnungswinkel von 20°. Die in den Bildern dargestellten Körper können an einer mechanischen Presse befestigt werden, womit eine weggesteuerte Versuchsdurchführung möglich ist.

Die an der Proctornadel angreifenden Kräfte sind in Bild 9-25 dargestellt. Ein deutlicher Unterschied zwischen den beiden Aufsatzspitzen besteht in der

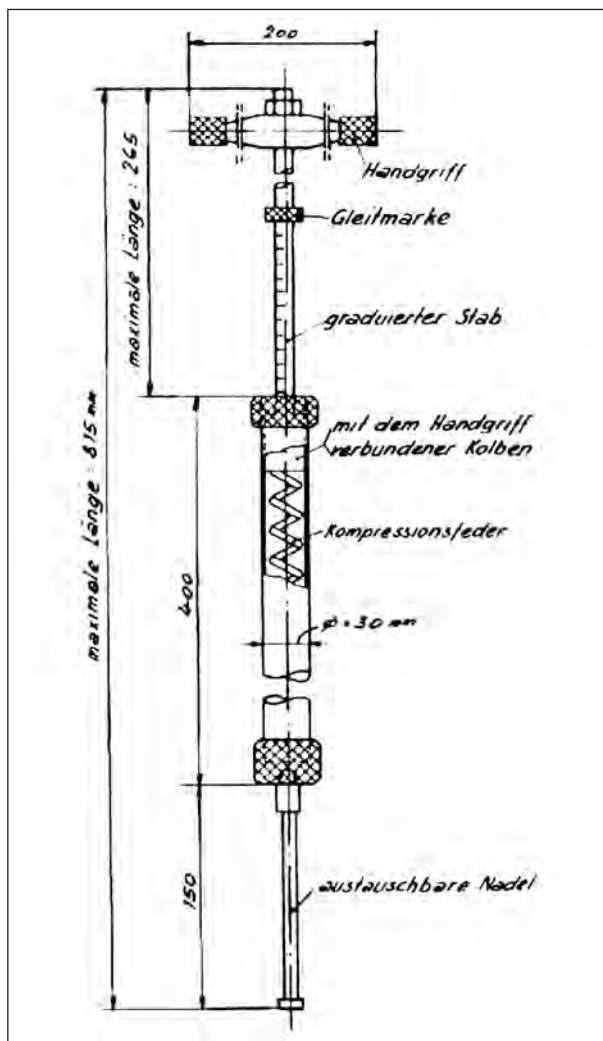


Bild 9-22: Proctornadel, entnommen aus POST et al. (1955)

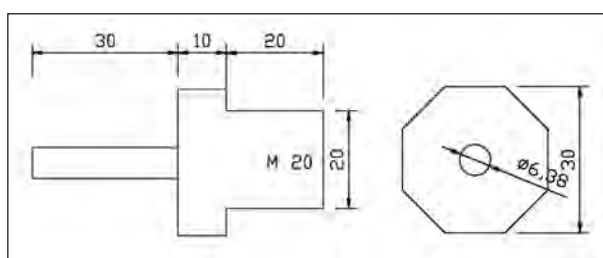


Bild 9-23: Geometrie Nadel (Abmessungen in mm)

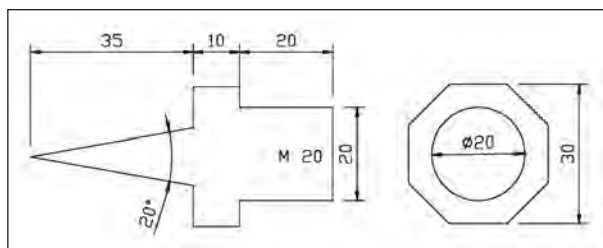


Bild 9-24: Geometrie Konus (Abmessungen in mm)

Form und somit auch in der Kräfteinleitung der beiden Körper. Während die Kraftübertragung entlang

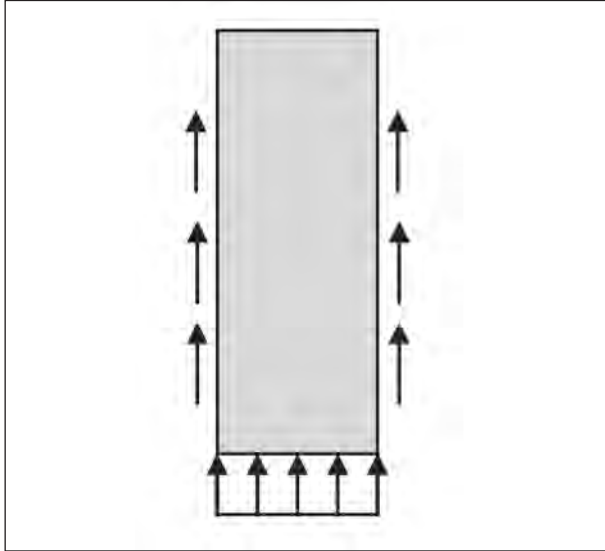


Bild 9-25: An der Proctornadel im Versuch angreifende Kräfte



Bild 9-26: Proctornadel und Konus

der Konusspitze sowohl über Spitzendruck als auch Mantelreibung erfolgt, kann bei der Proctornadel eine Unterscheidung zwischen Mantelreibung auf den Seitenflächen und einem auf eine konstante Fläche wirkenden Spitzendruck vorgenommen werden.

Die Versuchsdurchführung sieht vor, dass die ungestörte Bodenprobe keine sichtliche Verformung erfährt. Somit muss der eindringende Körper so geformt sein, dass die Eindringung nicht maßgebend durch den Entnahmezylinder, in dem sich die Bodenprobe befindet, beeinflusst wird. Dies führte zu dem relativ kleinen Öffnungswinkel des Konus. Bei der Nutzung eines in der Praxis üblichen Öffnungswinkels von 60° (Kegelfallversuch etc.) wurde von einem mit zunehmender Eindringtiefe zu weit reichendem Grundbruch ausgegangen. In Bild 9-26 sind die Proctornadel und die Konusspitze, mit denen die Versuche durchgeführt wurden, dargestellt.

9.4.1 Versuchsdurchführung

Der hier dargestellte Versuch wurde im Zusammenhang mit dieser Forschung ausschließlich an aufbereiteten Bodenproben durchgeführt. Eine spätere Anwendung in der Laborpraxis sieht allerdings die Anwendung an ungestörten Bodenproben vor. Es ist angedacht, den Versuch an Sonderproben, die sich in einem Ausstechzylinder befinden, vor einem Auspressen der Proben durchzuführen. Um dies berücksichtigen zu können, musste eine aufwändige Probenvorbereitung, wie in Kapitel 9.2 beschrieben, vorgenommen werden.

Der eigentliche Versuch startet für die aufbereiteten Bodenproben nach dem Herausarbeiten der Probe (siehe Bild 9-5). Für die Böden TM-2, TL-1, TL-3 und TL-4 wurden sowohl Konus- als auch Proctornadel-Eindringversuche durchgeführt und ausgewertet. Die oben beschriebenen Spitzen wurden in eine hydraulische Presse eingeschraubt (Bild 9-27). Die Probe stand dabei auf einer Kraftmessdose. Die Spitze wurde mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit von $0,69 \text{ mm/min}$ in den Boden eingedrückt. Über die darunterliegende Kraftmessdose konnte die dabei wirkende Kraft aufgezeichnet werden und folglich ein Weg-Kraft-Diagramm erstellt werden.

Die Vortriebsgeschwindigkeit von $0,69 \text{ mm/min}$ wurde für alle Proben und alle Wassergehalte gleich gehalten, um eine Vergleichbarkeit zwischen den Versuchsergebnissen zu gewährleisten. Durch die Wahl dieser geringen Geschwindigkeit sollte die Entstehung von Porenwasserüberdrücken in der Bodenprobe vermieden werden.

Die maximale Eindringtiefe des jeweiligen Eindringwiderstandes wurde auf 2 cm festgelegt. Somit ist eine Auswertung der Kraftentwicklung über eine Versuchslänge von 2 cm möglich. Die Versuchsdauer beträgt pro Eindringwiderstand ca. 30 min . Vor und nach der Versuchsdurchführung wurde der Probekörper gewogen, sodass die Veränderung des Wassergehaltes im Boden nachvollzogen werden konnte.

Bei der Durchführung des Konusversuchs wurde der Konus auf der Oberseite der im 7 cm hohen Ausstechring befindlichen Probe eingedrückt. Nach Abschluss des Konusversuchs wurde in die Unterseite die Proctornadel in gleicher Weise eingedrückt (Proctornadelversuch). Dabei wurden die Spitzen in der Mitte der Proben angesetzt, sodass



Bild 9-27: Versuchsdurchführung, links mit Proctornadel, rechts mit Konusspitze

Konusversuch	Proctornadelversuch
TM-2	TM-2
TM-4	TM-4
TL-1	TL-1
-	TL-3

Tab. 9-2: Übersicht der durchgeführten Eindringversuche

Randeffekte durch den Ausstechzylinder weitestgehend ausgeschlossen werden konnten.

Um eine mögliche gegenseitige Beeinflussung der an der Ober- und Unterseite des Prüfkörpers durchgeführten Versuche zu überprüfen, wurde in einen Probekörper beidseitig die Konusspitze eingedrückt. Die beiden Versuche ergaben sehr ähnliche Ergebnisse, woraus geschlossen wurde, dass die gegenseitige Beeinflussung vernachlässigbar ist. Die Abmessungen des Ausstechrings (8 cm Durchmesser, 7 cm Höhe) wurden demnach ausreichend groß gewählt.

Im Folgenden werden die an den in der Tabelle 9-2 angegebenen Böden durchgeführten Versuche dargestellt und ausgewertet.

9.4.2 Ergebnisse

9.4.2.1 TM-2

In der Tabelle 9-3 sind die Plastizitätsgrenzen des Bodens TM-2 angegeben.

	w_L	w_p	w_s
TL-1	37,8 %	21,2 %	25,6 %

Tab. 9-3: Bodenkennwerte (TM-2)

Es wurden Eindringversuche mit der Proctornadel und der Konusspitze an vier Bodenproben des TM-2, welche unterschiedliche Wassergehalte zwischen 13,7 % und 19,9 % aufwiesen, durchgeführt. Im Bereich der Schrumpfgrenze konnten keine Untersuchungen durchgeführt werden, da die Konsistenz des Bodens beim Wassergehalt an der Schrumpfgrenze mit $I_C = 0,68$ zu gering war, um einen Prüfkörper herstellen zu können.

Die Ergebnisse des Eindringversuches mit der Proctornadel sind in Bild 9-28 dargestellt. Das Diagramm zeigt die bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit der Nadel benötigte Kraft gegenüber dem Eindringweg. Die Steigung der für verschiedene Wassergehalte dargestellten Kraft-Weg-Beziehung nimmt mit zunehmender Eindringtiefe der Proctornadel in den Boden ab. Mit sinkendem Wassergehalt nimmt der Eindringwiderstand des Bodens zu.

Die Eindringung der Proctornadel in den Boden TM-2 ist in Bild 9-29 ergänzend im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Zur Ermittlung eines Kennwertes wurde für die Eindringung der Proctornadel zwischen 1 cm und 2 cm die Steigung der Kurve ermittelt. Die Steigung der Geraden PN lässt sich über Gleichung (9-3) bestimmen:

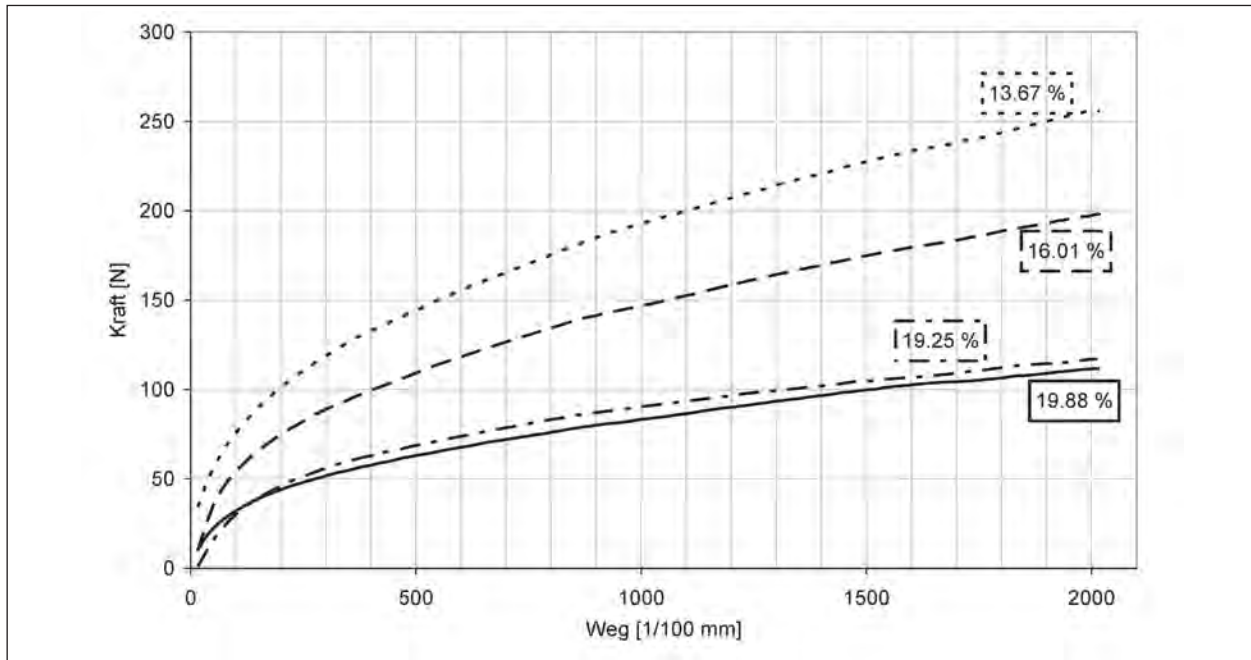


Bild 9-28: Proctornadelversuch (TM-2)

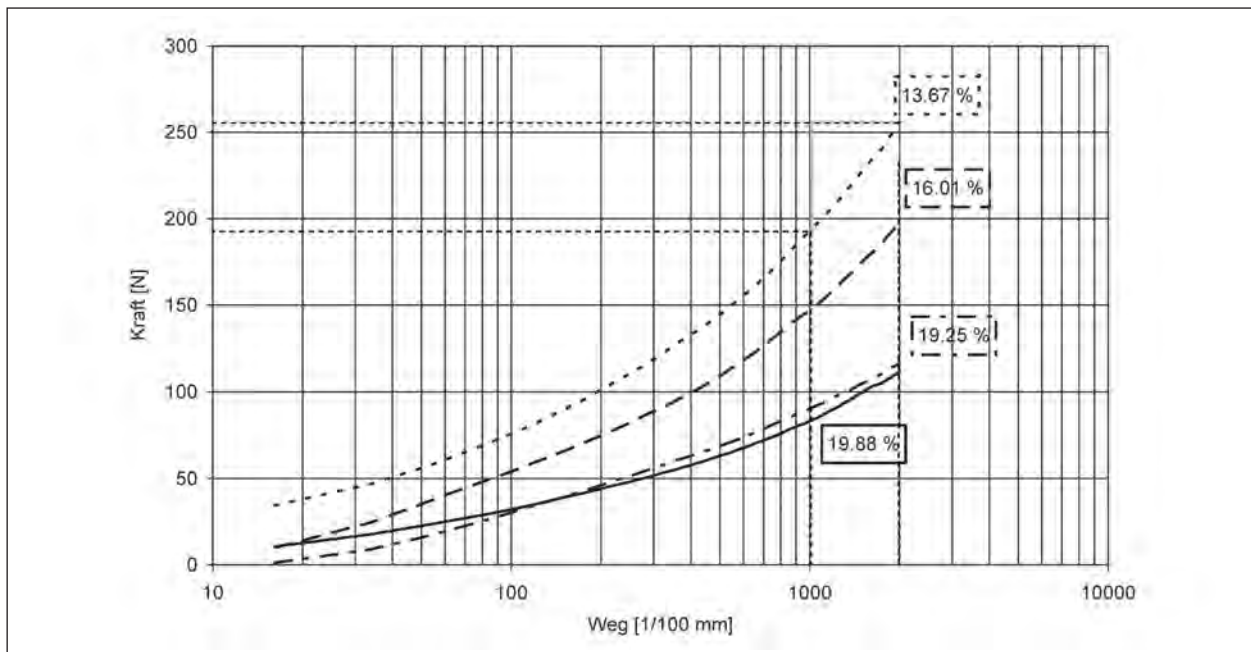


Bild 9-29: Versuchsauswertung Proctornadel halblogarithmische Darstellung (TM-2)

$$PN = \frac{\Delta F}{\ln\left(\frac{s_2}{s_1}\right)} \quad (\text{Gl. 9-3})$$

mit:

ΔF Differenz der Kräfte bei Eindringung der Proctornadel von 1,0 cm und 2,0 cm [N]

$s_1 = 10$ mm Eindringung

$s_2 = 20$ mm Eindringung

w [%]	PN [N]
13,67	89,9
16,01	73,0
19,25	37,8
19,88	40,7

Tab. 9-4: PN-Werte der Proctornadelversuche am Boden (TM-2)

In Tabelle 9-4 sind die so ermittelten Werte von PN für die einzelnen Proben des Bodens TM-2 darge-

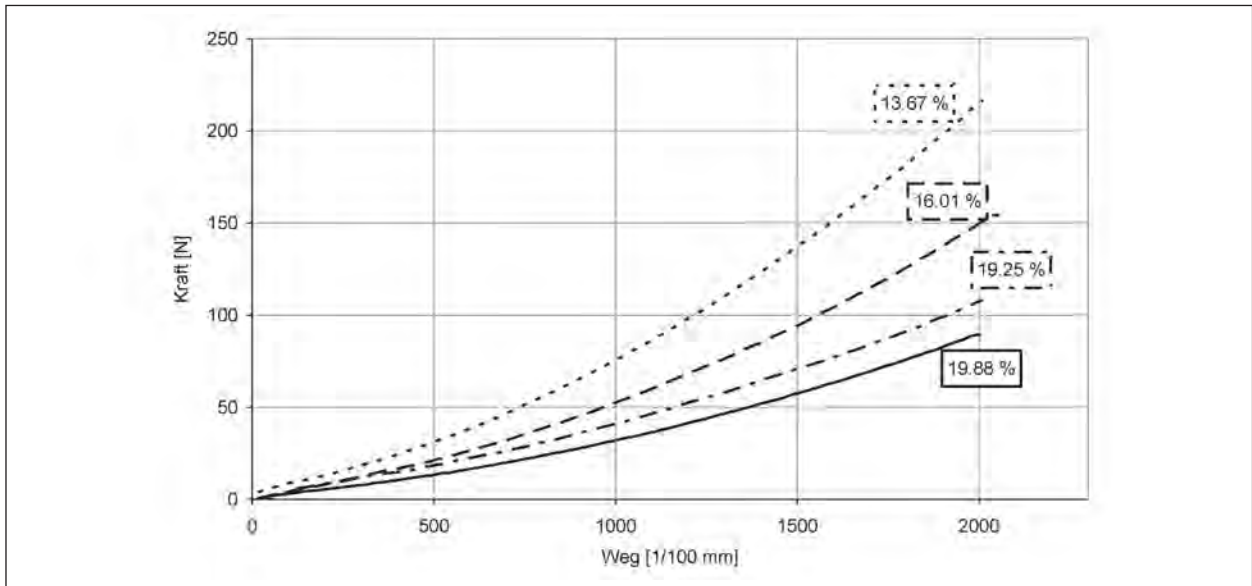


Bild 9-30: Konusversuch (TM-2)

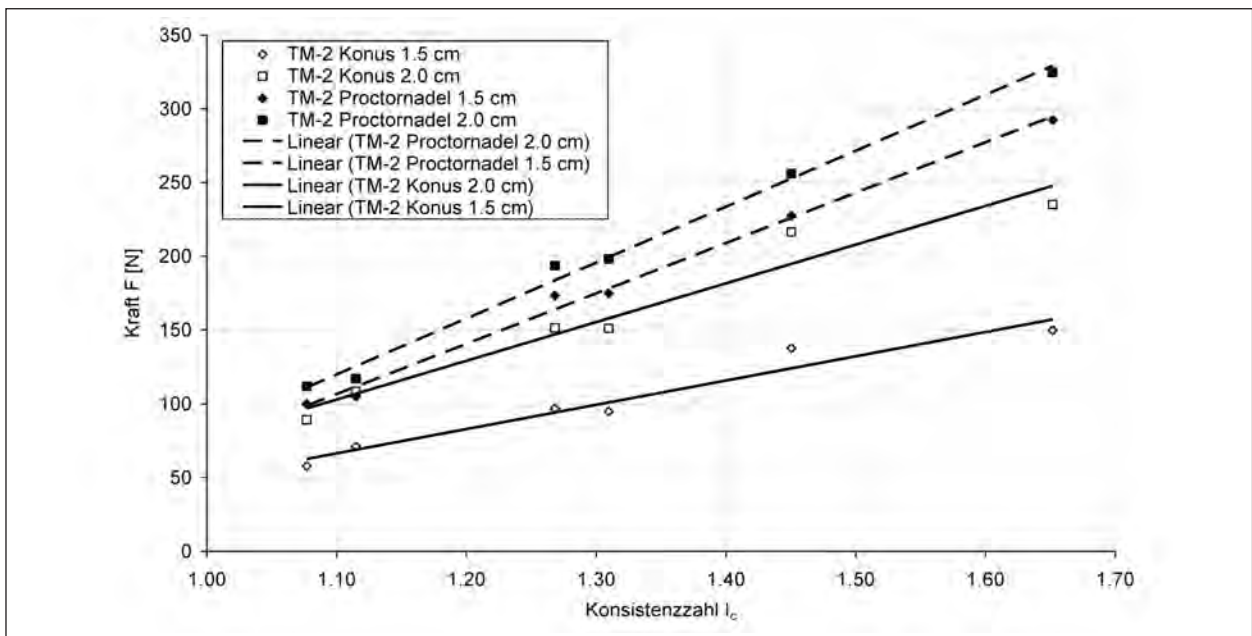


Bild 9-31: Kraft gegenüber Konsistenz für verschiedene Eindringtiefen (TM-2)

stellt. Ein Anstieg des PN-Wertes deutet auf eine Zunahme der Festigkeit des untersuchten Bodens hin.

In Bild 9-30 ist ergänzend der Zusammenhang der aufzubringenden Kraft gegenüber dem Eindringweg der Konusspitze dargestellt. Der Versuch zeigt eine deutliche Abhängigkeit der notwendigen Kraft vom Wassergehalt. Die dargestellten Versuchsergebnisse laufen mit zunehmender Eindringung in das Bodenmaterial auseinander. Im Vergleich zum Eindringversuch mit der Proctornadel nimmt die

Steigung der Kurven mit zunehmender Eindringung zu. Dies liegt an der geometrischen Form der Konusspitze in Form eines Kegels, wodurch die Querschnittsfläche des in den Boden eindringenden Körpers mit zunehmender Eindringtiefe zunimmt. Im Falle der Proctornadel dagegen bleibt die Querschnittsfläche des in den Boden eindringenden Körpers auch mit zunehmender Eindringung konstant.

Die Veränderung der Festigkeit mit zunehmender Konsistenz des Bodens ist in Bild 9-31 dargestellt.

Für diese Auswertung wurde die benötigte Kraft zum Eindringen von 1,5 cm und 2,0 cm sowohl der Konusspitze als auch der Proctornadel in Abhängigkeit von der Konsistenz ausgewertet. Das Bild zeigt eine deutliche Abhängigkeit der erreichten Kraft von der Konsistenzzahl des Bodens. Der Eindringversuch der Proctornadel führt zu größeren zu mobilisierenden Kräften bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit als bei der Konusspitze. Die Versuchsergebnisse konnten sowohl für die Eindringung mit der Proctornadel als auch mit der Konusspitze mittels einer Geraden gut angenähert werden.

9.4.2.2 TM-4

In der Tabelle 9-5 sind die Atterberg'schen Konsistenzgrenzen für den Boden TM-4 zusammengefasst.

Der Boden TM-4 wurde nur in einem sehr kleinen Wassergehaltsbereich untersucht. Da die Proben im Zuge der Herstellung versehentlich nicht ausreichend weit heruntergetrocknet wurden, wiesen die Proben bei der Durchführung der Eindringversuche Wassergehalte oberhalb der Ausroll- und Schrumpfgrenze auf. Daraus ergaben sich vergleichsweise geringe Eindringwiderstände.

	w_L	w_p	w_s
TM-4	44,9%	17,3 %	15,3 %

Tab. 9-5: Bodenkennwerte (TM-4)

In Bild 9-32 ist die Eindringkraft der Proctornadel gegenüber dem Eindringweg dargestellt. Der Proctornadelversuch wurde bei Wassergehalten zwischen $w = 20,9 \%$ und $w = 28,0 \%$ durchgeführt. Die Proben lagen damit in steifer Konsistenz vor. Die maximalen Kräfte für eine Eindringung von 20 mm sind vergleichsweise gering und liegen zwischen 20 N und 70 N. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass mit abnehmendem Wassergehalt die benötigte Eindringkraft ansteigt. Eine Ausnahme stellen dabei die bei einem Wassergehalt von 24,3 % und 25,0 % untersuchten Proben dar. So wurden für die Probe mit einem Wassergehalt von 24,3 % etwas geringere Eindringkräfte ermittelt. Da die maximalen Eindringkräfte aufgrund des vergleichsweise hohen Wassergehaltes aber äußerst gering sind, ist die Differenz der maximalen Eindringkräfte der beiden Proben gering und wird auf Inhomogenitäten der Probekörper zurückgeführt.

Für eine vergleichende Bewertung der Proctornadelversuche zwischen den Böden verschiedener Plastizitäten wurden die Versuche auch für den Boden TM-4 im halblogarithmischen Maßstab ausgewertet (siehe Bild 9-33)

Die über Gleichung (9-3) aus Bild 9-33 ausgewerteten Steigungen bei einer Eindringung der Proctornadel zwischen 1,0 cm und 2,0 cm sind in der Tabelle 9-6 zusammengefasst. Die Werte PN sind geringer als die für den Boden TM-2 bestimmten Werte. Da der Boden TM-4 in dem Bereich der Untersuchungen eine steife Konsistenz aufweist, wohingegen der Boden TM-2 eine halbfeste bis feste

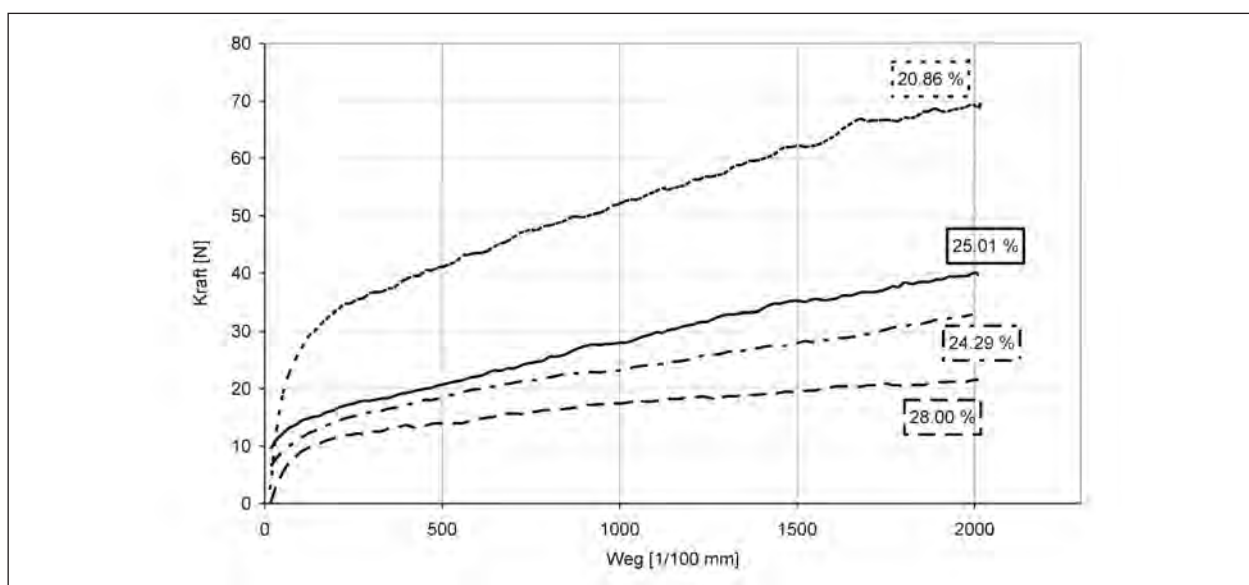


Bild 9-32: Proctornadelversuch (TM-4)

Konsistenz besitzt, entspricht diese Beobachtung auch den theoretischen Annahmen. Mit steigendem PN-Wert nimmt die Festigkeit des Bodens zu. Eine Ausnahme stellen hierbei wiederum die Pro-

ben mit einem Wassergehalt von 24,3 % und 25,0 % dar.

In Bild 9-34 ist der für die Konusspitze ermittelte Zusammenhang zwischen der Eindringkraft und dem Eindringweg dargestellt. Ähnlich wie für den Boden TM-2 nehmen die Eindringkräfte mit zunehmendem Eindringweg aufgrund der Kegelform des Konus überproportional zu. Die Eindringkräfte bei einem Eindringweg von 2 cm liegen in einer ähnlichen Größenordnung wie beim Proctornadelversuch.

w [%]	PN [N]
20,86	24,5
25,01	17,0
24,29	12,8
28,00	6,4

Tab. 9-6: PN-Werte Proctornadelversuch (TM-4)

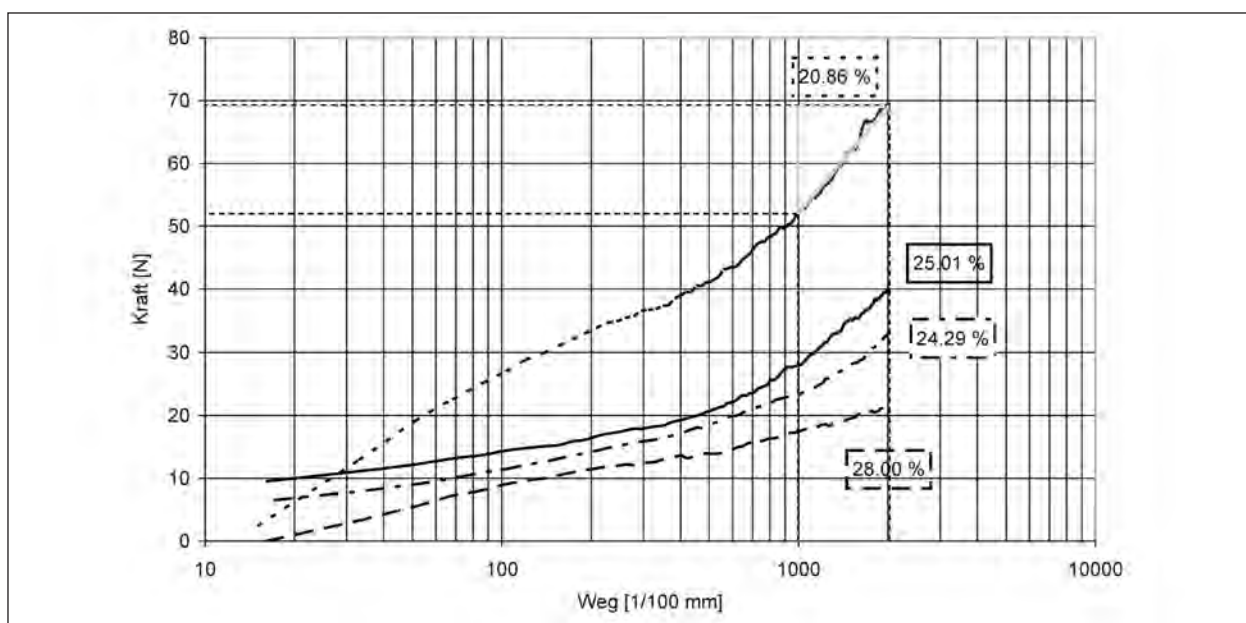


Bild 9-33: Versuchsauswertung Proctornadel halblogarithmische Darstellung (TM-4)

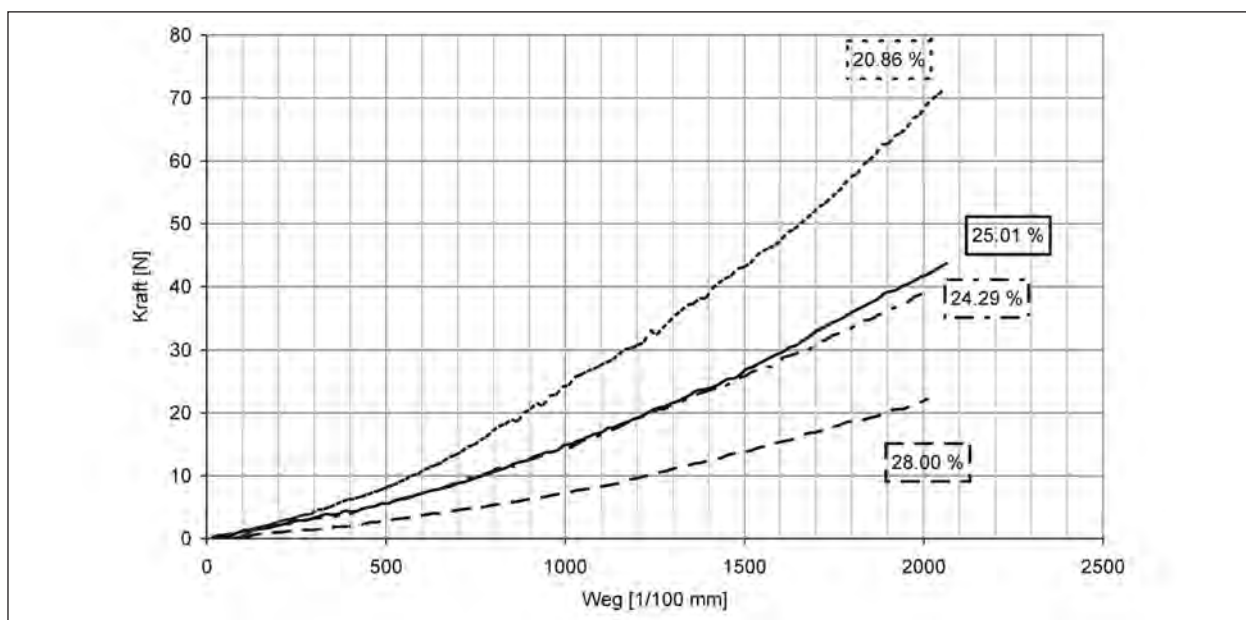


Bild 9-34: Konusversuch (TM-4)

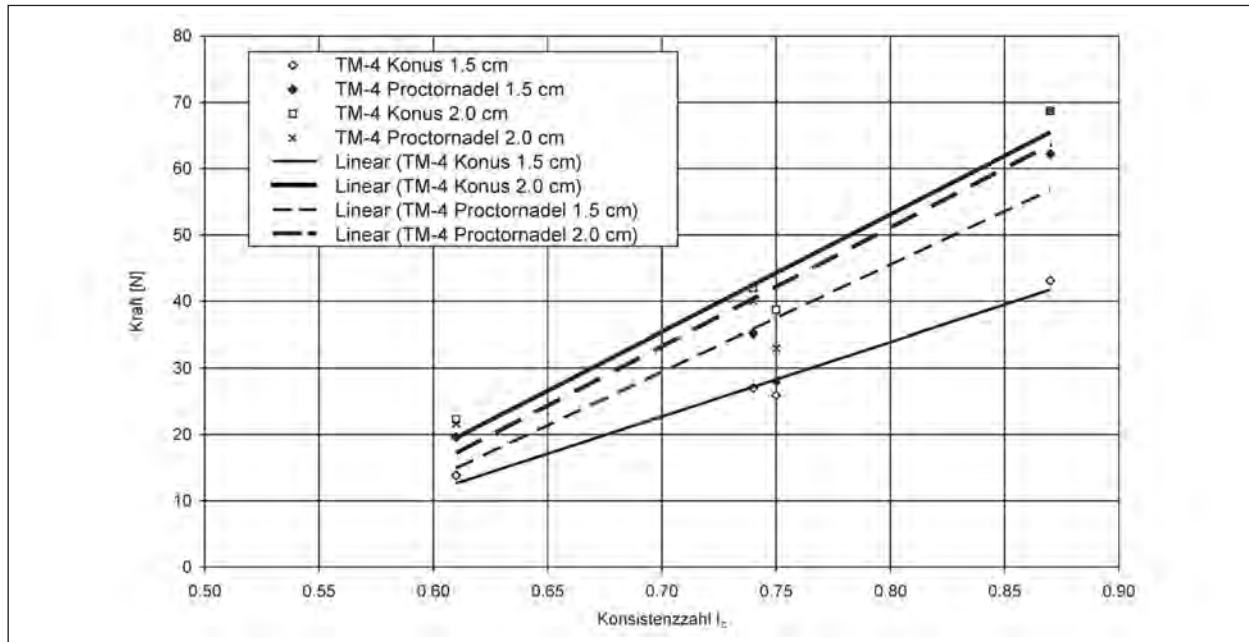


Bild 9-35: Kraft gegenüber Konsistenz für verschiedene Eindringtiefen (TM-4)

Bild 9-35 zeigt den Zusammenhang zwischen der Konsistenzzahl und der Eindringkraft des Bodens. Anders als bei der Probe TM-2 konnte hier nicht gezeigt werden, dass die Proctornadel einen größeren Eindringwiderstand aufweist als die Konusspitze. Vielmehr liegen die mittels Proctornadel gemessenen Kräfte für einen Eindringweg von 2 cm in einem ähnlichen Bereich wie die für die Konusspitze ermittelten Werte. Dies wird auf die geringe Konsistenz der Bodenprobe zurückgeführt. Wie Bild 9-35 zu entnehmen ist, kann die notwendige Kraft zum Eindringen der Spitze in die Probe mit zunehmender Konsistenzzahl sowohl beim Proctornadelversuch als auch beim Konusversuch mit einer Geraden angenähert werden.

9.4.2.3 TL-1

In der Tabelle 9-7 sind die Atterberg'schen Konsistenzgrenzen für den Boden TL-1 zusammengefasst.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse wird analog den mittelplastischen Böden durchgeführt. In Bild 9-36 sind die Ergebnisse des Proctornadelversuchs im linearen Maßstab dargestellt. Die Abhängigkeit zwischen Wassergehalt und Festigkeit des Bodens ist auch hier klar erkennbar.

In Bild 9-37 sind die Versuchsergebnisse des Eindringversuchs der Proctornadel im halblogarithmischen Maßstab aufgetragen. Für die Bestimmung des Wertes PN des Proctornadelversuchs bei einer

	w_L	w_p	w_s
TL-1	27,9 %	16,3 %	19,7 %

Tab. 9-7: Bodenkennwerte TL-1

w [%]	PN [-]
8,89	87,2
12,31	83,8
19,34	14,5
19,32	14,5
19,40	3,8

Tab. 9-8: PN-Werte Proctornadelversuch (TL-1)

Eindringung zwischen 1,0 cm und 2,0 cm wurden die in Tabelle 9-8 dargestellten Steigungen ermittelt. Der Zusammenhang zwischen Wassergehalt und PN-Wert ist auch hier erkennbar.

In Bild 9-38 ist die benötigte Kraft zum Eindringen der Konusspitze gegenüber dem Weg aufgetragen. Die Kraft wächst überproportional zum Eindringweg an. Zur Beschreibung des Verlaufs kann ein Polynom 2. Grades gewählt werden.

Der Zusammenhang zwischen der Konsistenz und der zum Eindringen erforderlichen Kraft kann für die Eindringung von 1,5 cm bzw. 2,0 cm aus Bild 9-39 abgelesen werden. Für den Boden TL-1 ist eine Abhängigkeit der Kraft von der Konsistenzzahl des Bodens deutlich erkennbar. In Bild 9-39 wurden so-

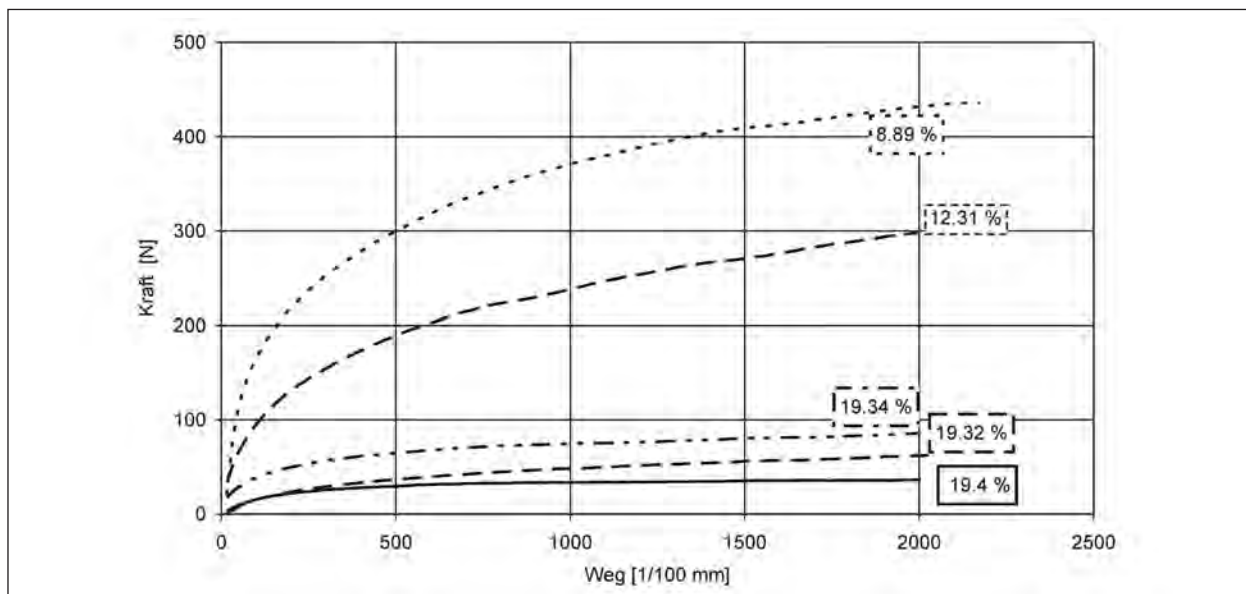


Bild 9-36: Proctornadelversuch (TL-1)

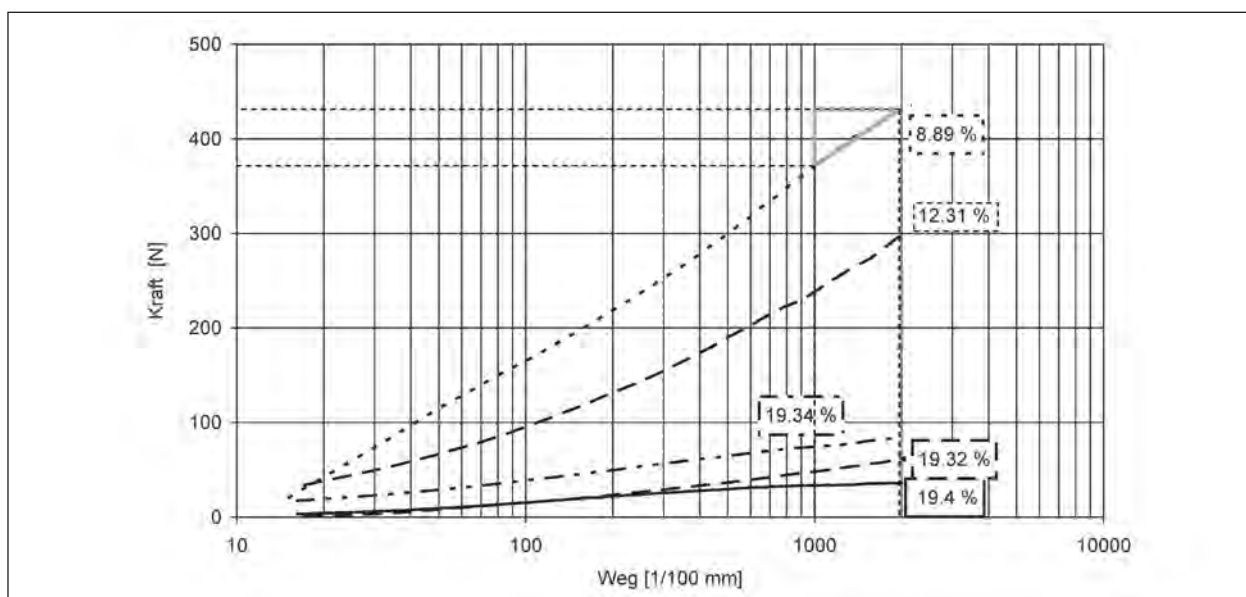


Bild 9-37: Versuchsauswertung Proctornadel halblogarithmische Darstellung (TL-1)

wohl die mit der Proctornadel als auch die mit der Konusspitze ermittelten Versuchsergebnisse durch eine Gerade angenähert.

	w_L	w_p	w_s
TL-1	27,9 %	16,9 %	19,3 %

Tab. 9-9: Bodenkennwerte (TL-3)

9.4.2.4 TL-3

In der Tabelle 9-9 sind die Atterbergs'chen Konsistenzgrenzen für den Boden TL-3 zusammengefasst. Für den Boden TL-3 wird in Bild 9-40 und Bild 9-41 der Zusammenhang zwischen Kraft und Eindringweg der Proctornadel im linearen und halb-logarithmischen Maßstab dargestellt. Bei einer Eindringung der Proctornadel zwischen 1,0 cm und 2,0 cm kann wiederum eine Geradensteigung PN

w [%]	PN [-]
10,86	72,8
11,92	69,5
17,62	16,5
17,76	24,0

Tab. 9-10: PN-Werte Proctornadelversuch (TL-3)

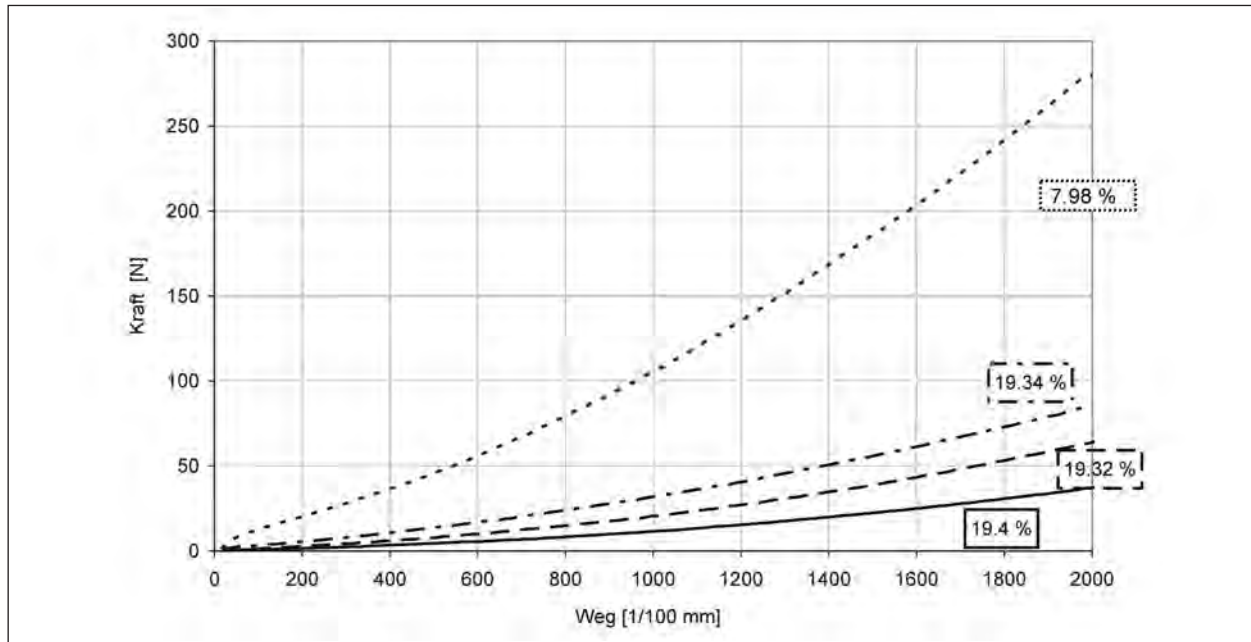


Bild 9-38: Konusversuch (TL-1)

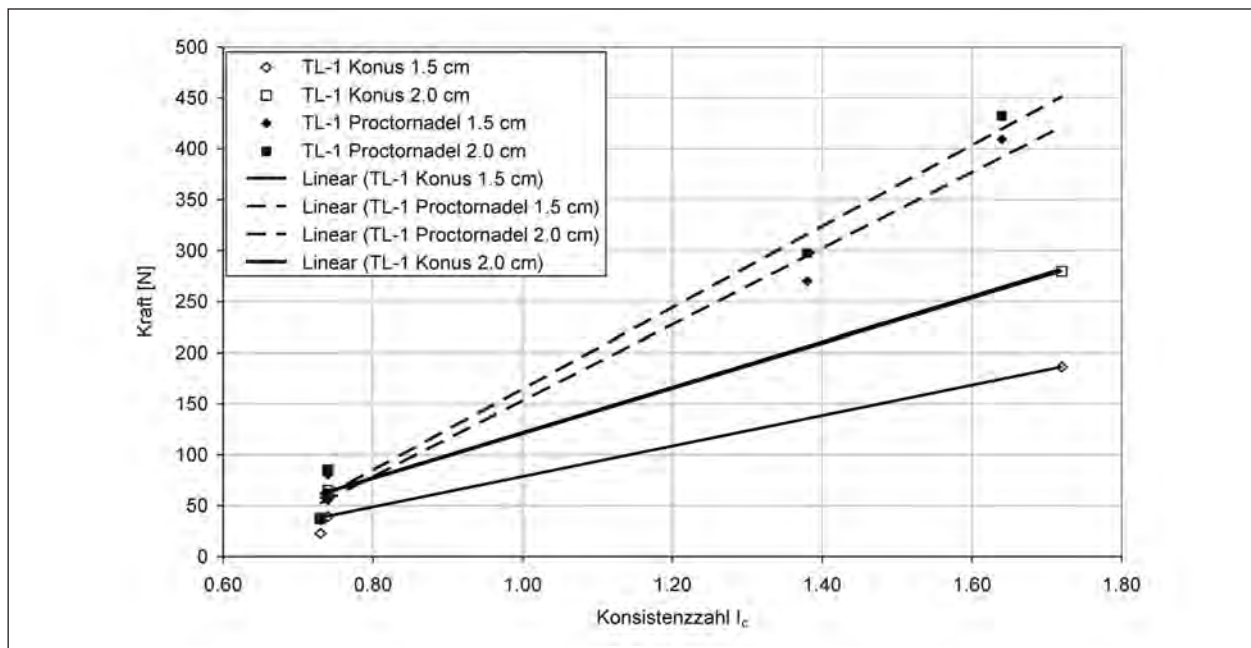


Bild 9-39: Kraft gegenüber Konsistenz für verschiedene Eindringtiefen (TL-1)

ermittelt werden, die zur Beschreibung des Bodens herangezogen wird (Tabelle 9-10).

Vermutlich aufgrund von Inhomogenitäten der Probekörper weist die bei einem Wassergehalt von 17,62 % untersuchte Probe einen etwas geringeren PN-Wert als die bei einem Wassergehalt von 17,76 % untersuchte Probe auf. Wie die Einringversuche mit der Proctornadel (Bild 9-40) und der Konusspitze (Bild 9-42) zeigen, wurden für beide Pro-

ben allerdings sehr ähnliche Eindringkräfte ermittelt. Dies belegt die Reproduzierbarkeit der durchgeführten Versuche.

In Bild 9-42 ist die benötigte Kraft zum Eindringen der Konusspitze gegenüber dem Weg aufgetragen. Die Kraft wächst überproportional zum Eindringweg an. Zur Beschreibung des Verlaufs kann ein Polynom 2. Grades gewählt werden.

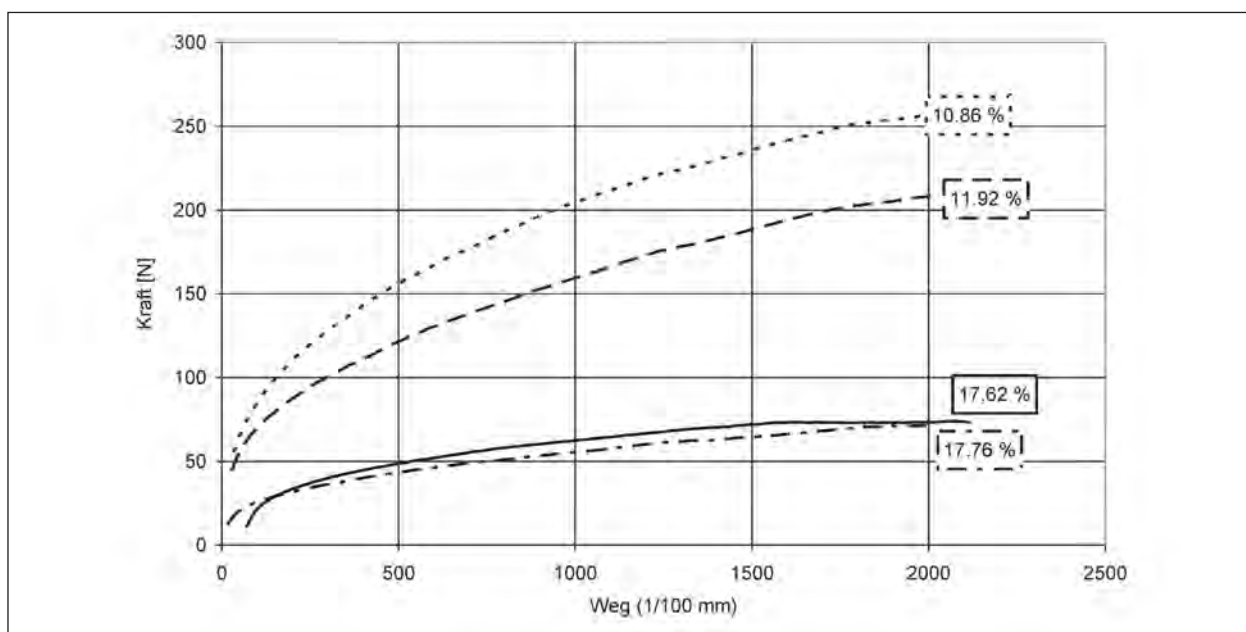


Bild 9-40: Proctornadelversuch (TL-3)

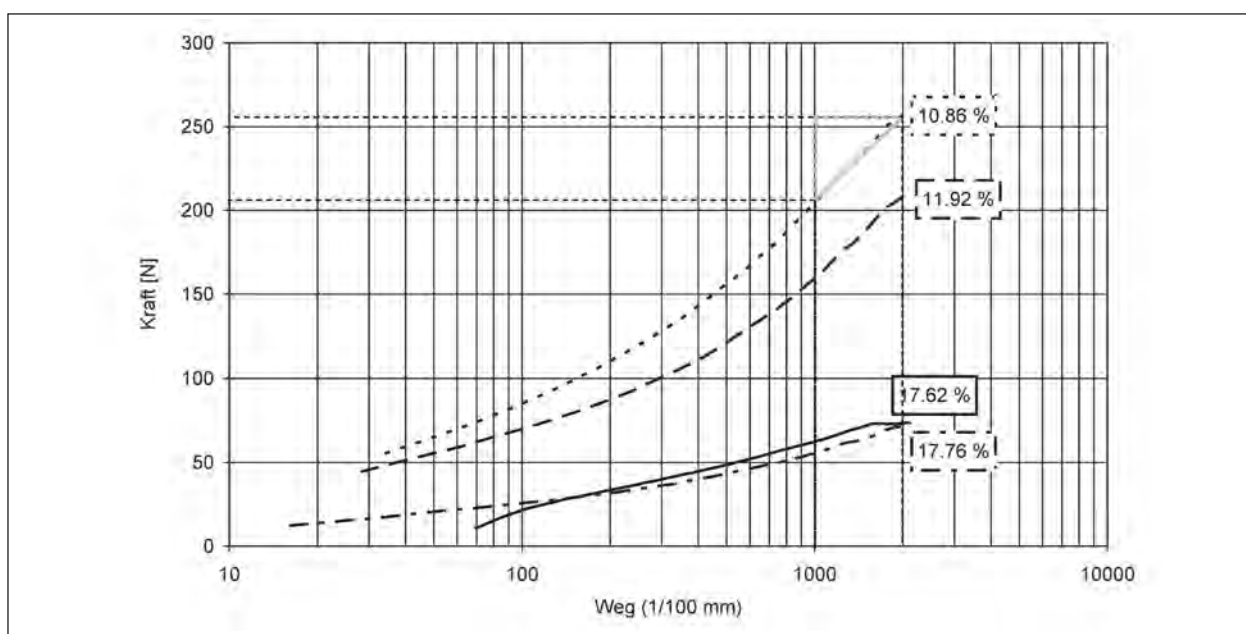


Bild 9-41: Versuchsauswertung Proctornadel halblogarithmische Darstellung (TL-3)

In Bild 9-43 ist der Zusammenhang zwischen der notwendigen Kraft zur Eindringung der Proctornadel bzw. der Konusspitze und der Konsistenzzahl dargestellt. Sowohl die Ergebnisse des Proctornadelversuches als auch die des Konusversuches wurden mit einer exponentiellen Funktion angenähert. Für beide Versuchsarten stellen sich demnach

sehr ähnliche Verläufe ein, wobei sich beim Versuch mit der Proctornadel bei einer Eindringung von 1,5 cm deutlich größere Kräfte einstellen als beim Konusversuch. Bei der maximalen Eindringung von 2,0 cm dagegen ergeben sich für die Konusspitze und die Proctornadel sehr ähnliche Eindringkräfte.

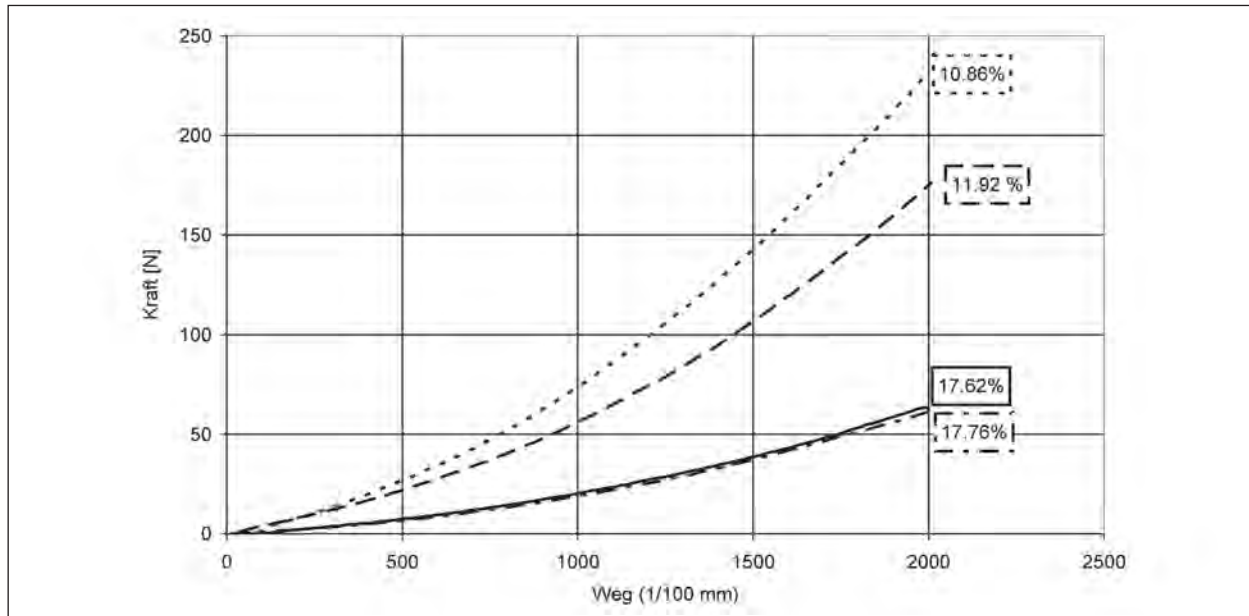


Bild 9-42: Konusversuch (TL-3)

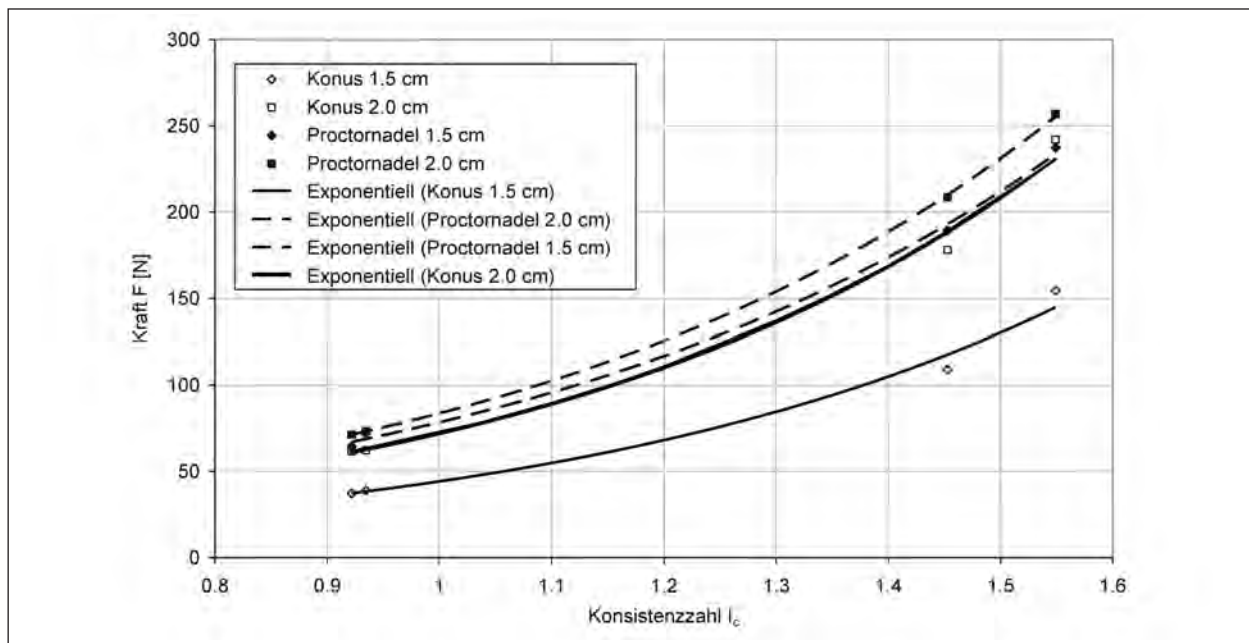


Bild 9-43: Kraft gegenüber Konsistenz für verschiedene Eindringtiefen (TL-3)

9.5 Zusammenfassung und Bewertung

In Bild 9-44 sowie Bild 9-45 ist für alle untersuchten Böden die Kraft, die zur Eindringung einer Proctornadel (P) bzw. einer Konusspitze (K) von 2 cm in den Boden notwendig ist, gegenüber der Konsistenzzahl dargestellt.

Sowohl die Versuche mit der Proctornadel als auch die Versuche mit der Konusspitze ergeben für alle

Böden einen ähnlichen Verlauf der Beziehung zwischen der Eindringkraft und der Konsistenz. So nimmt die Eindringkraft mit zunehmender Konsistenz leicht überproportional zu. Abgesicherte Erkenntnisse zum Einfluss der Bodenart auf die Eindringwiderstände sind aus den Untersuchungen nicht ableitbar, da nur für die Böden TL-1, TL-3 und TM-2 über den Konsistenzbereich von steif bis fest Versuchsergebnisse vorliegen. Der Boden TM-4 wurde nur im weichen bis steifen Konsistenzbereich untersucht. Die Versuche mit der Proctornadel

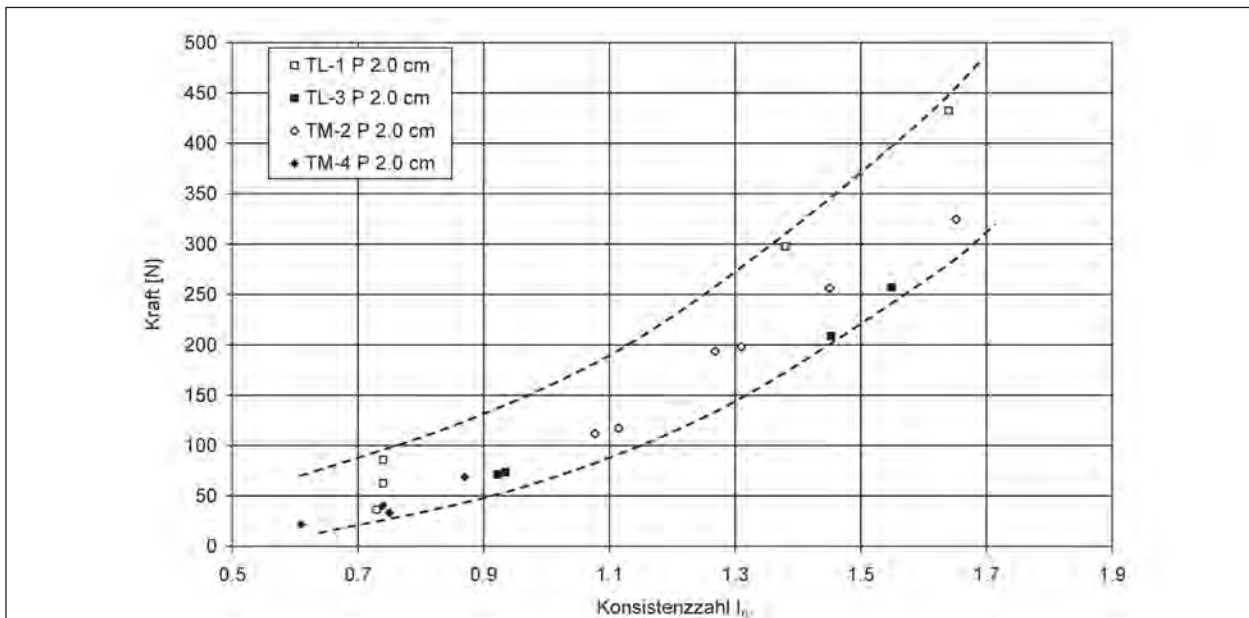


Bild 9-44: Zusammenhang zwischen Konsistenzzahl und Kraft für verschiedene Bodenproben (Proctornadel Eindringung 2,0 cm)

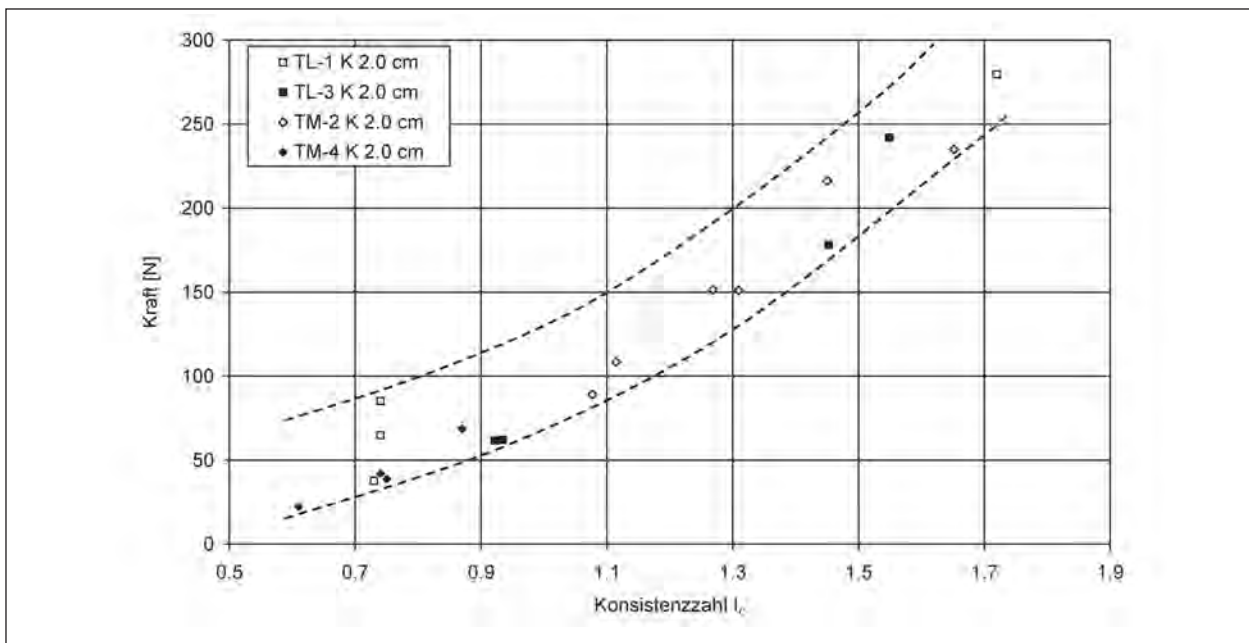


Bild 9-45: Zusammenhang zwischen Konsistenzzahl und Kraft für verschiedene Bodenproben (Konusspitze Eindringung 2,0 cm)

zeigen für den mittelplastischen Boden TM-2 im Vergleich zu den leichtplastischen Böden zwar etwas größere Eindringwiderstände; bei den Versuchen mit der Konusspitze liegen die Werte allerdings in einer ähnlichen Größenordnung wie für die leichtplastischen Böden. Um den Einfluss der Plastizität zu ermitteln, wären Versuche an weiteren Böden, auch ausgeprägt plastischen Böden, erforderlich. Da die Probenherstellung jedoch sehr aufwändig ist, konnten diese im Rahmen der Forschung nicht durchgeführt werden.

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass der Einfluss der Konsistenzzahl auf den Eindringwiderstand mit Hilfe der durchgeführten Eindringversuche sehr gut ermittelt werden kann. Entsprechend den Ergebnissen sind bei einer Konsistenzzahl von $I_c = 1,25$, die nach KRABBE (1958) etwa der Schrumpfgrenze entspricht, bei der Eindringung mit einer Proctornadel etwa Kräfte zwischen 125 N und 250 N und bei einer Eindringung mit der Konusspitze etwa zwischen 115 N und 180 N erforderlich. Dabei ist allerdings zu beachten, dass die Versuche

an aufbereiteten Böden durchgeführt wurden. Für ungestörte Bodenproben sind deutlich größere Werte zu erwarten.

Des Weiteren haben die Untersuchungen mit der Proctornadel gezeigt, dass der Zusammenhang zwischen der Eindringkraft und dem Eindringweg im halblogarithmischen Maßstab in Abhängigkeit von der Konsistenz zu unterschiedlich steilen Kurven führt. Die Neigung der Kurve kann damit als ein Maß für die Festigkeit des Bodens herangezogen werden. Sie lässt sich aus der Differenz der bei der Eindringtiefe von s_1 und s_2 gemessenen Eindringkräfte ΔF folgendermaßen ermitteln:

$$PN = \frac{\Delta F}{\ln\left(\frac{s_2}{s_1}\right)} \quad [N] \quad (\text{Gl. 9-4})$$

Im Rahmen der Untersuchungen wurden dabei für s_1 und s_2 Eindringtiefen von 1 cm bzw. 2 cm herangezogen.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Forschung wurde mit dem Ziel verfolgt, eine neue Versuchstechnik zu entwickeln, welche die Abgrenzung zwischen halbfesten und festen bindigen Böden ermöglicht. Die Grenze zwischen halbfesten und festen bindigen Böden ist über den Wassergehalt an der Schrumpfgrenze definiert. Dieser wird nach DIN 18122-2 bestimmt. Der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze wird zur Bestimmung der Bodenklassen nach DIN 18300 herangezogen, um die bindigen Bodenarten der Klasse 4 und 6 bzw. 5 und 6 voneinander abzugrenzen.

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurden zunächst Untersuchungen zur versuchstechnischen Ermittlung der Schrumpfgrenze und zur Aussagekraft der Schrumpfgrenze im Hinblick auf die Definition des Übergangs zwischen halbfesten und festen bindigen Böden durchgeführt. Hierbei konnte gezeigt werden, dass neben versuchstechnischen Problemen bei der Bestimmung des Wassergehaltes an der Schrumpfgrenze die Vorbelastung des Bodens und das in den Laborversuchen zugrunde gelegte Größtkorn des Bodens einen signifikanten Einfluss auf den Wassergehalt an der Schrumpfgrenze haben. So nimmt der Wassergehalt an der Schrumpfgrenze mit zunehmender Vorbelastung

und dem damit verbundenen verringerten Porenanteil des Bodens ab und liegt bei vorbelasteten Böden unterhalb des nach DIN 18122-2 bestimmten Wassergehaltes. Der nach DIN 18122-2 an aufbereiteten Böden bestimmte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze kann damit keine allgemeingültige Grenze zur Unterscheidung zwischen halbfesten und festen Bodenproben darstellen.

Aus dieser Erkenntnis heraus wurden im weiteren Verlauf der Forschung Untersuchungen zu anderen Versuchstechniken im Hinblick auf die Unterscheidung zwischen den Bodenklassen 4 und 6 bzw. 5 und 6 unternommen. Dabei wurden die untersuchten Versuchstechniken hinsichtlich ihrer Eignung für die in der Baupraxis durchzuführende Baugrunduntersuchung geprüft. Die Untersuchungen zur einaxialen Druckfestigkeit haben gezeigt, dass dieser häufig zur Klassifizierung von Böden verwendete Versuch für Böden in halbfester und fester Konsistenz nur bedingt geeignet ist, da die Herstellung der Prüfkörper bei den entsprechenden Wassergehalten häufig nicht möglich ist.

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurde daraus folgend ein neues Versuchskonzept entwickelt, das eine Beurteilung einer Probe mittels eines Eindringversuches erlaubt. Hierbei wurden zwei geometrisch unterschiedlich geformte Körper, eine Proctornadel und eine Konusspitze, in eine zylindrische, seitlich eingespannte Bodenprobe (Ausstechzylinder bzw. Sonderprobe) eingedrückt. Die Eindringgeschwindigkeit sowie die Eindringtiefe der Proctornadel bzw. der Konusspitze wurden für alle durchgeführten Versuche konstant gehalten. Um die Versuchstechnik beurteilen zu können und sekundäre Einflüsse so gering wie möglich zu halten, wurden die Untersuchungen an aufbereiteten Bodenproben bei unterschiedlichen Wassergehalten durchgeführt, sodass der Eindringwiderstand der Proctornadel bzw. der Konusspitze in Abhängigkeit von der Konsistenz der Proben dargestellt werden konnte.

Zur Bewertung der Festigkeit der Bodenproben wurde für die Eindringversuche mit der Proctornadel die Steigung des Verhältnisses aus Kraft und logarithmisch aufgetragenem Eindringweg herangezogen. Zur Auswertung wurde dabei ein Eindringweg zwischen $s = 1$ cm und $s = 2$ cm betrachtet. Die Steigung der Kraft-Weg-Beziehungen in diesem Bereich wurde mit PN bezeichnet und für leicht- und mittelplastische Bodenproben bei unterschiedlichen Konsistenzen ermittelt.

Mit der Darstellung dieses Bewertungsverfahrens schließt die vorliegende Forschungsarbeit ab. Zur Unterscheidung der Bodenklassen 4, 5 und 6 der DIN 18300 mit Hilfe der vorgestellten Versuchstechnik sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Als Ausblick sollten die in der Forschungsarbeit dargestellten Zusammenhänge zwischen der Eindringkraft und dem Eindringweg für die Proctornadel und die Konusspitze an ungestörten Bodenproben, wie sie bei realen Baumaßnahmen auftreten, im Zuge eines weiteren Forschungsvorhabens untersucht werden. Damit sollten die Anwendungsgrenzen des Versuches ermittelt und die Versuchsdurchführung sowie -technik unter Berücksichtigung unterschiedlicher Bodenarten optimiert werden.

Darauf aufbauend sollten anhand weiterer Reihenuntersuchungen an diversen, für verschiedene geologische Verhältnisse in Deutschland charakteristischen Böden Kriterien zur Abgrenzung der einzelnen Bodenklassen anhand der Eindringkraft bzw. des Steigungswertes PN festgelegt werden.

Im Hinblick auf die Umsetzung der Erkenntnisse in der Normung sollte geprüft werden, inwieweit die Bauindustrie bereits spezielle Geräteparameter im Hinblick auf die Lösbarkeit von Boden und Fels verwendet und bei der Kalkulation nach DIN 18300 heranzieht. Sofern möglich, sollen die Erfahrungswerte der Bauindustrie mit den neu festzulegenden Zuordnungswerten gekoppelt werden.

Da im Zuge der europäischen Harmonisierung auch die für Erdarbeiten relevanten Normen gegenwärtig bearbeitet werden, kann die Umsetzung der Ergebnisse in die Normung nur in enger Abstimmung mit dem die DIN 18300 bearbeitenden Ausschuss und den Mitgliedern der an der Erstellung einer europäischen Norm mitwirkenden Arbeitsgruppe des TC 396 geschehen.

11 Literatur

- ANDORFER, L. (2007): Untersuchung der Bodenstruktur feinkörniger Böden mit Hilfe der Quecksilber- Porosimetrie, Bachelorarbeit (unveröffentlicht), TU München Zentrum Geotechnik, Juli 2007
- BOSO, M. (2005): Shear Strength Behaviour of a Reconstituted Partially Saturated Clayey Silt, Phd dissertation, Università degli Studi di Trento
- CARTER, M. R.; GREGORICH, E. G. (2007): Soil Sampling and Methods of Analysis, Second Edition, Canadian Society of Soil Science, Taylor & Francis Group, 2007
- DEMBERG, W. (1979): Zur Bestimmung der Schrumpfgrenze bindiger Böden, Mitteilungen der Wissenschaftlichen Einrichtung Bodenmechanik und Grundbau, Hochschule der Bundeswehr München, Heft 2, 1979
- EDLEFSEN, N. E.; ANDERSON, A. B. C. (1943): Thermodynamics of Soil Moisture, Hilgardia, Vol. 15, pp. 31-298, 1943, zitiert in FREDLUND und RAHARDJ O (1993)
- FLOSS, R. (2006): Handbuch ZTVE Kommentar und Kompendium Erd- und Felsbau, Kirschbaum Verlag Bonn, Saarwellingen, 2006
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJ O, H. (1993): Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1993
- GROßE, A.; BORCHERT, K.-M. (2010): Vereinheitlichung von Boden- und Felsklassen für die VOB-Normen, GuD Consult GmbH, Berlin
- HAFERKORN, T. (1996): Vergleichende Untersuchungen zur Bestimmung der Konsistenzgrenze, Diplomarbeit (unveröffentlicht), TU München Zentrum Geotechnik, September 1996
- HEELING, A. (2008): Neuerungen der Normen DIN 18300 und DIN 18311 (Erd- und Nassbaggerarbeiten), Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Geotechnik Nord, Karlsruhe, Hamburg, Ilmenau, 2008
- HILTMANN, W.; STRIBRNY, B. (1998): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten, Band 5 Tonmineralogie und Bodenphysik; Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Springer, Berlin Heidelberg New York, 1998
- v. KAMEKE, C. (1995): Untersuchungen zum Schrumpfverhalten bindiger Böden, Diplomarbeit (unveröffentlicht), TU München Zentrum Geotechnik, 1995
- KIEKBUSCH, M. (1999): Klassifizierung bindiger Bodenarten in Abhängigkeit von Konsistenz und undrainierter Scherfestigkeit, Geotechnisches Kolloquium 1999, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, 1999

- KRABBE, W. (1958): Über die Schrumpfung bindiger Böden, Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, Heft 13, 1958, Hannover
- LU, N.; LIKOS, W. (2004): Unsaturated soil mechanics, John Wiley & Sons, Inc., 2004
- MBONIMPA, M.; AUBERTIN, M.; MAQSOU, A.; BUSSIÈRE, B. (2006): Predictive model for the water retention curve of deformable clayey soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 9, pp. 1121-1132
- MITCHELL, J. K.; SOGA, K. (2005): Fundamentals of soil behavior, John Wiley & Sons, Inc.
- PIETSCH, M. (1996): Laborbericht 015 Alternative Konsistenzbestimmung unter Berücksichtigung der Festigkeit bindiger Böden, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1996
- POHL, R.; FRANKE, D.; ENGEL, J.; NISCHE, H.; KRÜGER, F. (1999): Ursachen von Deichschäden, Wasserwirtschaft, Wassertechnik, 1999
- POST; LANDE; HINTEREGGER (1955): Der Erdstaudambau (amerikanische Praxis), Sager & Woerner Verlag, München, 1955
- RING, G. W.; SALLBERG, J. R.; COLLINS, W. H. (1962): Correlation of compaction and classification test data of soils, Public Roads, 32, 1962
- SCHNEIDER, R. (2006): Untersuchungen zum Einfluss des Einbauzustandes auf den Zusammenhang zwischen Saugspannung und Wassergehalt bei aufbereiteten feinkörnigen Böden, Diplomarbeit (unveröffentlicht), TU München Zentrum Geotechnik, 2006
- SCHULTZE, E.; MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, 1967
- SCHEFFER, F.; SCHACHTSCHABEL, P. (2010): Lehrbuch der Bodenkunde, Spektrum Akademischer Verlag; 16. Aufl., Heidelberg, 2010
- SKEMPTON, A. W.: The colloidal „activity“ of clays, Proc. 3rd ICSMFE 1953, Vol. 1, pp. 57-61, zitiert in MITCHELL und SOGA (2005)
- SMOLTCZYK, U. (2001): Grundbautaschenbuch – Teil 1: Geotechnische Grundlagen, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2001
- v. SOOS, P. (2001): Grundbautaschenbuch – Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2001
- SRIDHARAN, A.; RAO, G. (1971): Effective Stress Theory of Shrinkage Phenomena, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, No. 4, 1971
- SRIDHARAN, A.; PRAKASH, K. (1998): Mechanism Controlling the Shrinkage Limit of Soils, Geotechnical Testing Journal, Vol. 21, No. 3, 1998
- SRIDHARAN, A.; PRAKASH, K. (2000): Shrinkage Limit of Soil Mixtures, Geotechnical Testing Journal, Vol. 23, No. 1, 2000
- TARIQ, A. R.; DURNFORD, D. S. (1993): Soil volumetric shrinkage measurements: a simple method, Soil. Sci. 155, pp. 325-330, zitiert in CARTER und GREGORICH (2007)
- TOKER, N. K.; GERMAINE, J. T.; OBLON, K. J.; CULLIGAN, P. J. (2004): A new technique for rapid measurement of continuous soil moisture characteristic curves, Géotechnique 54, No. 3, pp. 179-186
- WEBB, P. A. (2001): An introduction to the physical characterization of materials by mercury intrusion porosimetry with emphasis on reduction and presentation of experimental data, Micromeritics Instrument Corp., Norcross, Georgia
- WITT, K. J.; ZEH, R. M. (2004): Maßnahmen gegen Trockenrisse in mineralischen Abdichtungen, Vertiefersseminar Zeitgemäße Deponietechnik 2004, FEI, Universität Stuttgart
- WOOD, D. M. (1999): Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, Cambridge, New York, 1990
- ZEH, R. (2007): Die Zugfestigkeit bindiger Böden als Kriterium der Rissgefährdung mineralischer Oberflächenabdichtungen, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2007

Normen

- DIN 4020:2003-09: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Anwendungshilfen, Erklärungen
- DIN 4022-1:1987-09: Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels
- DIN 4220:2008-11: Bodenkundliche Standortbeurteilung – Kennzeichnung, Klassifizierung und Ableitung von Bodenkennwerten
- DIN 14688-1:2011: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung
- DIN 14688-2:2011: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen
- DIN 14689-1:2011: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels – Teil 1: Benennung und Beschreibung
- DIN 18122-1:1997-07: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze
- DIN 18122-2:2000-09: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze
- DIN 18123:2011-04: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung
- DIN 18124:1997-07: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte – Kapillarypknometer, Weithalsypknometer, Gasypknometer
- DIN 18125-1:2010-07: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 1: Laborversuche
- DIN 18132:1995-12: Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens
- DIN 18135:1999-06: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Eindimensionaler Kompressionsversuch
- DIN 18136:2003-11: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Einaxialer Druckversuch
- DIN 18196:2011: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- DIN 18300:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten
- DIN 18301:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Bohrarbeiten
- DIN 18303:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Verbauarbeiten
- DIN 18303:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten
- DIN 18305:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Wasserhaltungsarbeiten
- DIN 18308:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Drän- und Versickerarbeiten
- DIN 18309:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Einpressarbeiten
- DIN 18311:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Nassbaggerarbeiten
- DIN 18312:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Untertagebauarbeiten

DIN 18313:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Schlitzwandarbeiten mit stützenden Flüssigkeiten

DIN 18319:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Rohrvortriebsarbeiten

DIN 18320:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Landschaftsbauarbeiten

DIN 18321:2010-04: VOB – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Düsenstrahlarbeiten

DIN 18915:2002: Vegetationstechnik im Landschaftsbau – Bodenarbeiten

DIN 19682-5:2007-04: Bodenbeschaffenheit – Felduntersuchungen – Teil 5: Bestimmung des Feuchtezustands des Bodens

DIN 66133:1993-06: Bestimmung der Porenvolumenverteilung und der spezifischen Oberfläche von Feststoffen durch Quecksilberintrusion

ÖNORM B 2205: 2000-07: Erdarbeiten – Werkvertragsnorm

BS 1377:1-1990: Methods of test for soils for civil engineering purposes. General requirements and sample preparation

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2001

S 22: 3. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung – Nutzen der systematischen Straßenerhaltung
€ 19,50

S 23: Prüfen von Gesteinskörnungen für das Bauwesen
Ballmann, Collins, Delalande, Mishellany,
v. d. Elshout, Sym € 10,50

2002

S 24: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Konsolidationsverfahren -
Teil 1: Vergleichende Betrachtung von Konsolidationsverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund
Teil 2: Erfahrungsberichte über ausgeführte Straßenbauprojekte auf wenig tragfähigem Untergrund unter Verwendung von Konsolidationsverfahren
Koch € 17,50

S 25: 37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 16,50

2003

S 26: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Aufgeständerte Gründungspolster
Rogner, Stelter € 14,00

S 27: Neue Methoden für die Mustergleichheitsprüfung von Markierungsstoffen – Neuentwicklung im Rahmen der Einführung der ZTV-M 02
Killing, Hirsch, Boubaker, Krotmann € 11,50

S 28: Rechtsfragen der Bundesauftragsverwaltung bei Bundesfernstraßen – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 25./26. September 2000 in Saarbrücken € 13,00

S 29: Nichtverkehrliche Straßennutzung – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 24./25. September 2001 in Saarbrücken € 13,50

2004

S 30: 4. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung – Workshop Straßenerhaltung mit System –
€ 19,50

S 31: Arbeitsanleitung für den Einsatz des Georadars zur Gewinnung von Bestandsdaten des Fahrbahnaufbaues
Golkowski € 13,50

S 32: Straßenbaufinanzierung und -verwaltung in neuen Formen – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 23. und 24. September 2002 in Saarbrücken € 13,50

S 33: 38. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 17,50

S 34: Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen
Hillmann, Koch, Wolf € 14,00

2005

S 35: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund – Bodenersatzverfahren
Grundhoff, Kahl € 17,50

S 36: Umsetzung und Vollzug von EG-Richtlinien im Straßenrecht – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 22. und 23. September 2003 in Saarbrücken € 13,50

S 37: Verbundprojekt „Leiser Straßenverkehr – Reduzierte Reifen-Fahrbahn-Geräusche“
Projektgruppe „Leiser Straßenverkehr“ € 16,50

2006

S 38: Beschleunigung und Verzögerung im Straßenbau – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen am 27./28. September 2004 in Saarbrücken € 16,50

S 39: Optimierung des Triaxialversuchs zur Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt
Renken, Büchler € 16,00

S 40: 39. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 17,50

S 41: Chemische Veränderungen von Geotextilien unter Bodenkontakt – Untersuchungen von ausgegrabenen Proben
Schröder € 13,50

S 42: Veränderung von PmB nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren – Veränderungen der Eigenschaften von polymer-modifizierten Bitumen nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren und nach Rückgewinnung aus Asphalt
Wörner, Metz € 17,50

S 43: Eignung frostempfindlicher Böden für die Behandlung mit Kalk
Krajewski, Kuhl € 14,00

S 44: 30 Jahre Erfahrungen mit Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund
Bürger, Blossfeld, Blume, Hillmann € 21,50

2007

S 45: Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen
Leutner, Lorenzl, Schmoeckel, Donath, Bald, Grätz, Riedl, Möller, Oeser, Wellner, Werkmeister, Leykauf, Simon € 21,00

S 46: Analyse vorliegender messtechnischer Zustandsdaten und Erweiterung der Bewertungsparameter für Innerortsstraßen
Steinauer, Ueckermann, Maerschalk € 21,00

S 47: Rahmenbedingungen für DSR-Messungen an Bitumen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Hase, Oelkers € 24,50

S 48: Verdichtbarkeit von Asphaltmischgut unter Einsatz des Walzsektor-Verdichtungsgerätes
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Wörner, Bönisch, Schmalz, Bösel € 15,50

2008

S 49: Zweischichtiger offenporiger Asphalt in Kompaktbauweise
Ripke € 12,50

S 50: Finanzierung des Fernstraßenbaus – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitsausschusses "Straßenrecht" der FGSV am 25./26. September 2006 in Tecklenburg-Leeden
€ 15,50

S 51: Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der Haftfestigkeit von Straßenmarkierungsfolien
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Killing, Hirsch € 14,50

S 52: Statistische Analyse der Bitumenqualität aufgrund von Erhebungen in den Jahren 2000 bis 2005
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Hirsch € 16,00

S 53: Straßenrecht und Föderalismus – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 24./25. September 2007 in Bonn € 15,50

S 54: Entwicklung langlebiger dünner Deckschichten aus Beton
Silwa, Roßbach, Wenzl € 12,50

S 55: Dicke Betondecke auf Schichten ohne Bindemittel (SoB/STSüB)
Leykauf, Birmann, Weller € 13,50

2009

S 56: Vergangenheit und Zukunft der deutschen Straßenverwaltung – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 22./23. September 2008 in Bonn € 14,00

S 57: Vergleichende Untersuchung zweischichtiger offener Asphaltbauweisen
Ripke € 13,50

S 58: Entwicklung und Untersuchung von langlebigen Deckschichten aus Asphalt
Ludwig € 15,50

S 59: Bestimmung des adhäsiven Potentials von Bitumen und Gesteinsoberflächen mit Hilfe der Kontaktwinkelmessmethode
Hirsch, Friemel-Göttlich € 16,00

2010

S 60: Die Zukunftsfähigkeit der Planfeststellung – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 21./22. September 2009 in Bonn € 15,50

S 61: Modell zur straßenbautechnischen Analyse der durch den Schwerverkehr induzierten Beanspruchung des BAB-Netzes
Wolf, Fielenbach € 16,50

S 62: 41. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 18,50

S 63: Vergleichsuntersuchungen zum Frosthebungsversuch an kalkbehandelten Böden, RC-Baustoffen und industriellen Nebenprodukten
Blume € 16,00

S 64: Griffigkeitsprognose an offenerporigen Asphalten (OPA)
Teil 1: Bestandsaufnahme an vorhandenen Strecken
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rohleder, Kunz, Wasser, Pullwitt, Müller, Ripke, Zöller, Pöppel-Decker € 23,00

S 65: Untersuchungen von Dübellagen zur Optimierung des Betondeckenbaus
Freudenstein, Birmann € 14,00

2011

S 66: Qualitätssicherung von Waschbetonoberflächen
Breitenbücher, Youn € 14,50

S 67: Weiterentwicklung der automatisierten Merkmalerkennung im Rahmen des TP3
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rohleder, Kunz, Wasser, Pullwitt, Müller, Canzler, Winkler € 16,50

S 68: Lärmindernder Splittmastixasphalt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de> heruntergeladen werden.
Ripke

S 69: Untersuchung der Messunsicherheit und der Klassifizierungsfähigkeit von Straßenbelägen
Müller, Wasser, Germann, Kley € 14,50

S 70: Erprobungsstrecke mit Tragschichten ohne Bindemittel aus ziegelreichen RC-Baustoffen
Dieser Bericht liegt außerdem in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de> heruntergeladen werden.
Jansen, Kurz € 16,00

S 71: Enteignung für den Straßenbau – Verfahrensvereinheitlichung – Privatisierung,
Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 20./21. September 2010 in Bonn € 15,00

S 72: Griffigkeitsprognose an offenerporigen Asphalten - Teil 2: Neue Baumaßnahmen
Jansen, Pöppel-Decker € 15,00

S 73: Längsebenheitsauswerteverfahren "Bewertetes Längsprofil" – Weiterentwicklung der Längsebenheitsbewertung der Zustandserfassung und -bewertung
Maerschalk, Ueckermann, Heller € 18,50

2012

S 74: Verbundprojekt "Leiser Straßenverkehr 2" – Reduzierte Reifen-Fahrbahn-Geräusche
Projektgruppe "Leiser Straßenverkehr 2" € 30,50

S 75: Abschätzung der Risiken von Hang- und Böschungsrutschungen durch die Zunahme von Extremwetterereignissen
Krauter, Kumerics, Feuerbach, Lauterbach € 15,50

S 76: 42. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 18,50

S 77: Netzplanung – Netzbildung – Netzbereinigung
Durner € 16,50

S 78: Untersuchung des Einflusses der Grobtextur auf Messergebnisse mit dem SKM-Verfahren
Bürckert, Gauterin, Unrau € 16,50

2013

S 79: Gussasphalt ohne Abstreuerung
Ripke € 9,00

S 80: Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden
Vogt, Birle, Heyer, Etz € 17,50

Alle Berichte sind zu beziehen durch:

Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7
D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.