



Bergische Universität Wuppertal

Fachbereich D

Abteilung Bauingenieurwesen

Bodenmechanik und Grundbau

Bericht – Nr. 30

März 2006

Pierre Célestin Siboyabasore

**Beitrag zur Berechnung von Hebungen quellfähiger
Böden**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

und Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20060093

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20060093>]

Beitrag zur Berechnung von Hebungen quellfähiger Böden

Vom Promotionsausschuss der Abteilung Bauingenieurwesen des
Fachbereichs D der Bergischen Universität Wuppertal

angenommene Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur
-Dr.-Ing.-

von M.Civ.Eng. Pierre Célestin Siboyabasore
aus Ruanda

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. A. Schlenkhoff

Gutachter: Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz
Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

Tag der mündlichen Prüfung : 01. März 2006

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
2	GRUNDLAGEN ZUM VORGANG DES QUELLENS UND EIGENE VERSUCHE	5
2.1	Definitionen	5
2.1.1	Parameter des Quellens	5
	a) Quellhebung	5
	b) Quelldruck	5
2.1.2	Arten der Quellversuche	6
	a) Quellhebungsversuche bei freier Quellung	6
	b) Quelldruckversuche	7
2.2	Quellmechanismen	11
2.2.1	Anhydritquellung	11
2.2.2	Tonquellung	12
	a) Innerkristalline Quellung	12
	b) Osmotische Quellung	12
2.3	Einflußfaktoren der Quellung	14
2.3.1	Allgemeines	14
2.3.2	Die mineralische Zusammensetzung des Bodens	15
2.3.3	Die physiko-chemischen Zusammensetzung des Bodens	15
2.3.4	Kationenaustauschkapazität (KAK) und spezifische Oberfläche	15
2.3.5	Die Art und die interne Struktur des Bodens	16
2.3.6	Auflastspannung	17
2.4	Eigene Versuche	18
2.4.1	Eigene Versuchsböden	18
	a) Herkunft	18
	b) Bodenmechanische Parameter der Versuchsböden	19
	c) Mineralogische und chemische Untersuchungen am Tschadboden	20
2.4.2	Versuchsboden von MÜLLER	22
2.4.3	Versuchsboden von CHEN	22
2.4.4	Vergleich der Böden	23

2.4.5	Einfluß des Ausgangswassergehaltes-----	24
2.4.6	Einfluß der Ausgangsdichte-----	26
2.4.7	Einfluß einer Auflastspannung-----	29
2.4.8	Auswirkung der Probendicke auf das Quellpotential-----	30
2.5	Klassifizierung quellfähiger Böden mittels üblicher bodenmechanischer Parameter-----	31
2.5.1	Klassifizierungssysteme-----	31
2.5.2	Anwendung der Klassifizierungssysteme auf die untersuchten Böden-----	33
2.6	Mathematische Beschreibung des Quellpotentials-----	34
2.6.1	Empirische Formulierung-----	34
2.6.2	Anwendung der Korrelationen auf die eigenen Versuchsböden-----	36
2.6.3	Theoretische Formulierung für den Quelldruck-----	38
	a) Formulierung von KOMORNIK und DAVID-----	39
	b) Formulierung nach MADSEN-----	39
	c) Formulierung nach KLIESCH-----	40
3	INFILTRATION-----	42
3.1	Allgemeines-----	42
3.2	Definition-----	42
3.3	Differentialgleichung der Bodenwasserbewegung-----	42
3.4	Mathematische Beschreibung der Infiltration-----	48
3.4.1	Allgemeines-----	48
3.4.2	Empirische Infiltrationsformel-----	49
3.4.3	Analytische und halbanalytische Modelle-----	49
	a) Modell von GREEN und AMPT-----	50
	b) Modell von PHILIP-----	52
	c) Modell von IBRAGIMOV et al.-----	53
3.5	Überprüfung des vereinfachten Infiltrationsmodells von IBRAGIMOV-----	60
3.6	Bestimmung der Parameter der Gleichung der Wasserinfiltration-----	62
3.6.1	Theoretische Bestimmung des Exponenten k_1 -----	63
3.6.2	Theoretische Bestimmung von D_0 -----	66
3.6.3	Bestimmung der Feuchtefront z_s -----	71

3.7	Rechnerische Überprüfung der Gleichung der Infiltration-----	72
3.7.1	Allgemeines-----	72
3.7.2	Versuche von PHILIP-----	72
3.7.3	Versuche von BENTOUMI-----	77
4	ANSATZ FÜR DIE ABSCHÄTZUNG DER QUELLUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON WASSERGEHALT, ZEIT UND AUFLASTSPANNUNG-----	85
4.1	Infiltration und Quellzeit-----	85
4.2	Quellung als Funktion der Quellzeit-----	86
4.3	Quellung als Funktion des Wassergehaltes und der Auflastspannung-----	87
4.3.1	Einfluß der Spannung-----	88
4.3.2	Einfluß des Wassergehaltes-----	88
4.3.3	Produktansatz-----	89
4.4	Versuche von OSMAN-----	91
4.4.1	Ziel-----	91
4.4.2	Aufbau des Versuchssystems-----	91
4.4.3	Zeitliche Entwicklung der Quellung über die Tiefe-----	93
4.4.4	Berechnung der Wassergehaltsverteilung über die Tiefe-----	95
4.4.5	Berechnung der vertikalen Spannung in der Mitte der Lamellen-----	99
4.4.6	Berechnung des Exponenten d -----	102
4.4.7	Rechnerische Überprüfung der Gleichung der zeitlichen Quellung über die Tiefe, als Funktion des Wassergehaltes und der Spannung-----	102
4.4.8	Ermittlung der Quellhebung-----	103
4.5	Diskussion der Nachrechnung und Parameterstudie-----	105
4.5.1	Allgemeines-----	105
4.5.2	Einfluß der Parameter α , n_v auf die Quellung des Bodens-----	106

5 ANWENDUNG DER ENTWICKELTEN ANSÄTZE AUF DIE BEISPIELBÖDEN----	108
5.1 Allgemeines-----	108
5.2 Bodenmechanische Kennwerte-----	108
5.3 Berechnung von D_0 und k_1-----	110
5.4 Infiltrationstiefe z_s-----	114
5.5 Wassergehaltsverteilung-----	117
5.6 Quellhebung-----	120
5.6.1 Spannungsverteilung-----	120
5.6.2 Bestimmung des Exponenten d -----	121
5.6.3 Höchste Quellung der Böden ε_0 -----	123
5.6.4 Berechnung der Hebungen-----	124
6 Zusammenfassung-----	129
LITERATURVERZEICHNIS-----	131
ANHANG-----	139

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1-1 : Beispiele für Schäden aus Quellung-----	1
ABBILDUNG 2-1 : Ergebnis eines Quellhebungsversuches bei freier Quellung-----	7
ABBILDUNG 2-2 : Verlauf eines Quelldruckversuches nach HENKE/KAISER-----	8
ABBILDUNG 2-3 : Verlauf eines Quelldruckes nach CHEN-----	8
ABBILDUNG 2-4 : Prinzip einer Quelldruckbestimmung aus der Variation der Auflastspannung-----	9
ABBILDUNG 2-5 : Prinzip eines direkten Quelldruckversuches-----	10
ABBILDUNG 2-6 : Verlauf eines Quelldruckversuches nach HUDER/AMBERG-----	11
ABBILDUNG 2-7 : Behinderung der osmotischen Quellung-----	13
ABBILDUNG 2-8 : Freie osmotische Quellung-----	13
ABBILDUNG 2-9 : Partikel des Kaolinites-----	17
ABBILDUNG 2-10 : Partikel des Montmorillonites-----	17
ABBILDUNG 2-11 : Abhängigkeit der End-Quellung vom Ausgangswassergehalt-----	24
ABBILDUNG 2-12 : Einfluß des Ausgangswassergehaltes auf die Quellungszeit-----	25
ABBILDUNG 2-13 : Zeitlicher Verlauf der Quellung, Einfluß der Dichte-----	26
ABBILDUNG 2-14 : Zeitlicher Verlauf der Quellung, Einfluß der Dichte-----	27
ABBILDUNG 2-15 : Einfluß der Ausgangsdichte auf die Endquellung-----	27
ABBILDUNG 2-16 : Kombiniertes Einfluß der Verdichtung und des Ausgangswassergehaltes auf die Endquellung-----	28
ABBILDUNG 2-17 : Endquellung unter verschiedenen Auflastspannungen-----	29
ABBILDUNG 2-18 : Auswirkung der Probendicke auf das Quellpotential-----	31
ABBILDUNG 3-1 : Annahmen von IBRAGIMOV et al. für die Lösung der Differentialgleichung des Wassertransports-----	54
ABBILDUNG 3-2 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von PHILIP und die mit der Gleichung (3-44) berechneten Werten-----	73
ABBILDUNG 3-3 : Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP (Zeit $t = 10^5$ Sek.)--	75
ABBILDUNG 3-4: Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP (Zeit $t = 2 \cdot 10^5$ Sek.)	75
ABBILDUNG 3-5: Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP (Zeit $t = 7 \cdot 10^5$ Sek.)	76
ABBILDUNG 3-6 Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP (Zeit $t = 10^6$ Sek.)--	76
ABBILDUNG 3-7 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von BENTOUMI--	77
ABBILDUNG 3-8 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von BENTOUMI und die mit der Gleichung (3-44) berechneten Werten-----	81

ABBILDUNG 3-9 : Verteilung des Wassergehalts über die Tiefe, Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI (Zeit $t = 12060$ Sek.)-----	82
ABBILDUNG 3-10 : Verteilung des Wassergehalts über die Tiefe, Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI (Zeit $t = 33730$ Sek.)-----	83
ABBILDUNG 3-11 : Verteilung des Wassergehalts über die Tiefe, Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI (Zeit $t = 196910$ Sek.)-----	83
ABBILDUNG 3-12 : Verteilung des Wassergehalts über die Tiefe, Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI (Zeit $t = 116570$ Sek.)-----	84
ABBILDUNG 4-1 : Infiltrationszeit und Quellzeit-----	85
ABBILDUNG 4-2 : System für die Messung der Quellhebungen (OSMAN)-----	92
ABBILDUNG 4-3 : Quellungen zu verschiedenen Zeitpunkten und in verschiedenen Tiefen (Meßwerte von OSMAN)-----	94
ABBILDUNG 4-4 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit (Ergebnis der Versuche von OSMAN)-----	95
ABBILDUNG 4-5 : Kurven der Wasserverteilung über die Tiefe (Boden von OSMAN)-----	99
ABBILDUNG 4-6 : Endquellung unter verschiedenen Spannungen (Versuchsergebnisse von OSMAN)-----	101
ABBILDUNG 4-7 : Quellhebungen zu verschiedenen Zeitpunkten-----	104
ABBILDUNG 4-8 : Quellhebungen zu verschiedenen Zeitpunkten-----	105
ABBILDUNG 5-1 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe, Boden aus Tschad-----	119
ABBILDUNG 5-2 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe, Boden aus Battice-----	119
ABBILDUNG 5-3 : Endquellung unter verschiedenen Spannungen-----	122
ABBILDUNG 5-4 : Berechnete Hebungen zu verschiedenen Zeitpunkten, Tschadboden---	127
ABBILDUNG 5-5 : Berechnete Hebungen zu verschiedenen Zeitpunkten, Boden aus Battice -----	128

Tabellenverzeichnis

TABELLE 1-1 : Auswahl der Fundamentart nach MOUROUX-----	3
TABELLE 2-1 : Kationenaustauschkapazität einiger Tonminerale-----	16
TABELLE 2-2 : Bodenmechanische Eigenschaften der untersuchten Böden-----	19
TABELLE 2-3 : Kationenaustauschkapazität, Tschadboden-----	20
TABELLE 2-4 : Aktivitätsbereiche nach SKEMPTON-----	24
TABELLE 2-5 : Quellzeit unter verschiedenen Auflastspannungen-----	30
TABELLE 2-6 : Klassifizierung der Quellung nach ALTMEYER-----	32
TABELLE 2-7 : Klassifizierung der Quellung nach SNETHEN-----	32
TABELLE 2-8 : Klassifizierung der Quellung nach GEHEN-----	32
TABELLE 2-9 : Klassifizierung der Quellung nach SEED et al.-----	32
TABELLE 2-10 : Klassifizierung der Quellung nach HOLZ-----	33
TABELLE 2-11 : Klassifizierung der Quellung nach GROMKO-----	33
TABELLE 2-12 : Anwendung der Klassifizierungssysteme auf die untersuchten Böden-----	33
TABELLE 2-13 : Einige Korrelationen zwischen bodenmechanischen Kenngrößen und der Quellung beim freien Quellen-----	35
TABELLE 2-14 : Auswertung der Korrelationen für die untersuchten Böden-----	37
TABELLE 2-15 : Vergleich der Korrelationsauswertung- und der Versuchsergebnisse-----	38
TABELLE 3-1 : Mit der Gleichung von IBRAGIMOV berechnete Feuchtefront und Versuchsergebnisse von PHILIP-----	61
TABELLE 3-2 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit : Versuchsergebnisse von PHILIP und die mit der Gleichung (3-44) berechneten Werte-----	73
TABELLE 3-3 : Feuchtefront z_s , Versuchsergebnisse von BENTOUMI -----	77
TABELLE 3-4 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1 , Boden aus Givors-----	79
TABELLE 3-5 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von BENTOUMI, die mit der Gleichung (3-44) bzw. (3-109) berechneten Werte-----	80
TABELLE 4-1 : Quellung zu verschiedenen Zeitpunkten und in verschiedenen Tiefen (Versuchsergebnisse von OSMAN)-----	93
TABELLE 4-2 : Quellung zu verschiedenen Zeitpunkten und in verschiedenen Tiefen (Versuchsergebnisse von OSMAN)-----	94
TABELLE 4-3 : Eigenschaften des Bodens aus Sudan-----	95
TABELLE 4-4 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1 , Boden aus Sudan-----	97

TABELLE 4-5 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeiten (Berechnungsergebnisse, jeweils in Lamellenmitte)-----	98
TABELLE 4-6 : Spannungsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten---	100
TABELLE 4-7 : Endquellung unter verschiedenen Spannungen-----	100
TABELLE 4-8 : Mit der Gleichung (4-13) berechneten Quellungen und Versuchsergebnisse von OSMAN-----	102
TABELLE 4-9 : Mit der Gleichung (4-13) berechneten Quellungen und Versuchsergebnisse von OSMAN-----	103
TABELLE 4-10 : Vergleich der gemessenen und der berechneten Gesamthebung-----	104
TABELLE 4-11 : Änderung des Exponenten k_1 und der Diffusivität D_0 bei verschiedenen Parametern α und n_v -----	106
TABELLE 4-12 : Quellhebung bei unterschiedlichen Parametern α und n_v -----	107
TABELLE 4-13 : Quellhebung bei unterschiedlichen Parametern α und n_v -----	107
TABELLE 5-1 : Eigenschaften der untersuchten Böden-----	108
TABELLE 5-2 : Verwendete Parameter-----	110
TABELLE 5-3 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1 , Tschadboden-----	112
TABELLE 5-4 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1 , Boden aus Battice-----	113
TABELLE 5-5 : Koeffizienten für die Berechnung der Wasserverteilung über die Tiefe---	114
TABELLE 5-6 : Feuchtefront z_s , Berechnungsergebnisse-----	117
TABELLE 5-7 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Tschadboden-----	118
TABELLE 5-8 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Boden aus Battice-----	118
TABELLE 5-9 : Spannungsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Tschadboden-----	120
TABELLE 5-10 : Spannungsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Boden aus Battice-----	121
TABELLE 5-11 : Exponent d -----	122
TABELLE 5-12 : Endquellung bei verschiedenen Ausgangswassergehalten (Tschadboden)---	123
TABELLE 5-13 : Endquellung bei verschiedenen Ausgangswassergehalten (Boden aus Battice)-----	123
TABELLE 5-14 : Berechnete Quellung (Tschadboden)-----	124
TABELLE 5-15 : Berechnete Quellung (Tschadboden)-----	125

TABELLE 5-16 : Berechnete Quellung (Boden aus Battice)-----	125
TABELLE 5-17 : Berechnete Quellung (Boden aus Battice)-----	126
TABELLE 5-18 : Berechnung der Quellhebung, Beispiel Tschadboden-----	126
TABELLE 5-19 : Gesamthebung, Berechnungsergebnisse-----	127

Formelzeichen

Einige Dimensionen in der folgenden Tabelle wurden wie folgt abgekürzt:

Kraft	F
Länge	L
Masse	M
Zeit	T

Symbol	Einheit	Bedeutung
a;A;b;B;c;G; α	-	Konstanten
B_0	-	Boltzmann'sche Konstante
C	-	Tongehalt
c_1	-	Integrationskonstante
C(h)	1/L	Bodenwasserkapazität
d	cm ² /N	Exponent in der Gleichung der Quellung
2d'	Å	Abstand zwischen zwei Tonteilchen
D(w) bzw. D(θ)	L ² /T	Diffusivität
D_0	L ² /T	Diffusivität bei w_s
e	-	Porenzahl
g	m/s ²	Erdbeschleunigung
h_0	L	Anfangshöhe der Probe
Δh	L	Höhenänderung der Probe während des Versuches
h_c	L	Saugspannungshöhe
h(θ)	L	Effektive Drückhöhe
KAK	-	Kationenaustauschkapazität
k(w) bzw. k(θ)	L/T	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei w bzw. bei θ
k_s	L/T	gesättigte Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
H	L	Hydraulische Druckhöhe
I(t)	cm ³ /cm ²	Kumulative Infiltration zum Zeitpunkt t
I_A	-	Aktivitätszahl
I_p	-	Plastizitätsindex
I_c	-	Konsistenzzahl
k_1	-	Exponent in der Wasserverteilungsfunktion
$m_v; n_v; \alpha$	-	Parameter der Van Genuchten Funktion

$m (=1-n)$	-	Anteil der Festsubstanz
n	-	Porenanteil
n_1	Ionen/cm ³	Ionenkonzentration zwischen zwei Tonteilchen
n_2	Ionen/cm ³	Ionenkonzentration des Porenwassers
q	L/T	Bodenwasserfluß
R	J/(k.Mol)	Allgemeine Gaskonstante
S_r	-	Sättigungsgrad
t	-	Zeit
T	K	Temperatur in Kelvin
u	kPa	Porenwasserdruck
u'	-	Elektrisches Potential in der Mittelebene zwischen den Tonteilchen
V	L ³	Volumen
ΔV	L ³	Volumenänderung
V_w	L/T	Filtergeschwindigkeit
w_0	-	Gravimetrischer Ausgangswassergehalt
w_s	-	Gravimetrischer Sättigungswassergehalt
w_L	-	Wassergehalt an der Fließgrenze
w_p	-	Ausrollgrenze
w_{pr}	-	Optimaler Wassergehalt
w_{sc}	-	Wassergehalt an der Schrumpfgrenze
z	L	Tiefe unter Geländeoberkante
z_s	L	Lage der Feuchtefront
ε	-	Quellung
ε_0	-	Höchste Quellung des Bodens
ε_q	-	Endquellung des Bodens
Σ_{co}	mol/l	Konzentration der freien Porenlösung
Σ_{cm}	mol/l	Konzentration in der Mitte zwischen zwei Tonmineraloberflächen
λ	L/T	Koeffizient
N	mmol/cm ³	Ionenkonzentration weit weg von der Tonoberfläche
σ_q	F/L ²	Quelldruck
σ_A	F/L ²	Außenspannung
γ	F/L ³	Wichte
γ_d	F/L ³	Trockenwichte
ρ_d	M/L ³	Dichte des Bodens
ρ_{pr}	M/L ³	Proctordichte
ρ_w	M/L ³	Dichte des Wassers

ρ_s	M/L^3	Korndichte
θ	L^3/L^3	Volumetrischer Wassergehalt
θ_i	L^3/L^3	Volumetrischer Ausgangswassergehalt
θ_r	L^3/L^3	Restwassergehalt

1 Einleitung, Ziel und Methode

Die Quellung von Böden kann große Verformungen hervorrufen, welche oft Ursache für erhebliche Schäden an Bauwerken sind. Von zahlreichen Schadensfällen, die durch Bodenquellung verursacht wurden, ist in vielen Ländern rund um die Welt, einschließlich in Deutschland (BACHMANN, 1998), den Vereinigten Staaten (CHEN, 1988), in Indien (SUBBA, 1987), Australien (FARGHER, 1979), dem Sudan (OSMAN, 1987) und in Kanada (HAMILTON, 1977) berichtet worden.

Solche Schäden sind vor allem bei leichten Bauwerken zu befürchten; da diese nur eine geringe Bodenpressung erzeugen, können sie dem Quelldruck keinen ausreichenden Gegendruck entgegenstellen, um das Bodenvolumen konstant zu halten. Leichte Bauwerke werden häufig ohne eine ausreichende Untersuchung der Bodeneigenschaften errichtet.

Abbildung 1-1 verdeutlicht die Problematik der Quellhebung anschaulich.



Risse in den Außenwänden,
resultierend aus einer Bodenquellung



Durch Bodenquellung beschädigte Einfahrtstraße

Abbildung 1-1 : Beispiele für Schäden aus Quellung (NOE, 1997)

Zusätzlich zu der oben genannten überall auftretenden Problematik der Bodenquellung existieren in Klimazonen mit ausgeprägter Regen- bzw. Trockenzeit starke Schwankungen zwischen höherer Niederschlagsmenge einerseits und absoluter Trockenheit andererseits, so dass die besagte Bodenquellung dort noch mehr zu befürchten ist. Während der Bauperiode, im Allgemeinen ist dies die Trockenperiode, ist der Boden widerstandsfähig. Aber er ist auch in der Lage, viel Wasser zu absorbieren. Während der Regenzeit adsorbiert der Boden viel Wasser und es entstehen insbesondere bei tonreichen Böden erhebliche Quellungen, die zu Standsicherheits- und zu Gebrauchtauglichkeitsproblemen führen können.

Die Quellung von tonhaltigen Böden kann verringert oder beseitigt werden, wenn der Boden mit verschiedenen technischen Stabilisierungsmethoden behandelt wird. Viele Methoden wurden vorgeschlagen und sogar getestet, aber nur einige davon haben sich nach technischen und wirtschaftlichen Kriterien durchgesetzt. Eine umfassende Beschreibung hierzu befindet sich bei CHEN (1988), ARDANI (1992) sowie bei NELSON und MILLER (1992). Die häufig gebrauchten Methoden sind der Bodenaustausch, die Veränderung der Eigenschaften des quellfähigen Bodens durch chemische Injektionen und die Vermeidung der Wassergehaltsänderung durch Isolierung des quellfähigen Bodens.

Bei festgestellten, die Standsicherheit von geplanten Bauwerken gefährdenden quellfähigen Böden werden verschiedene strukturelle Alternativen (Auswahl geeigneter Fundamente) empfohlen. Man muß die Gründungen so planen, daß die Spannung, die durch die Gebäudelast ausgeübt wird, höher als der Quelldruck ist. Diese Bedingung führt oft zu tiefen Gründungen, wobei die Reibungskräfte an den Fundamentseitenflächen zusätzlich zu den Quelldrücken zu berücksichtigen sind. Verschiedene Fundamentarten werden vorgeschlagen, aber man muß bei jeder Situation eine vertiefte Analyse vornehmen, bevor eine Entscheidung über das geeignete Fundament zu treffen ist. Als Hinweis steht eine von MOURoux, 1969 (zitiert von BENBOUZIANE, 1988) stammende Entscheidungshilfe für die Gründungsauswahl zur Verfügung, die je nach der erwarteten Gesamtquellhebung die in Betracht zu ziehenden Gründungstypen vorschlägt (Tabelle 1-1).

Für einen guten Baugrund müssen die normalen Konstruktionen nur leicht geändert werden, indem man zum Beispiel den Beton der Gründungen verstärkt. Für einen mittleren Baugrund kann man eine verformbare Konstruktion in Betracht ziehen, bei der eine gewisse Bewegung der Strukturelemente möglich ist.

Klassifikation des Baugrundes	Voraussichtliche Quellhebung [cm]	mögliche Konstruktion
sehr gut	0 – 0,5	normal
gut	0,5 – 1	normal, mit leichten Änderungen
mittel	1 – 5	verformbar
schlecht	5 – 10	Pfahlgründung ohne Fußverbreiterung
sehr schlecht	> 10	Pfahlgründung mit Fußverbreiterung

Tabelle 1-1 : Auswahl der Fundamentart nach MOUROUX, 1969

Zahlreiche Laboruntersuchungen für die Bestimmung des Quellverhaltens von Böden wurden im Laufe der Zeit von verschiedenen Wissenschaftlern durchgeführt. Diese haben sich meist nur mit Versuchen im Ödometer begnügt, so daß die wenigen und nicht vollständig existierenden mathematischen Formulierungen der Quellfähigkeit auf der Basis der Versuchsergebnisse aus kleinmaßstäblichen Ödometerproben formuliert wurden. Tatsache ist aber, daß sich eine kleine Probe im Ödometer und eine Probe größerer Dicke bei der Quellung sehr unterschiedlich verhalten können, weil die Wasserverteilung in einer großen Probe eine große Rolle spielt.

Das Ziel der Arbeit besteht darin, die Quellhebung der Bodenoberfläche abzuschätzen, wenn die Infiltrationszeit vorgegeben und der Boden mit einzelnen Stoffkennwerten bekannt sind.

Wie bei einer indirekten Setzungsberechnung zusätzlich auf den Boden aufgebrachte Spannungen auf den Boden eine Stauchung ε der Bodenelemente hervorrufen und das Integral der Stauchung über die Dicke der betroffenen Schicht zur Setzung der Bodenoberfläche führt, erzeugt der zunehmende Wassergehalt in den Bodenelementen eine Quellung ε , deren Integral über die von der Feuchtezunahme betroffene Schicht (Infiltrationsfront z_s) zur Quellhebung der Bodenoberfläche führt.

Um die rechnerische Abschätzung durchzuführen, bedarf es, -wie bei der Setzungsberechnung- folgender Schritte:

- mit Laborversuchen im Ödometer muß die Quellung des Bodens ermittelt werden, die sich als Funktion des Wassergehaltes, der aufgetragten Spannung und –wie auch die Setzung- der Quellzeit darstellt (Kapitel 2)
- es muß die während der Infiltrationszeit von Wasser (durch die Bodenoberfläche) von einer Feuchtezunahme betroffene Bodenschicht (Dicke z_s) ermittelt (Kapitel 3) und
- in dieser Schicht die Feuchteverteilung bestimmt werden (Kapitel 3)

Wenn diese Elemente bekannt sind, ist eine Abschätzung der Quellhebung durch lamellenweises Berechnen (wie bei einer indirekten Setzungsberechnung) möglich (Kapitel 4).

2 Grundlagen zum Vorgang des Quellens und eigene Versuche

2.1 Definitionen

Die Quellfähigkeit eines Bodens wird durch Laborversuche quantitativ bestimmt. Im folgenden werden die Parameter und die Laborversuche zur Bestimmung der Quellfähigkeit erläutert.

2.1.1 Parameter des Quellens

Als Quellparameter sind hauptsächlich die Quellhebung bzw. Quellung und der Quelldruck gemeint.

a) Quellhebung

Die Quellhebung bzw. Quelldehnung eines Bodens bedeutet die Änderung des Bodenvolumens während der Wasseraufnahme. Sie wird gewöhnlich im Ödometer bestimmt. In einem freien Quellversuch quillt der Boden frei ohne Gegendruck. Das Wasser verteilt sich leicht in den Mikroporen des Bodens. Da die Quelldehnung normal zur Schichtung erheblich größer ist als die parallel dazu, wird oft nur die Quelldehnung normal zur Schichtung gemessen.

Die Quellung ε ist der Quotient aus axialer Quellverformung Δh und Anfangsprobenhöhe h_0 , der Endwert wird als Endquellung bezeichnet.

b) Quelldruck

Der Quelldruck ist die Druckspannung, die man auf eine Bodenprobe aufbringen muß, um ihre Quellverformung im Laufe der Wasseraufnahme zu verhindern (Versuch mit konstantem Volumen). Er kann ebenfalls durch den Druck definiert werden, den man anwenden muß, um eine Bodenprobe auf ihr Volumen vor der Wasseraufnahme zurückzubringen.

Da hierbei das Volumen der Bodenprobe während der Wasseraufnahme konstant bleibt, ändert sich wohl die interne Struktur des Bodens, aber die externe Form der Probe ist nicht betroffen.

2.1.2 Arten der Quellversuche

Im Allgemeinen werden die Parameter der Quellung durch Laborversuche bestimmt. Obwohl einige Wissenschaftler (z.B. MARIOTTI 1976, OFER/BLIGHT 1985, OSMAN 1987) Versuche vor Ort durchgeführt haben, sind diese Versuche sehr kosten- und zeitaufwendig (HILTMANN und STRIBRNY, 1998).

Das Ödometer war durch seine Benutzungsfreundlichkeit das erste Gerät, das im Labor angewendet wurde, um die Quellparameter der Böden zu bestimmen. Auch heute noch ist es das Gerät, welches am meisten Anwendung findet. Auch durch die Normungsinstitute und die technischen Ausschüsse (ASTM 1985, ISRM 1989, AFNOR 1995) wird es als adäquates Gerät empfohlen. Ein universelles Laborverfahren für die quantitative Bestimmung der Quellung von Böden gibt es aber bisher nicht, es gibt auch keine DIN- Norm dafür.

Im folgenden werden die Basismethoden der Quellversuche beschrieben.

a) Quellhebungsversuche bei freier Quellung

Im Quellhebungsversuch wird eine vorgegebene Druckspannung konstant gehalten und die infolge des Wasserzutritts auftretende Hebung Δh bis zum Abklingen in regelmäßigen Zeitabständen gemessen. Die Druckspannung ergibt sich als Quotient aus der aufgebracht axialen Kraft und der Prüfkörperquerschnittsfläche.

Als freie Quellung wird das Verhältnis der Veränderung der Probenhöhe Δh zur Ausgangshöhe h_0 in einem Ödometerversuch definiert, bei dem die Auflastspannung konstant und gering ist.

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} \cdot 100 \quad [\%]$$

Die Quellung wird in Abhängigkeit von der Versuchszeit graphisch dargestellt. Die Abbildung 2-1 zeigt eine Standardentwicklung der Quellung über die Zeit während eines Ödometerversuchs.

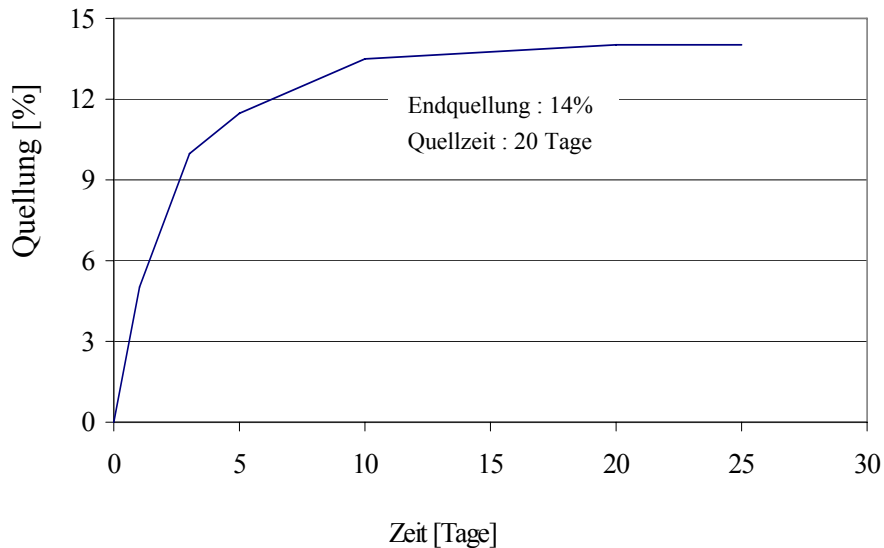


Abbildung 2-1 : Ergebnis eines Quellhebungsversuches bei freier Quellung
[HILTMANN und STRIBRNY, 1998]

b) Quelldruckversuche

- Versuch nach HENKE/KAISER

Beim Quelldruckversuch nach HENKE/KAISER (1975) läßt man die Bodenprobe unter einer kleinen normalen Spannung bis zur Stabilisierung der vertikalen Verformung quellen. Der erste Teil des Versuchs entspricht dem Quellhebungsversuch. Anschließend, d.h. nach dem Abklingen der Quellhebung, wird die Probe stufenweise belastet, bis die durch die Quellung verursachte Verformung wieder vollständig rückgängig gemacht ist. „Stufenweise“ bedeutet, dass die Axialspannung nach jedem Belastungssinkrement solange konstant gehalten wird, bis sich die Axialverformung nicht mehr ändert (ANAGNOSTOU, 1992).

Diejenige axiale Spannung σ_q , die erforderlich, um die Ausgangshöhe der Bodenprobe wiederherzustellen, wird als Quelldruck definiert (Abbildung 2-2).

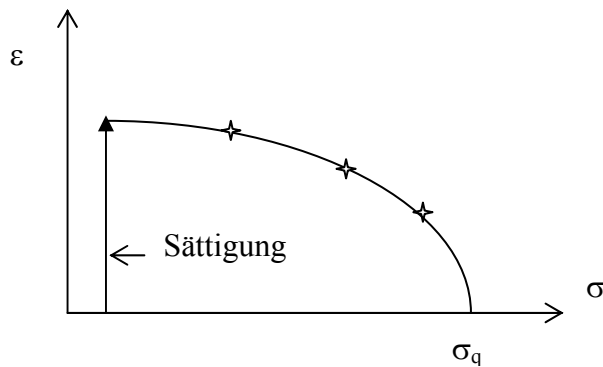


Abbildung 2-2 : Verlauf eines Quelldruckversuches nach HENKE/KAISER

- Versuch nach CHEN

CHEN (1970) hat eine Verbesserung der Methode von Kaiser/Henke vorgeschlagen, um die Spannungen zu berücksichtigen, die auf die Bodenprobe vor der Entnahme wirksam waren. Sie besteht darin, auf die Probe vor Sättigung eine Normalspannung aufzubringen, die der Spannung vor Ort ($\sigma = \gamma \cdot z$) entspricht. Erst wird die Probe mit Wasser gesättigt und die maximale Quellung abgewartet. Anschließend wird die Probenbelastung stufenweise aufgebracht (Abbildung 2-3). Diejenige Spannung σ_q , bei der die Probenhöhe vor Beginn der Quellung wieder erreicht wird, gibt den Quelldruck an.

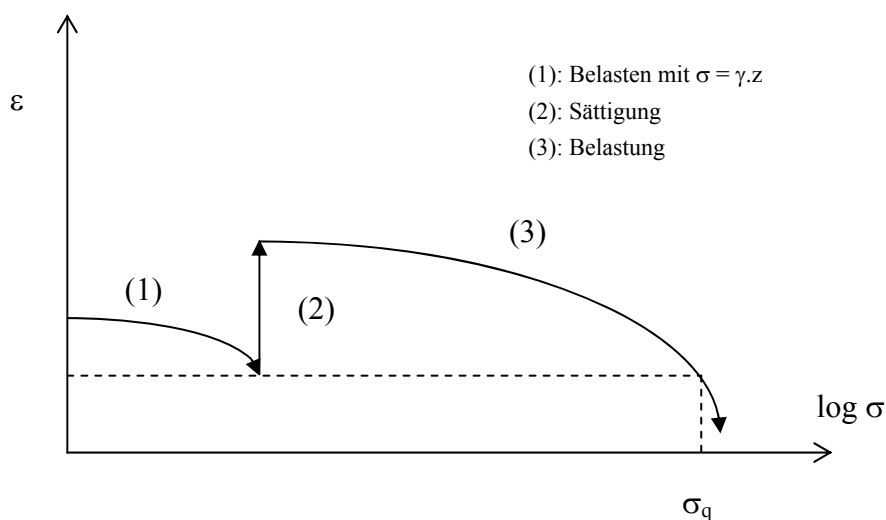


Abbildung 2-3 : Verlauf eines Quelldruckversuches nach CHEN

- Quellhebung in Abhängigkeit von der Auflastspannung

Die Bestimmung des Quelldruckes unter definierter Behinderung der Quellung besteht darin, vier oder fünf Quellhebungsversuche (vgl. Abbildung 2-1) mit gleichartigen Bodenproben, jedoch unter verschiedenen Auflastspannungen durchzuführen. Die resultierenden Volumenänderungen werden gegen die entsprechenden Spannungen aufgetragen. Der Schnittpunkt der die Versuchspunkte verbindenden Kurve mit der Abszisse ergibt einen Wert, der dem maximal möglichen Quelldruck bei vollständig behinderter Dehnung gleich gesetzt wird.

Diese Methode erfordert besondere Vorsichtsmaßnahmen, um die Homogenität der Bodenproben zu gewährleisten (Abbildung 2-4).

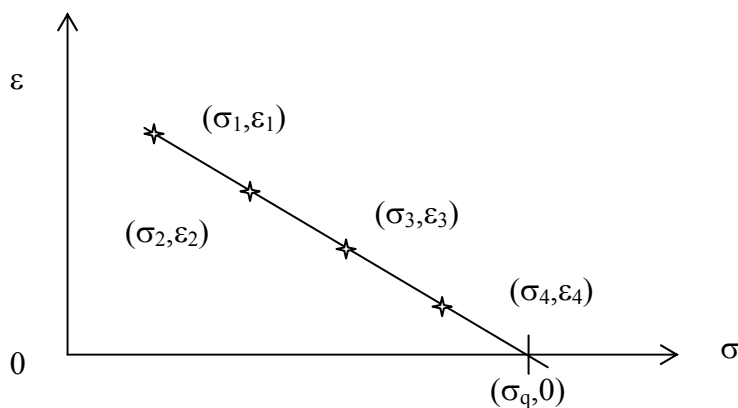


Abbildung 2-4 : Prinzip der Quelldruckbestimmung aus der Variation der Ausgangsspannung

- Direkte Messung des Quelldruckes

Bei der direkten Methode zur Messung des Quelldruckes wird die Bodenprobe gesättigt während die vertikale Verformung durch eine mechanische Zusatzeinrichtung blockiert ist. Die zur Konstanthaltung der Probenhöhe erforderliche Kraft wird direkt mit einer Kraftmeßdose gemessen (Abbildung 2-5).

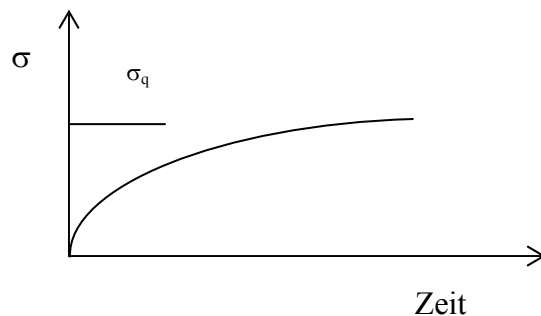


Abbildung 2-5 : Prinzip eines direkten Quelldruckversuches

- Quelldruckversuch nach HUDER/AMBERG

Bei dem Quelldruckversuch nach HUDER und AMBERG (1970) wird die Probe zunächst wie bei Druck-Setzungs-Versuch bis zu einer vorgegebenen Maximalspannung stufenweise belastet (Kurve 1, Abbildung 2-6). Nach dem vollständigen Abklingen der Belastungsverformungen wird die Probe entlastet (Kurve 2) und wiederbelastet (Kurve 3). Die Entlastungs- und die Wiederbelastungskurven sind nicht identisch mit der Erstbelastungskurve. Nach dem vollständigen Abklingen der Belastungsverformungen wird unter Beibehaltung der Spannung σ_B Wasser in die Probe eingegeben, wodurch die Quellung ausgelöst wird.

Das Abklingen der eintretenden Hebung wird abgewartet und es wird danach in verschiedenen Stufen weiter entlastet (Kurven CD, EF, und GH). Die bei jeder Entlastungsstufe erneut einsetzende Hebung der Probe wird jeweils bis zum Abklingen gemessen.

Die Vorbelastung (Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungskurve) und die Quelldehnung (Entlastungskurve) werden in einem Spannungs- Dehnungs- Diagramm dargestellt (Abbildung 2-6).

Werden die Entlastungskurve und Wiederbelastungskurve extrapoliert und zum Schnitt gebracht, erhält man im Schnittpunkt A den Wert für die Druckspannung, die erforderlich ist, um eine Quellung auszuschließen.

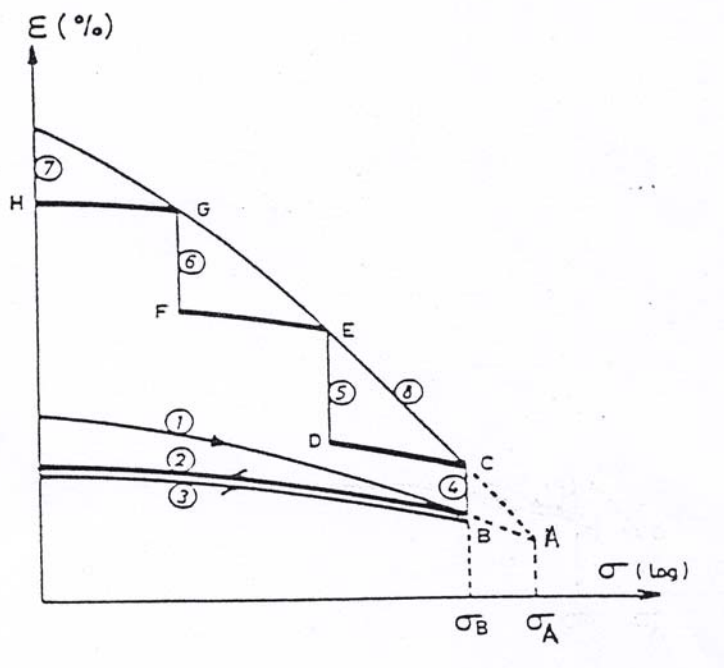


Abbildung 2-6 : Verlauf eines Quellversuches nach HUDER & AMBERG
[KHADDAJ, 1992]

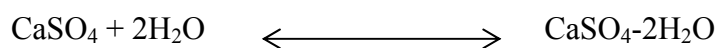
2.2 Quellmechanismen

Eine einfache Erklärung des Quellvorgangs ist wegen der großen Vielfalt an Mechanismen, die im System Wasser- Boden stattfinden, schwierig. In vielen Forschungsarbeiten wird die Anhydritquellung von der Tonquellung unterschieden.

In der hier vorliegenden Arbeit beschäftigt sich der Autor mit der Quellung von tonhaltigen Böden und deren Einfluss auf die Standsicherheit und Gebrauchtauglichkeit von Bauwerken.

2.2.1 Anhydritquellung

Bei der Anhydritquellung handelt es sich um einen chemischen Prozeß, bei dem der Anhydrit sich durch Aufnahme von zwei Wassermolekülen nach folgender Formel in Gips umwandelt:



$$\text{Volumen } 46 \text{ cm}^3 + 36 \text{ cm}^3 \longrightarrow 74 \text{ cm}^3$$

Diese chemische Umwandlung wird von einer Volumenänderung begleitet. Die 46 cm^3 Anhydrit und 36 cm^3 Wasser gehen in 74 cm^3 Gips über. Wenn das Wasser dem System von außen zugeführt wird, erfolgt eine starke Quellung:

$$\varepsilon = \frac{\Delta V}{V} \cdot 100 = \frac{74 - 46}{46} \cdot 100 = 61\%$$

FECKER und REIK (1987) sowie MÜLLER-VONMOOS und MADSEN (1988) bestätigen, daß bei der Umwandlung das Anhydritvolumen um 60% zunehmen kann und Quelldrücke bis etwa 4 N/mm^2 auftreten können. MADSEN (1976) spricht von „chemischer Quellung“, die in der Literatur gewöhnlich auch „Schwellung“ genannt wird.

2.2.2 Tonquellung

Gemäß den Literaturangaben (LACKNER 1991, PIMENTEL 1996, ISRM 1994 u.a.) unterscheidet man zwei Arten der Quellung tonhaltiger Böden:

a) Innerkristalline Quellung

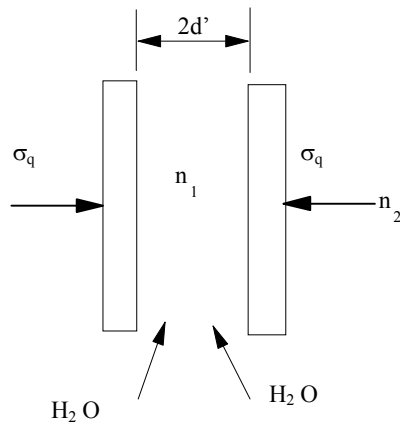
Bei einigen Tonmineralen erfolgt die Quellung durch die Hydratation der austauschbaren Kationen, wodurch sich die Zwischenschichten durch Wassereinlagerung aufweiten. Aufgrund der Hydratationsenergie der Kationen dringt Wasser in die Zwischenschicht ein. Die Wassermoleküle orientieren sich mit ihren negativen Polen zum Kation und schwächen die elektrostatische Wechselwirkung zwischen den Tonmineraloberflächen und den Zwischenschichtkationen.

Tonminerale wie Montmorillonit, in denen dieser Mechanismus stattfindet, werden als „innerkristallin quellfähige Tonminerale“ oder einfach als „quellfähige Tonminerale“ bezeichnet (MÜLLER-VONMOOS und MADSEN, 1988). Die innerkristalline Quellung der Tonminerale ist schon bei geringem Wasserangebot nahezu völlig abgeschlossen und hat in den Bodentiefen, die vom Bauwerk beansprucht werden bereits stattgefunden, so daß der Bauingenieur normalerweise nicht mehr damit zu tun hat.

b) Osmotische Quellung

Die osmotische Quellung entsteht durch eine höhere Kationenkonzentration in der diffusen Doppelschicht zwischen den Tonmineraloberflächen als in der Porenlösung (Abbildung 2-7 und Abbildung 2-8). Sie findet statt, weil ein Konzentrationsausgleich nur durch die Aufnahme von Wasser in den Raum zwischen den Tonmineralteilchen möglich ist. Durch das

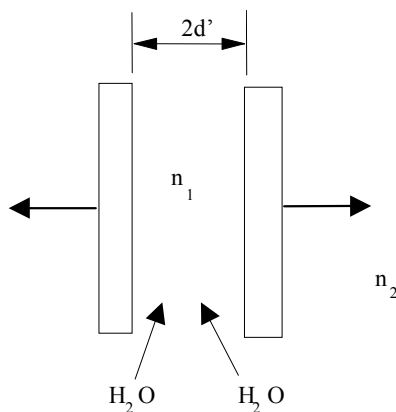
Streben nach Konzentrationsausgleich können große Mengen von Wasser eingelagert werden, was eine starke Volumenzunahme zur Folge hat.



n_1 : Ionenkonzentration
zwischen den Teilchen

n_2 : Ionenkonzentration
des Porenwassers

Abbildung 2-7 : Behinderung der osmotischen Quellung (MADSEN, 1976)



n_1 : Ionenkonzentration
zwischen den Teilchen

n_2 : Ionenkonzentration
des Porenwassers

Abbildung 2-8 : Freie osmotische Quellung (MADSEN, 1976)

In Abbildung 2-7 werden die Tonteilchen durch einen Gegenruck σ_q an Ort und Stelle gehalten, so daß die Quellung dadurch verhindert wird. Auf Abbildung 2-8 dagegen können sich die Tonteilchen ohne Gegenruck wegbewegen, so daß unbehindert eine freie Quellung stattfindet.

Die osmotische Quellung tritt auf, wenn tonhaltige Böden durch bauliche Eingriffe (z.B. Fundamentaushub, Bodenaushub für den Keller, Probeentnahme u.a.) entlastet werden und Wasser aufnehmen können. Durch die Spannungsabnahme können Wassermoleküle in die Struktur der Tonminerale eindringen und es kommt zu Quellvorgängen.

Die osmotische Quellung ist ein reversibler Vorgang, welche bei Bodenbefeuchtung eintritt und bei Austrocknung zu einer Schrumpfung des Bodens führt.

Wie bei KIRSCHKE (1992) nachzulesen ist, besteht der wesentliche Unterschied zwischen Ton- und Anhydrit- Quellen auch in der Dauer des Quellvorganges. Beim Ton sind es Tage oder Wochen, beim Anhydrit dauert der Quellvorgang aber Jahre oder Jahrzehnte. Ein weiterer Unterschied liegt in der Höhe des Quelldruckes. Dieser ist bei Anhydrit im Regelfall erheblich größer als bei Ton.

Im Fall von tonhaltigem Anhydrit sind die Quellungen höher als bei reinem Anhydrit. Es ist in diesem Fall aber kaum festzustellen, welcher Anteil der Quellungen chemisch bzw. osmotisch ist (MADSEN und NÜESCH, 1990).

2.3 Einflußfaktoren der Quellung

2.3.1 Allgemeines

Die Quellung des Bodens hängt von mehreren mikroskopischen und makroskopischen Faktoren ab, insbesondere von

- der mineralischen Zusammensetzung des Bodens
- der physiko-chemischen Zusammensetzung des Bodens
- der Kationenaustauschkapazität und der spezifischen Oberfläche der Minerale
- der Art und der internen Struktur des Bodens
- der Auflastspannung

In der Realität werden diese vorgenannten Faktoren selten einzeln analysiert. Es ist aus diesem Grund oft schwierig, eine präzise und quantifizierte Trennung der einzelnen Faktoren vorzunehmen.

2.3.2 Die mineralische Zusammensetzung des Bodens

Die Quellung des Bodens hängt merklich vom Prozentsatz der im Boden befindlichen aktiven Mineralien ab. Die Quellfähigkeit steigt, beginnend mit den Kaoliniten über die Illite zu den Montmorilloniten hin an. In den Böden können diese Mineralientypen vermischt auftreten, wobei der Anteil von jedem dieser Mineralien variiert.

Böden mit quellfähigen Tonmineralen haben ein größeres Quellpotential als solche mit nicht quellfähigen Tonmineralen. Dabei spielt auch die Gesamtmenge der Tonfraktion eine wichtige Rolle. Nach MADSEN (1990) weisen Böden mit weniger als etwa 25% Tongehalt ein relativ kleines Quellpotential auf, Böden mit 25-50% Tongehalt sind als mittel bis stark quellfähig anzusprechen, Böden mit mehr als 50% Tongehalt sind selten und haben ein großes Quellpotential.

Montmorillonit, der besonders quellfähig ist, aber auch Kaolinit und Illit, die nur in einem geringerem Umfang quellen und als nicht quellfähig bezeichnet werden können, werden häufig als Vertreter der Tonminerale genannt (MÜLLER-VONMOOS 1988, KLIESCH 1994).

2.3.3 Die physiko- chemischen Zusammensetzung des Bodens

Die Quellfähigkeit hängt von physiko-chemischen Eigenschaften wie der Wertigkeit der austauschbaren Kationen und von der Salzkonzentration des Porenwassers ab. Nach DECHER et al. (1993) zeichnet sich der Na- Montmorillonit durch eine höhere Quellfähigkeit aus als Ca- Bentonit. Die Elektronenbindung durch Natriumionen (Na^+ - Ionen) ist schwächer als bei Ionen höherer Wertigkeit (z.B. Ca^{2+} - Ionen). Dementsprechend können auch mehr Wasserschichten zwischen den Elementarschichten angelagert werden. Bei Calciumionen ist der Schichtabstand zwischen den Teilchen kleiner als bei Natriumionen.

2.3.4 Kationenaustauschkapazität (KAK) und spezifische Oberfläche

Die Oberfläche der Tonminerale ist überwiegend negativ geladen (Anionen), außer an den Ecken, an denen positive Ladung herrscht (ORPHEN 1951, zitiert von YAZHOU 1998). Diese negative Oberflächenladung wird durch Anlagerung von Kationen, die austauschbar sind, neutralisiert.

Die Kationenaustauschkapazität (KAK) ist die Summe der austauschbaren Kationen, die ein Tonmineral absorbieren kann; sie wird in $\frac{mval}{kg}$ oder $\frac{cmol_c}{kg}$ ausgedrückt. Jedes Kation kann

von einem Ion gleicher Wertigkeit oder von zwei Ionen halber Wertigkeit ersetzt werden (FARGHER, 1979).

Quellfähige Tonminerale tauschen Kationen im Verhältnis zu anderen Tonmineralen besonders leicht aus, da sie eine große spezifische Oberfläche aufgrund der Teilchenkleinheit (Kaolinit < 4 μm , Montmorillonit < 1 μm) besitzen.

Während die quellfähigen Tonminerale eine äußere und eine innere Oberfläche besitzen, weisen die weniger quellfähigen nur eine Äußere auf, welche um ein Mehrfaches kleiner als die Innere ist. Nach FARGHER et al. (1979) liegt die innere Oberfläche von Montmorillonit zwischen 500 und 800 m^2/g , die von Illit zwischen 150 und 200 m^2/g und die von Kaolinit zwischen 15 und 20 m^2/g . Nach MOUROUX (1988) liegt die äußere Oberfläche um 80 m^2/g für Montmorillonit und zwischen 70 und 140 m^2/g für Illit. Die Quellung nimmt direkt proportional mit der spezifischen Oberfläche zu und umgekehrt mit der Wertigkeit der austauschbaren Kationen ab.

Mineral	KAK NELSON (1992)	KAK KLIESCH (1994)
Kaolinit	3 bis 15	3 bis 15
Illit	10 bis 40	20 bis 50
Montmorillonit	80 bis 150	70 bis 130

Tabelle 2-1 : KAK [mmol/z/100g] einiger Tonminerale

2.3.5 Die Art und die interne Struktur des Bodens

Die Art und die interne Struktur des Bodens haben einen wichtigen Einfluß auf sein Quellverhalten. Der Hauptbestandteil der Tonfraktion wird von Tonmineralen gebildet. Diese sind wasserhaltige Alumo-Silikate, die in Blättchenform ausgebildet sind und in Schichtengittern kristallisieren (ENDELL, 1941).

Zwei Mineralgruppen werden dabei -abhängig von der Schichtenanordnung- unterschieden:

Eine erste Gruppe (Abbildung 2-9) mit einer Gitterstruktur von einer einzigen Schicht von Silikaten (z.B. Kaolinit) und eine zweite (Abbildung 2-10) mit einer Gitterstruktur von einer Aluminiumschicht und zwei Schichten von Silikaten (z.B. Montmorillonit).

Die Teilchen bei der ersten Gruppe sind miteinander so eng verbunden, dass die Wassermoleküle nicht in die Verbindungen eindringen können. Die Tonminerale sind dann „inaktiv“. Die Verbindungen bei der zweiten Gruppe sind etwas schwächer. Der Abstand

zwischen den Silikatschichten der Montmorillonitminerale werden nur durch lockere und elastische Bindungen zusammengehalten. Wassermoleküle können in diesen schwachen Verbindungen eindringen, was eine Quellung zur Folge hat. Die Tonminerale sind dann „aktiv“.

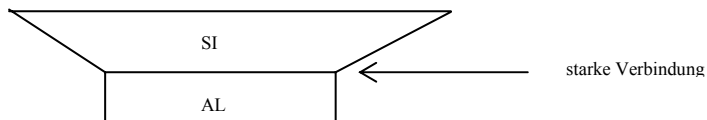


Abbildung 2-9 : Partikel des Kaolinitis

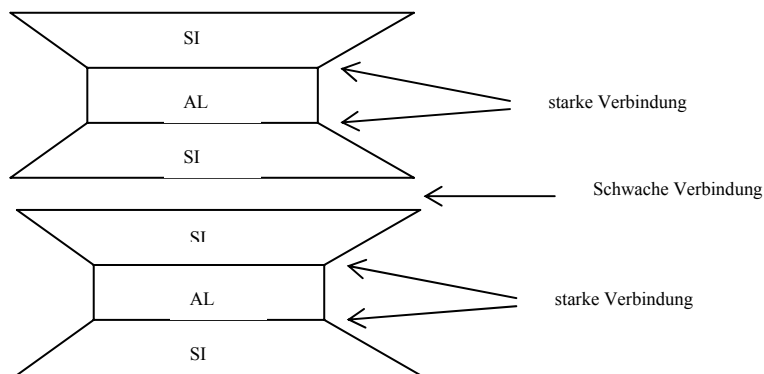


Abbildung 2-10 : Partikel des Montmorillonits

Für eine nähere Betrachtung des Aufbaus der Tonminerale sei hier auf die entsprechenden Fachbücher verwiesen (z.B. BRINDLEY & BROWN 1984, BAILEY 1988, JASMUND und LAGALY 1993).

2.3.6 Auflastspannung

Die Quellung einer Bodenprobe geht zurück, wenn die einwirkende Auflastspannung steigt. Für eine Spannung, die höher als der Quelldruck ist, hat der Boden eine Tendenz zur Setzung (MOURoux, 1969)

2.4 Eigene Versuche

Die maßgebenden bodenmechanischen Parameter der Quellung sind die Auflastspannung und die Wassergehaltsänderung des Bodens. Alle anderen bodenmechanischen Eigenschaften, deren Veränderung auch eine Änderung der Spannung und/oder des Wassergehaltes im Boden bewirken, haben automatisch Einfluß auf die Quellung des Bodens. Im Allgemeinen kann gesagt werden, daß eine Erhöhung der Spannung die Senkung des Quellpotentials zur Folge hat, während eine Erhöhung des Wassergehaltes im Boden die Erhöhung der Quellung zur Folge hat.

Im folgenden sollen die Auswirkungen einiger Parametern auf die Quellung des Bodens anhand der Auswertung von eigenen Versuchsergebnissen und von Versuchsergebnissen verschiedener anderer Wissenschaftler veranschaulicht werden.

2.4.1 Eigene Versuchsböden

a) Herkunft

In dieser Arbeit wurden drei Bodenproben mit unterschiedlicher Herkunft untersucht.

Das erste untersuchte Material stammt aus Ere im Südwesten des Tschad, wo eine Straße für die Verbindung der Städte Guélangeng, Bongor und Ere gebaut wurde. Der Tschad ist ein von Lybien im Norden, Kamerun im Süd- Westen, von der Zentralafrikanischen Republik im Süden und vom Sudan im Osten umschlossenes Land im Nordwesten Afrikas. Die Probe kommt aus einer Tiefe von etwa ein bis zwei Meter. Sie wurde während der Trockenzeit am 10.06.1999 entnommen, in eine Plastiktüte verpackt und als gestörte Probe am 22.06.1999 angeliefert. Bei der Anlieferung erschien die Probe optisch körnig und sandig. Bei Wasserzugabe zerfielen die körnigen Bestandteile. Die ermittelte Kornverteilung (Sieb- und Schlämmanalyse nach DIN 18123) ergab einen schwach sandigen, schluffigen Ton.

Das zweite Material stammt aus Eritrea und wurde genauso wie das oben beschriebene Material aus dem Tschad in einer Plastiktüte verpackt als gestörte Probe geliefert. Sie stammt aus der Region von Massawa in Eritrea. Die Kornverteilung durch kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse ergab einen schwach sandigen, tonigen Schluff.

Die dritte Probe (GK1 nach DIN 4021) stammt aus Battice aus einer Tiefe von 4 Metern.

Hierbei handelt es sich um Mergel, ein mit Ton und Kalk gemischtes Sediment mit veränderlichen Inhalten aus tonigen Mineralen (Smektite, Illite). Battice ist eine Gemeinde in

der Region von Lüttich in Ostbelgien. Die Kornverteilung durch kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse ergab einen sandigen, tonigen Schluff.

b) Bodenmechanische Parameter der Versuchsböden

Von den Böden wurden die zur bodenmechanischen Beschreibung und Klassifizierung notwendigen Parameter unter Verwendung der einschlägigen DIN- Normen ermittelt, die in der nachstehenden Tabelle 2-2 zusammengestellt sind.

Parameter	Boden		
	(1)	(2)	(3)
Tonanteil [%]	48	34	24
Schluffanteil [%]	20	58	52
Sandanteil [%]	32	8	24
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2,69	2,72	2,65
Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	-	-	1,17
Proctordichte ρ_{pr} [g/cm ³]	1,616	1,442	1,391
Optimaler Wassergehalt w_{pr} [%]	23,4	31,3	30,7
Natürl. Wassergehalt w [%]	9,5	-	47,5
Fließgrenze w_L [%]	60,0	70,7	62,5
Ausrollgrenze w_p [%]	16,8	31,8	25,4
Plastizitätszahl I_p [%]	43,2	38,9	37,1
Konsistenzzahl I_c [-]	1,17	-	0,40
Schrumpfgrenze w_{sc} [%]	6,0	21	8,0
Schrumpfmaß S [%]	55,3	54,7	41,4
Aktivitätszahl I_A [-]	0,88	1,18	1,54
Durchlässigkeit k_F [m/s]	$6,0 \cdot 10^{-10}$	$4,2 \cdot 10^{-9}$	$9,7 \cdot 10^{-9}$

(1) : Bodenprobe aus Eré/Tschad

(2) : Bodenprobe aus Eritrea

(3) : Bodenprobe aus Battice/Belgien

Tabelle 2-2 : Bodenmechanische Eigenschaften der untersuchten Böden

c) Mineralogische und chemische Untersuchungen am Tschad- Boden

Die mineralogischen und chemischen Untersuchungen für den Tschadboden wurden im Laboratorium des Instituts für Bodenkunde der Universität Bonn durchgeführt. Die erzielten Ergebnisse sind nachfolgend zusammengefaßt:

Der pH- Wert des Bodens wurde an luftgetrocknetem Probenmaterial, das in destilliertem Wasser ($\text{pH}(\text{H}_2\text{O})$) bzw. in CaCl_2 -Lösung ($\text{pH}(\text{CaCl}_2)$) aufgeschlämmt wurde, ermittelt. Die erzielten Ergebnisse für den untersuchten Tschadboden sind:

$\text{pH}(\text{CaCl}_2)$: 5.90; $\text{pH}(\text{H}_2\text{O})$: 6.90 (saurer Milieu)

Die negative Oberflächenladung steigt mit dem pH-Wert. Daher steigt auch die Kationenaustauschkapazität und folglich auch die Quellung. Die maximale Kationenaustauschkapazität (KAK) wird im basischen Milieu erreicht, die maximale Anionenaustauschkapazität dagegen im sauren Milieu.

Der pH- Wert des untersuchten Tschadbodens liegt im sauren Milieu. Dies bedeutet, daß keine besonders große Quellung für den Boden zu erwarten ist.

Die Bestimmung der austauschbaren Kationen erfolgte durch Extraktion mit NH_4Cl nach TRÜBY und ALDINGER (1988). Dabei werden die austauschbaren Kationen durch Schütteln des Probematerials in einer NH_4Cl - Lösung gegen NH_4 - Ionen ausgetauscht.

In folgender Tabelle 2-3 sind jeweils die Angaben der zwei Parallelmessungen angegeben:

	Erste Messung	Zweite Messung
	$\text{KAK} \left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}} \right)$	$\text{KAK} \left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}} \right)$
Ca	178	181
Mg	32,9	33,6
K	1,8	1,8
Na	1,6	1,6
Mn	2,6	3,1
Al	1,2	1,4

Tabelle 2-3 : Kationenaustauschkapazität (KAK), Tschadboden

Die effektive KAK berechnet sich aus der Summe aller gemessenen Kationen bezogen auf die Trockeneinwaage des Bodens und wird in Centimol Charge pro kg $\left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}}\right)$ angegeben; Charge bedeutet dabei, daß durch die Wertigkeit der Ionen geteilt wird. Die effektive Kationenaustauschkapazität beträgt beim Tschadboden $220,3 \left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}}\right)$

Differenziert man nach der Wertigkeit der Kationen, ergibt sich folgende Auflistung der Kationenaustauschkapazität:

$3,4 \left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}}\right)$ d.h. 1,54% einwertige Kationen (Na^+ und K^+),

$215,6 \left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}}\right)$ d.h. 97,87% zweiwertige Kationen (Ca^{2+} , Mg^{2+} , Mn^{2+}) und

$1,3 \left(\frac{\text{cmol}_c}{\text{kg}}\right)$ d.h. 0,59% dreiwertige Kationen (Al^{3+}).

Ca^{2+} -Ionen sind mit 81,48% am stärksten vertreten. Eine noch größere Quellung wäre zu erwarten, wenn die Summe der einwertigen Kationen größer als die der mehrwertigen Kationen wäre.

Die röntgendiffraktometrische Aufnahme des Gesamtbodens ließ charakteristische Spitzen für Smektit, Kaolinit, Quarz und Feldspate erkennen. Eine quantitative Auswertung der übrigen Tonminerale war aufgrund der Dominanz von Quarz nicht möglich. Die entsprechende Aufnahme der Tonfraktion ergab, daß diese zu 75 % aus Kaolinit und zu 25 % aus Smektit besteht. Smektit bildet den quellfähigen Anteil der Tonfraktion.

Die Identifizierung und Charakterisierung von Tonmineralen sind u.a. von BRINDLEY & BROWN (1984), BAILEY 1988 und JASMUND & LAGALY (1993) beschrieben worden.

Aufgrund der Tatsache, daß der Kaolinit, der nicht quellfähig ist, überwiegt, dürfte der untersuchte Tschadboden nur zur Entwicklung relativ mäßiger Quellung neigen.

Zum Vergleich werden im folgenden Proben von MÜLLER/DIEL (1991) (Burundi) und von CHEN (1975) (amerikanischer Wissenschaftler) dargestellt.

2.4.2 Versuchsboden von Müller

In der Arbeit von MÜLLER/DIEL (1991) werden Bodenproben aus Bujumbura/Burundi aus Gebieten entlang des Tanganyika- Sees untersucht. Dort liegen Böden mit einem hohem Gehalt an Montmorillonit in geringen Tiefen. Hohe saisonale Schwankungen des natürlichen Wassergehaltes sind üblich. Bauschäden infolge von Quellung wurden festgestellt.

Der untersuchte Boden besaß u.a. folgende bodenmechanischen Eigenschaften:

Tonanteil (< 0,002mm) [%]	42,0	Plastizitätszahl [%]	32,9
Schluffanteil [%]	18,0	Trockendichte [g/cm ³]	1,64
Sandanteil (< 1,0mm) [%]	40	Fließgrenze [%]	57,7
Natürlicher Wassergehalt [%]	18,2	Aktivitätszahl I _A	0,78
		Wassergehalt vor den Quellversuchen [%]	8,4

Die mineralogische Untersuchung des Bodens ergab:

Montmorillonit [%]	33,3
Illite [%]	3,0
Nicht quellfähiger Bestandteil [%]	63,7

2.4.3 Versuchsboden von Chen

CHEN (1975) hat einen Tonboden aus Denver (USA) untersucht. Der Boden besaß folgenden bodenmechanischen Eigenschaften:

Tonanteil [%]	37,0	Plastizitätszahl [%]	24,4
Schluffanteil [%]	63,0	Liquiditätszahl [%]	44,4
Sandanteil [%]	0	Schrumpfgrenze [%]	14,5
		Aktivitätszahl I _A []	0,66
		Optimaler Wassergehalt [%]	19,5
		Proctordichte [g/cm ²]	1,74

Die mineralogische Untersuchung des Bodens ergab:

Montmorillonit	25,0 %	Quarz	25,0 %
Calcit	5,0 %	Feldspat	10 bis 25,0%
Kaolinit	5,0 %		

2.4.4 Vergleich der Böden

Da nicht alle Eigenschaften der fünf Böden bekannt sind, werden zuerst die drei Böden (Tschadboden, Denverboden und Burundiboden) bezüglich ihrer mineralogischen Zusammensetzung verglichen. Die quellfähige Bestandteile variieren zwischen 33% bei dem Boden aus Burundi und je 25% bei den übrigen beiden Böden aus dem Tschad bzw. Denver. Der Boden mit mehr quellfähigen Bestandteilen sollte quellfähiger als die anderen Böden sein.

Werden die Tonanteile (Korndurchmesser $\leq 2 \mu$) betrachtet, erhält man folgendes Ergebnis:

Bodenart	Tongehalt [%]
Tschadboden	48
Eritreaboden	34
Boden aus Battice	24
Burundiboden	42
Denverboden	37

Dementsprechend könnte man daraus schließen, daß die Bodenprobe aus Battice (24%) das geringste Quellpotential aufweist (MADSEN, 1990). Wie man aber später sehen wird, ist dem nicht so.

Entsprechend den Atterberg- Grenzen sind die fünf Böden als ausgeprägt plastische Tone TA zu klassifizieren. Je plastischer der Ton, desto größer ist sein Quellpotential.

Eine weitere Klassifizierung von Tonen kann mit der Aktivitätszahl I_A nach Skempton erfolgen.

Die von SKEMPTON (1953) sowie SMOLTCZYK (1980) definierten Aktivitätsbereiche sind in Tabelle 2-4 wiedergegeben.

$I_A < 0,75$	inaktive Tone
$0,75 \leq I_A \leq 1,25$	normale Tone
$I_A \geq 1,25$	aktive Tone

Tabelle 2-4 : Aktivitätsbereiche nach SKEMPTON, 1953

Der Boden aus Denver besitzt danach eine kleinere (inaktive Tone), die Böden aus Tschad, Eritrea und Burundi besitzen eine mittlere (normale Tone), und der Boden aus Battice eine höhere Aktivität (aktive Tone). Dies steht im Gegensatz zu den Ergebnissen der Kornverteilungsanalyse, nach der der Boden aus Battice mit einen geringeren Anteil an Ton einzuschätzen ist.

2.4.5 Einfluß des Ausgangswassergehaltes

Die Quellung des Bodens wird vom Anfangswassergehalt stark beeinflusst. Die Abbildung 2-11 faßt die Untersuchungsergebnisse aus eigenen Quellhebungsversuchen bei freier Quellung zusammen.

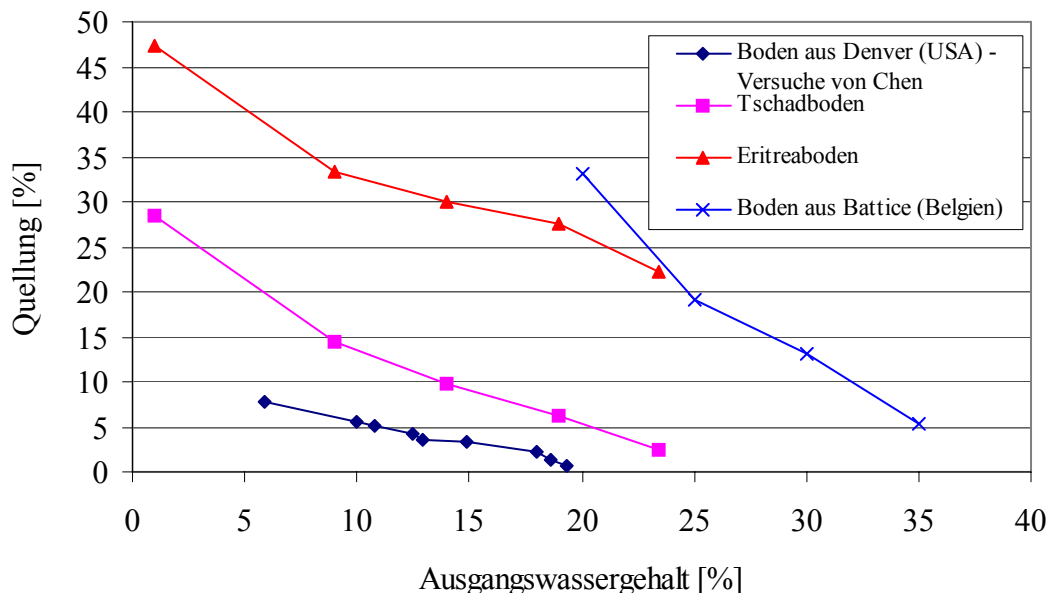


Abbildung 2-11 : Abhängigkeit der End- Quellung vom Ausgangswassergehalt

Größere Werte der Quellung ergeben sich dem nach mit abnehmendem Ausgangswassergehalt. Die Endquellung des Tschadbodens sinkt von 28,4 % auf 2,4 %, wenn der Ausgangswassergehalt von 1 % auf 23,4 % steigt. Die Quellung des Eritreabodens sinkt von 47,4 % auf 22,3 %, wenn der Ausgangswassergehalt von 1 % auf 23,4 % steigt. Die Quellung des Bodens aus Battice sinkt von 33,1 % auf 5,4 %, wenn der Anfangswassergehalt von 20 % auf 35 % steigt. Je größer der Ausgangswassergehalt ist, desto kleiner wird die Endquellung.

Ein Einfluß des Ausgangswassergehaltes läßt sich auch bei der Quellzeit feststellen. Die Untersuchungsergebnisse für den Tschadboden (Abbildung 2-12) zeigen, daß eine Erhöhung des Ausgangswasser-gehaltes eine Verkürzung der Zeit bis zum Erreichen der Endquellung zur Folge hat. Beim Tschadboden dauert bei einem Ausgangswassergehalt von 9 % der Versuch etwa 534 Stunden bis zur Endquellung, bei einem Ausgangswassergehalt von 14 % etwa 214 Stunden und bei einem Ausgangswassergehalt von 23,4 % etwa 149 Stunden.

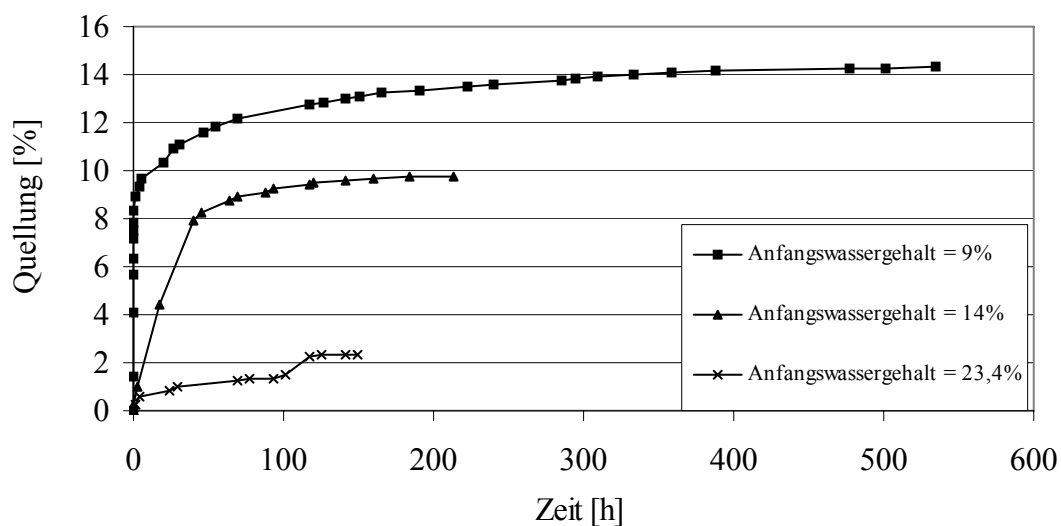


Abbildung 2-12 : Einfluß des Ausgangswassergehaltes auf die Quellzeit (Tschadboden)

2.4.6 Einfluß der Ausgangsdichte

Wenn ein Boden verdichtet wird, werden die Zahl der Poren, die in der Bodenmasse enthalten sind und die Größe der einzelnen Poren verringert. Diese Änderungen im Porenvolumen haben einen offensichtlichen Einfluß auf die Bewegung des Wassers durch den Boden: die Durchlässigkeit wird kleiner, die Versickerung von Wasser wird langsamer bzw. die Infiltrationsgeschwindigkeit wird kleiner und die Wasserspeicherkapazität wird verbessert. Dies hat zur Folge, daß bei höheren Ausgangsdichten höhere Quellungen entstehen, was auch die Versuchsergebnisse in der Abbildungen (2-13), (2-14) und (2-15) bestätigen.

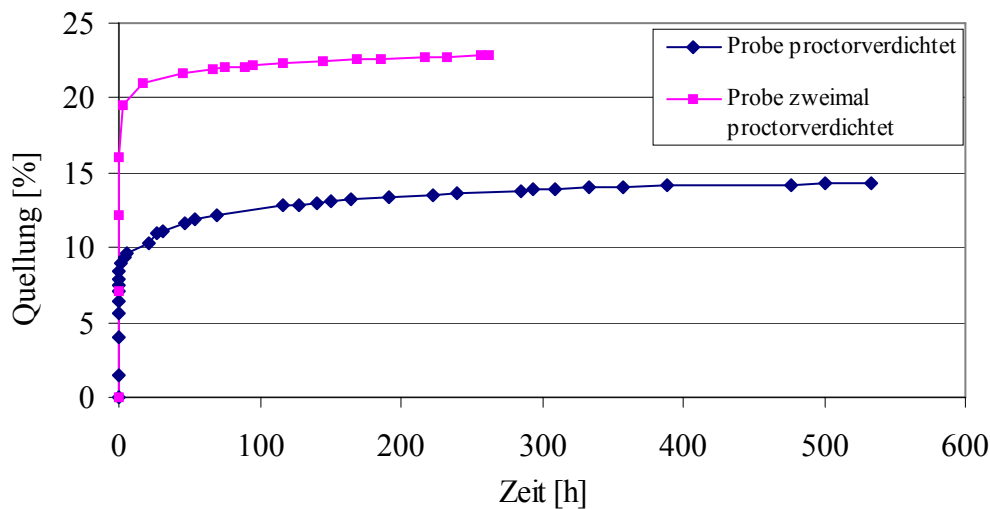


Abbildung 2-13 : Zeitlicher Verlauf der Quellung (Tschadboden)
Ausgangswassergehalt = 9 %

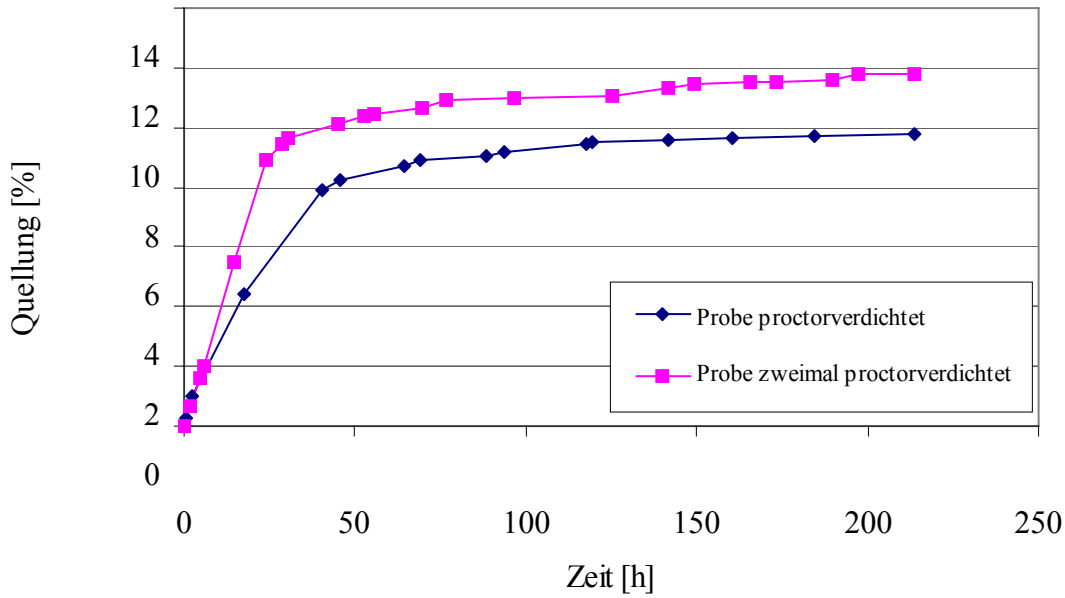


Abbildung 2-14 : Zeitlicher Verlauf der Quellung (Tschadboden)
Ausgangswassergehalt = 14 %

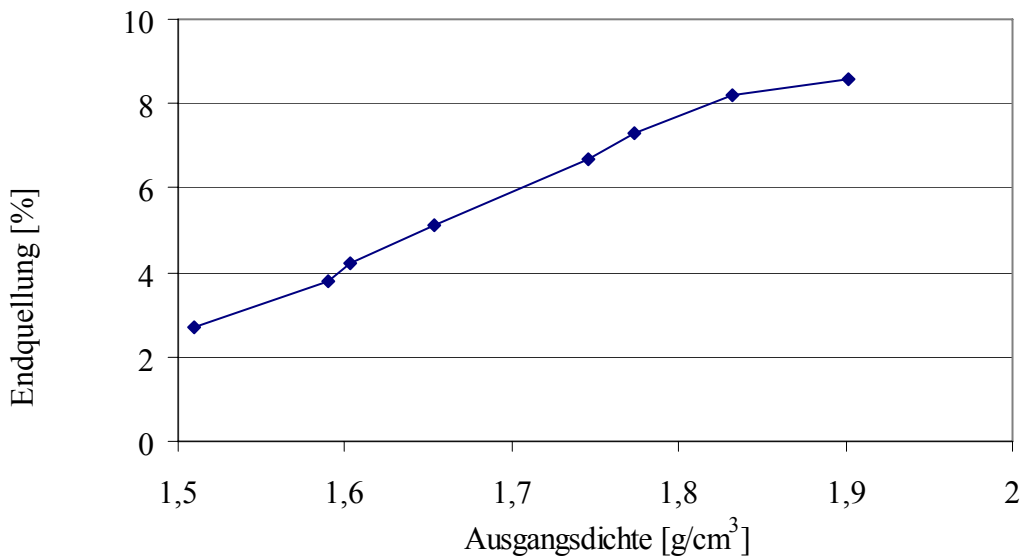


Abbildung 2-15 : Einfluß der Ausgangsdichte auf die Endquellung (Boden aus Denver)
nach CHEN (1975), Ausgangswassergehalt : 12,55 %

Der kombinierte Einfluß der Dichte und des Ausgangswassergehaltes ist in Abbildung 2-16 dargestellt:

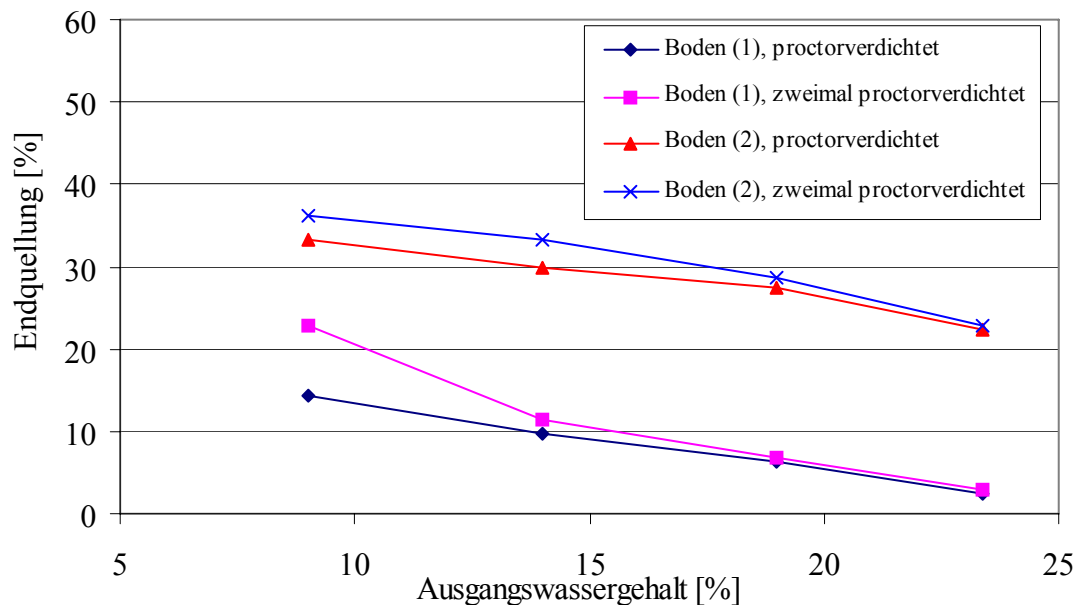


Abbildung 2-16 : Kombiniertes Einfluß der Verdichtung und des Ausgangswassergehaltes auf die Quellung, Tschadboden (1) und Eritreaboden(2)

Aus der Abbildung 2-16 ist festzustellen, daß die größeren Quellungen bei niedrigen Ausgangswassergehalten und größeren Dichten entstehen. Daher stellt sich die Frage, mit welchem Wassergehalt und bis zu welchem Verdichtungsgrad ein Boden verdichtet werden darf, um die Quellung zu minimieren oder gar zu eliminieren und gleichzeitig eine ausreichende Tragfähigkeit des Bodens für ein bestimmtes Bauvorhaben zu erhalten.

Verschiedene Wissenschaftler (NELSON und MILLER 1992, CHEN 1988 u.a) sind sich einig, daß eine niedrige Dichte und ein Wassergehalt oberhalb des optimalen Wassergehaltes (nach dem Standard-Proctorversuch) weniger Quellpotential verursachen als eine hohe Dichte und ein niedriger Wassergehalt. Entsprechend sind solche quellfähigen Böden erdbautechnisch nur auf den „nassen“ Ast der Proctor – Kurve einzubauen.

Die Untersuchungsergebnisse an dem Tschadboden und Eritreaboden zeigen, daß bei einem Ausgangswassergehalt zwischen 19,0 % und 23,4 % die Endquellung kaum noch davon abhängt, ob der Boden einmal oder zweimal proctorverdichtet wurde.

2.4.7 Einfluß einer Auflastspannung

Verschiedene Versuchsergebnisse bestätigen, daß eine Erhöhung der Auflastspannung eine Verringerung der Quellung zur Folge hat. Die Abbildung 2-17 zeigt die Quellung unter verschiedenen Spannungen für unterschiedliche Böden. Bei den Versuchen zur Bestimmung des Quelldruckes aus der Variation der Ausgangsspannung wurden die Proben jeweils mit dem angegebenen Ausgangswassergehalt proctorverdichtet und in das Ödometer eingebaut.

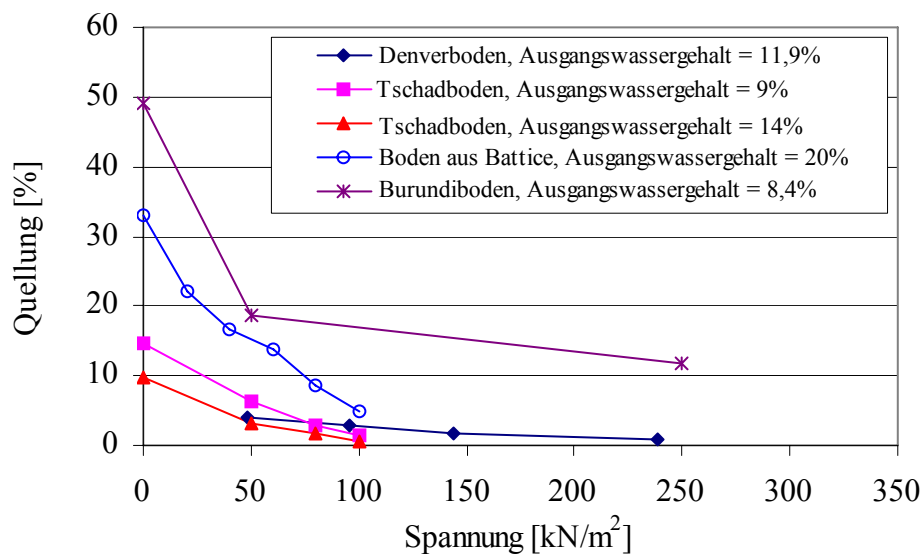


Abbildung 2-17 : Endquellung unter verschiedenen Auflastspannungen

Aus der Abbildung 2-17 können auch die Quelldrücke abgelesen werden, wenn man die verschiedenen Kurven bis zum Schnittpunkt mit der Spannungsachse extrapoliert. Dadurch erhält man eine Spannung, die einer Quellung gleich Null entspricht. Für den Tschadboden liegt der Quelldruck bei etwa 100 kN/m², für den Boden aus Battice bei etwa 130 kN/m².

Was den Einfluß des Ausgangswassergehaltes auf den Quelldruck anbelangt, sind nach der Literatur an dieser Stelle zwei Tendenzen , zu nennen:

Einige Autoren wie z.B. CHEN (1988) sind der Ansicht, daß der Quelldruck nicht vom Ausgangswassergehalt abhängig ist, sondern nur von der mineralischen Zusammensetzung und von der Trockendichte des Bodens. Andere Autoren wie KOMORNIK und DAVID (1969) behaupten dagegen, daß der Quelldruck vom Ausgangswassergehalt des Bodens abhängig ist.

Die Versuchsergebnisse in Abbildung 2-17 bestätigen die erste Ansicht, wonach der Anfangswassergehalt kaum Einfluß auf die Größe des Quelldrucks hat. Bei Untersuchungen mit verschiedenen Wassergehalten (9 % und 14 %) findet man für den Tschadboden ungefähr den gleichen Quelldruck von 100 kN/m².

Genauso wie die Größe der Quellhebung, wird auch die Dauer der Quellung durch eine Belastung erheblich reduziert. Die in den Laborversuchen ermittelten Zusammenhänge werden in der Tabelle 2-5 veranschaulicht.

Spannung [kN/m ²]	Quellzeit [h]
0,065	534
50	285
80	127
100	24

Tabelle 2-5 : Quellzeit unter verschiedenen Auflastspannungen (Tschadboden)
Ausgangswassergehalt von 9 %

2.4.8 Auswirkung der Probendicke auf das Quellpotential

Der Boden aus Battice wurde mit 20 % Wassergehalt aufbereitet und proctorverdichtet. Freie Quellversuche sind mit Proben verschiedener Dicke durchgeführt worden. Abbildung 2-18 illustriert die erzielten Ergebnisse.

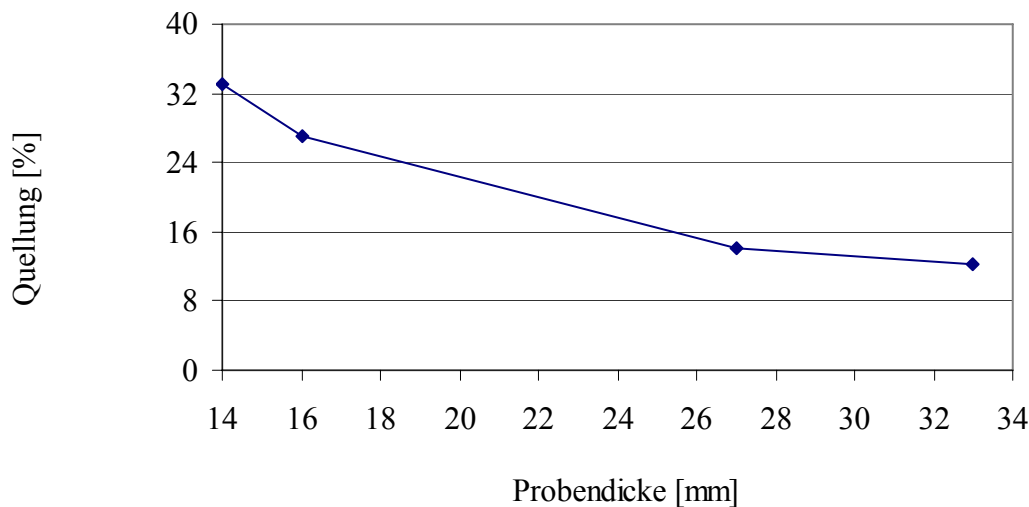


Abbildung 2-18 : Auswirkung der Probendicke auf das Quellpotential

Es ist festzustellen, daß, mit größerer Dicke der Probe das Quellpotential kleiner wird. Für den untersuchten Boden aus Battice sinkt das Quellpotential von 33,07 % für eine Bodenprobe mit 14 mm Dicke auf 12,33 % für eine Bodenprobe mit 33 mm Dicke, wobei die Abnahme des Quellpotentials mit der Probendicke unterlinear verläuft.

2.5 Klassifizierung quellfähiger Böden mittels üblicher bodenmechanischer Parameter

2.5.1 Klassifizierungssysteme

Der Zweck eines Klassifizierungssystems für quellfähigen Böden ist es, das Quellpotential und die damit verbundene mögliche Neigung zur Volumenänderung qualitativ zu kennzeichnen und den Ingenieur schon in der Planungsphase auf die Probleme, die mit diesen Böden verbunden sein können, hinzuweisen. In der Literatur findet man eine Vielzahl von empirischen Konzepten (z.B. BENBOUZIANE 1988, ELARABI 1997, DJEDID et al. 2001), um quellfähige Böden zu klassifizieren. Einige Autoren schlagen eine Klassifizierung vor, die auf nur einem einzigen Parameter des Bodens basiert.

ALTMAYER (1955) und SNETHEN (1980) schlagen Klassifizierungen vor, die das Quellpotential mit der Schrumpfgrenze bzw. mit der Plastizitätszahl verbinden (Tabelle 2-6 und Tabelle 2-7).

Schrumpfgrenze w_{sc} [%]	Quellpotential
<10	stark
10 bis 12	kritisch
>12	schwach

Tabelle 2-6 : Klassifizierung nach
ALTMAYER (1955)

I_p [%]	Quellpotential
>35	sehr hoch
22 bis 48	hoch
22 bis 32	mittel
<18	schwach

Tabelle 2-7 : Klassifizierung nach
SNETHEN (1980)

Andere Autoren verbinden das Quellpotential mit zwei Parametern. Man unterscheidet in dieser Kategorie die durch GEHN vorgeschlagene Klassifizierung, die in der Tabelle 2-8 zu finden ist. Sie basiert auf der Fließgrenze und dem Prozentsatz der Partikel, die kleiner als $74\mu\text{m}$ sind. Für Böden, die zwischen 8% und 65% Ton enthalten, schlagen SEED und al., die in der Tabelle 2-9 angegebene Klassifizierung vor, bei der das Quellpotential von der Plastizitätszahl abhängig gemacht wird.

Anteil der Partikel < $74\mu\text{m}$ [%]	w_L [%]	Quelldruck [Mpa]	Quellpotential
>95	>60	1	sehr hoch
60 - 95	40 - 60	0,25 - 0,5	hoch
30 - 60	30 - 40	0,15 - 0,25	mittel
<30	<30	<0,05	schwach

Tabelle 2-8 : Klassifizierung nach
GEHEN (1988)

I_p [%]	ε_q [%]	Quellpotential
>35	>25	sehr hoch
20 bis 35	5 - 25	hoch
10 bis 20	1,5 - 5	mittel
0 bis 10	0 - 1,5	schwach

Tabelle 2-9 : Klassifizierung nach
SEED et al. (1962)

Andere Autoren denken, daß wenigstens drei Parameter erforderlich sind, um das Quellpotential des Bodens schätzen zu können. Die in der Tabelle 2-10 bzw. Tabelle 2-11 gegebenen Klassifizierungen von HOLTZ und al. bzw. von GROMKO gehören dieser Kategorie an.

I_p [%]	w_{sc} [%]	w_L [%]	Quellpotential
>35		>70	sehr stark
25 - 35	7,0 - 12	50 - 70	stark
15 - 25	10,0 - 15	35 - 50	mittel
<18	>15	20 -25	schwach

Anteil der Partikel < 10 μm [%]	I_p [%]	w_{sc} [%]	Quellpotential
> 28	>35	< 11	sehr stark
20 - 31	24 - 41	7 - 12	stark
13 - 23	15 - 28	10 - 16	mittel
< 15	< 18	>15	schwach

Tabelle 2-10 : Klassifizierung nach HOLTZ et al. (1973)

Tabelle 2-11 : Klassifizierung nach GROMKO (1974)

2.5.2 Anwendung der Klassifizierungssysteme auf die untersuchten Böden

Die Anwendung der Klassifizierungssysteme auf die untersuchten Böden unter Berücksichtigung der bodenmechanischen Versuchsergebnisse in der Tabelle 2-2 ergab die Ergebnisse der Tabelle 2-12.

Autor	ALTMAYER	SNETHEN	SEED et al.	GEHEN	HOLTZ et al.
(1)	stark	sehr hoch	sehr hoch	stark	stark/sehr stark
Boden (2)	schwach	sehr hoch	sehr hoch	sehr stark	stark/sehr stark
(3)	stark	sehr hoch	sehr hoch	sehr stark	Stark/sehr stark

(1) : Bodenprobe aus Eré/Tschad

(2) : Bodenprobe aus Eritrea

(3) : Bodenprobe aus Battice/Belgien

Tabelle 2-12 : Anwendung der Klassifizierungssysteme auf die untersuchten Böden

Außer vielleicht die Klassifizierung von ALTMAYER, die das Quellpotential des Bodens (2) zu unterschätzen scheint, bestätigen alle anderen erwähnten Klassifizierungen, daß die untersuchten Böden stark bis sehr stark quellfähig sind.

Nach ALTMAYER sollte der Boden (2) mit einer größeren Schrumpfgrenze weniger quellfähig sein als der Boden (3). Dieser wiederum sollte weniger quellfähig als Boden (1) sein. Die erzielten Versuchsergebnisse bestätigen diese These nicht, da der Boden (3) sich als quellfähiger erwiesen hat.

Nach der auf der Plastizitätszahl I_p basierten Klassifikation von SNETHEN, sollte der Boden (1) ein höheres Quellpotential als der Boden (2) besitzen, dieser wiederum sollte ein höheres Quellpotential als Boden (3) besitzen. Die Ergebnisse der eigenen Laborversuche stehen im Widerspruch zu dieser These, da wie schon erwähnt der Boden (3) quellfähiger ist.

Nach den meisten wissenschaftlichen Büchern (z.B. SEED et al. 1962, NAYAK und CHRISTENSEN 1971, MADSEN 1990) soll die Quellung in einem direkten Zusammenhang zum Tongehalt im Boden stehen. Eigene Laborergebnisse bestätigten diese Version nicht. Während der Boden (1) einen doppelt so großen Tongehalt (48%) wie der Boden (3) aufweist (24%), zeigt Boden (3) eine sehr hohe Quellung gegenüber Boden (1). Die Tonmenge (34%) des Bodens (2) ist kleiner als die des Bodens (1). Aus den Ergebnissen der Quellversuche ist zu erkennen, daß das Quellpotential des Bodens (2) wesentlich größer ist als das des Bodens (1). Bei einer freien Quellung (unter der axialen Spannung von $0,065 \text{ kN/m}^2$) und einem Ausgangswassergehalt von 1% beträgt die Quellung des Bodens (2) 47,36% wohingegen der Boden (1) nur um 28,38% quillt.

Aus den vorhergehenden Feststellungen kann man folgern, daß die auf nur einem Parameter basierende Klassifizierung der Quellung des Bodens irreführend sein kann. Es ist daher zu empfehlen, Klassifizierungen und Berechnungen zu benutzen, die auf mehrere Parametern basieren.

2.6 Mathematische Beschreibung des Quellpotentials

2.6.1 Empirische Formulierung

Mit dem Ziel, die Quellparameter des Bodens aus den Kennzahlen einfacher Versuche zu schätzen, haben zahlreiche Wissenschaftler Korrelationsbeziehungen zwischen der freien Quellung oder dem Quelldruck und geotechnischen Parametern aufgestellt. Diese Parameter,

die die Quellung von Böden beeinflussen, sind u.a. Korngrößenverteilung, Wassergehalt, Konsistenzgrenzen, Trockendichte und Plastizitätszahl. Mehrere Wechselbeziehungen sind vorgeschlagen worden. Eine Aufzählung aller Beziehungen ist nicht vorgesehen, da es den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde. In der folgenden Tabelle 2-13 werden nur einige der in der Literatur (z.B. SCHULER 1982, BULTEL 2001) oft zitierten Beziehungen angegeben.

Autor	Korrelation
SCHNEIDER POOR (1974)	$\varepsilon_q = 0,66 \cdot e^{\left(\frac{0,9 \cdot I_p}{w} - 1,19\right)}$
SEED et al. (1962)	$\varepsilon_q = 3,6 \cdot 10^{-5} \cdot (I_A)^{2,44} \cdot C^{3,44}$
VIJAYVERGIYA GHAZZALY (1973)	$\varepsilon_q = 0,033 \cdot w_L - 0,083 \cdot w + 0,458$
VIJAYVERGIYA GHAZZALY (1973)	$\varepsilon_q = 1,1 \cdot 10^{0,0833 \cdot (0,4 \cdot w_L - w + 5,55)}$
CHEN (1975)	$\varepsilon_q = 0,2558 \cdot e^{0,0838 \cdot I_p}$
WESTON (1980)	$\varepsilon_q = 0,000195 \cdot w_L^{4,17} \cdot w^{-2,33}$
NAYAK CHRISTENSEN (1971)	$\varepsilon_q = 2,29 \cdot 10^{-2} \cdot (I_p)^{1,45} \cdot \frac{C}{w} + 6,38$

Tabelle 2-13 : Einige Korrelationen zwischen bodenmechanischen Kenngrößen und der Quellung beim freien Quellen

In dieser Tabelle bedeutet:

ε_q : Endquellung [%]

C : Tongehalt [%]

w : Ausgangswassergehalt [%]

w_L : Fließgrenze [%]

I_p : Plastizitätszahl [%]

Davon abweichend sind bei der Exponentialfunktion (zur Basis 10) von VIJAYVERGIYA und GHAZZALY, w und w_L als Dezimalwerte einzusetzen.

Da die verschiedenen unabhängigen Kennwerte in einer bestimmten Bandbreite variieren, kann man keine genaue Quantifizierung des Quellverhaltens durch die oben angegebenen Beziehungen erhalten. Man kann aber damit Aussagen machen, ob und inwieweit der Boden quellfähig ist. Sie erlauben anzusehen, ob man das Quellphänomen bei der Planung von Bauwerken berücksichtigen muß, ohne allerdings das Phänomen genau zu quantifizieren. Sie sind als Indikatoren für das Quellpotential der Böden verwendbar (schwach, durchschnittlich oder stark), können aber auf keinem Fall die direkten Versuche zur Bestimmung der Quellparameter ersetzen.

2.6.2 Anwendung der Korrelationen auf die eigenen Versuchsböden

Im folgenden werden die in der Tabelle 2-13 angegebenen Korrelationen auf die untersuchten Bodenproben angewendet. Für die Bereitstellung der Tabelle 2-14 wurde ein Ausgangswassergehalt von 9 % bei dem Boden (1) und (2), und 20 % bei dem Boden (3) berücksichtigt.

Korrelation	Gleichung	Quellung [%]		
		Boden (1)	Boden (2)	Boden (3)
Schneider/Poor	$\varepsilon_q = 0,66 \cdot \exp\left(0,9 \cdot \frac{43,21}{9} - 1,19\right)$ $\varepsilon_q = 0,66 \cdot \exp\left(0,9 \cdot \frac{38,87}{9} - 1,19\right)$ $\varepsilon_q = 0,66 \cdot \exp\left(0,9 \cdot \frac{37,06}{9} - 1,19\right)$	15,11	9,79	1,06
Seed et al.	$\varepsilon_q = 3,6 \cdot 10^{-5} \cdot (0,88)^{2,44} \cdot (48)^{3,44}$ $\varepsilon_q = 3,6 \cdot 10^{-5} \cdot (1,18)^{2,44} \cdot (34)^{3,44}$ $\varepsilon_q = 3,6 \cdot 10^{-5} \cdot (1,54)^{2,44} \cdot (24)^{3,44}$	16,01	10	5,78
Vijayvergiya/ Ghazzaly	$\varepsilon_q = 0,033 \cdot 60 - 0,083 \cdot 9 + 0,458$ $\varepsilon_q = 0,033 \cdot 70,70 - 0,083 \cdot 9 + 0,458$ $\varepsilon_q = 0,033 \cdot 62,5 - 0,083 \cdot 20 + 0,458$	1,69	2,04	0,86
Vijayvergiya/ Ghazzaly	$\varepsilon_q = 1,1 \cdot 10^{0,0833 \cdot (0,4 \cdot 0,60 - 0,09 + 5,55)}$ $\varepsilon_q = 1,1 \cdot 10^{0,0833 \cdot (0,4 \cdot 0,707 - 0,09 + 5,55)}$ $\varepsilon_q = 1,1 \cdot 10^{0,0833 \cdot (0,4 \cdot 0,625 - 0,20 + 5,55)}$	3,28	3,31	3,22
Chen	$\varepsilon_q = 0,2558 \cdot e^{0,0838 \cdot 43,21}$ $\varepsilon_q = 0,2558 \cdot e^{0,0838 \cdot 38,87}$ $\varepsilon_q = 0,2558 \cdot e^{0,0838 \cdot 37,06}$	9,56	6,65	5,71
Weston	$\varepsilon_q = 0,000195 \cdot (60)^{4,17} \cdot 9^{-2,33}$ $\varepsilon_q = 0,000195 \cdot (70,7)^{4,17} \cdot 9^{-2,33}$ $\varepsilon_q = 0,000195 \cdot (62,5)^{4,17} \cdot 20^{-2,33}$	30,31	60,08	5,59
Nayak/Christensen	$\varepsilon_q = 2,29 \cdot 10^{-2} \cdot (43,21)^{1,45} \cdot \frac{48}{9} + 6,36$ $\varepsilon_q = 2,29 \cdot 10^{-2} \cdot (38,87)^{1,45} \cdot \frac{34}{9} + 6,36$ $\varepsilon_q = 2,29 \cdot 10^{-2} \cdot (37,09)^{1,45} \cdot \frac{24}{20} + 6,36$	35,1	23,82	11,54

Tabelle 2-14 : Auswertung der Korrelationen der Tabelle 2-13 für die untersuchten Böden

Aus Tabelle 2-14 ist zu ersehen, daß die Korrelationsberechnungen größere Unterschiede in der Beurteilung des Quellpotentials liefern. Die Versuchsergebnisse liegen jedoch jeweils in der angegebenen Bandbreite.

		Tschadboden [w ₀ = 9 %]	Eritreaboden [w ₀ = 9 %]	Boden aus Battice [w ₀ = 20 %]
Eigene Versuchswerte		14,36	33,29	33,07
Ergebnisse der Korrelationsauswertung (siehe Tabelle 2-14)	Schneider/Poor 1974	15,11	9,79	1,06
	Seed und al. 1962	16,01	10,0	5,78
	Vijayvergiya /Ghazzaly 1973	1,69	2,04	0,86
	Vijayvergiya /Ghazzaly 1973	3,28	3,31	3,22
	Chen 1980	9,56	6,65	5,71
	Weston 1980	30,31	60,08	5,59
	Nayak/Christensen 1971	35,1	23,82	11,54

Tabelle 2-15 : Vergleich der Korrelationsauswertung und der eigenen Versuchsergebnisse

Daraus ist zu schließen, daß die verschiedenen Korrelationen jeweils nur für die Böden, die von den Autoren auch tatsächlich untersucht wurden, gültig sind. Sie können nicht verallgemeinert und ohne geeignete Kalibrierung auf anderen Böden übertragen werden.

2.6.3 Theoretische Formulierung für den Quelldruck

Im Zusammenhang mit der Bemessung von Tunnelröhren und entsprechend weiterer Zielsetzungen wurden zahlreiche theoretische Formulierungen für den Quelldruck von Böden vorgeschlagen (GROB 1972, EINSTEIN-BISCHOFF-HOFFMAN 1976, WITTKKE 1976, GYSEL 1987, FRÖHLICH 1989 u.a.).

Die bekanntesten theoretischen Formulierungen zur Berechnung des Quelldruckes infolge Tonquellung sind die Theorie von KOMORNIK und DAVID (1969), MADSEN (1976), und KLIESCH (1994).

a) Formulierung von KOMORNIK und DAVID

Auf der Basis von Versuchsergebnissen an 125 Bodenproben haben KOMORNIK und DAVID (1969) (zitiert von BENBOUZIANE 1988 und MADSEN 1976) eine Beziehung zwischen Fließgrenze (w_L), Trockenwichte (γ_d) und Wassergehalt (w) zum Quelldruck angegeben:

$$\log(\sigma_q) = 2,132 + 0,0208 \cdot w_L + 0,000665 \cdot \gamma_d - 0,0269 \cdot w$$

In dieser Gleichung haben die einzelnen Größen folgende Bedeutung:

σ_q : Quelldruck [kg/cm^2]

w_L : Fließgrenze [%]

γ_d : Trockenwichte [kg/m^3]

w : Ausgangswassergehalt [%]

b) Formulierung von MADSEN

Die osmotische Quellung tonhaltiger Böden wurde von MADSEN (1976) durch das Modell des Konzentrationsausgleiches durch Diffusion zwischen zwei elektrostatisch aufgeladenen Tonschichten (Theorie der diffusen Doppelschicht) erklärt. MADSEN ermittelte den Quelldruck in Abhängigkeit vom halben Teilchenabstand (Abbildungen (2-7) und (2-8)). Er setzte dabei den osmotischen Druck der maximalen Druckspannung im Ödometer gleich und berücksichtigte zusätzlich Ionen von nur einer Wertigkeit. Sein Berechnungsmodell nach der Doppelschicht- Theorie (Diese Theorie wird auch DLVO- Theorie genannt. Sie wurde von DERJAGUIN & LANDAU (1941) und VERWEY & OVERBEEK (1948) entwickelt) ermöglicht die Berechnung der Dicke der diffusen Doppelschicht, des Abstandes zweier paralleler Tonteilchen (Tonmineralen oder Tonpartikel) und des osmotischen Quelldrucks.

Dieser Quelldruck σ_q wird wie folgt berechnet:

$$\sigma_q = 2 \cdot N \cdot B_o \cdot T \cdot (C_{os} u' - 1)$$

wobei die Größen folgende Bedeutung haben:

N = Ionenkonzentration weit weg von der Tonoberfläche [mmol/cm³]

B_0 = Boltzmann'sche Konstante (= 8,617 343 · 10⁻⁵ eV · K⁻¹)

T = Temperatur in Kelvin

u' = elektrisches Potential in der Mittelebene zwischen den Teilchen

N und T werden gemessen, aber u' muß berechnet werden. u' ist von den Bodeneigenschaften (spezifische Oberfläche und Kationenaustauschkapazität), von der Wertigkeit, von der Konzentration der Ionen im Porenwasser und von dem Abstand zwischen zwei Tonteilchen $2d'$ abhängig, und ist durch spezielle Untersuchungen bestimmbar.

c) Formulierung nach KLIESCH

Durch das gleiche Modell der Doppelschicht ermittelte KLIESCH (1994) den osmotischen Druck, der von der zugelassenen Volumenzunahme abhängt. Zusätzlich berücksichtigte er (im Unterschied zu MADSEN 1976) die unterschiedliche Wertigkeit der Ionen in der ermittelten Porenwasserzusammensetzung.

Der osmotische Druck σ_q wird dann wie folgt berechnet:

$$\sigma_q = (R \cdot T) \cdot \left(\sum c_m - \sum c_0 \right) \cdot \frac{1}{\rho_w \cdot g}$$

wobei die Größen folgende Bedeutung haben:

R = Allgemeine Gaskonstante = 83144768 J/k.Mol

T = Temperatur in Kelvin

g = Erdbeschleunigung [m/s²]

Σc_m = Konzentrationen in der Mitte zwischen zwei Tonmineraloberflächen [Mol/l]

Σc_0 = Konzentrationen der freien Porenlösung [Mol/l]

Zwei Größen werden in den Berechnungen von MADSEN und KLIESCH besondere Bedeutung beigemessen:

Dem Abstand zwischen den Tonteilchen oder zwischen den Elementarschichten und der Wertigkeit der Kationen in der Flüssigkeit nahe der Tonoberfläche und im Porenwasser des Tons.

Zur Berechnung des halben Teilchenabstandes müssen der Wassergehalt der gesättigten Probe und die spezifische Oberfläche der Probe bestimmt werden. Der halbe Teilchenabstand wird

aus dem Quotienten des Wassergehaltes und der spezifischen Oberfläche unter der Annahme berechnet, daß alles Wasser der Probe auf der Tonoberfläche verteilt ist (MÜLLER – VONMOOS et al., 1988).

Die Berechnungen von MADSEN und KLIESCH erfordern allerdings chemische und mineralogische Untersuchungen, welche sehr aufwendig und nur in spezialisierten Labors möglich sind. Daher sind diese nur selten anwendbar (ANAGNOSTOU, 1992).

3 Infiltration

3.1 Allgemeines

Ausgangspunkt dieser Arbeit war, daß die Quellung in einem Element des Bodens von der Feuchtezunahme abhängig ist. Die Wassergehaltzunahme verteilt sich ungleichmäßig über die Tiefe des Bodens. In der Nähe der Bodenoberfläche ist mit einer vergleichsweise großen infiltrierten Wassermenge und mit einer Wassersättigung der Elemente zu rechnen. Im Gegensatz dazu ist in größeren Tiefen die Wassermenge relativ geringer. Folglich treten in einer Bodenschicht abhängig von der Tiefe unterschiedliche Quellmaße auf. Im folgenden Abschnitt soll die Infiltration detaillierter erläutert werden.

3.2 Definition

Die Infiltration bezeichnet das Eindringen des Wassers in den Boden von der Geländeoberfläche aus. Es gibt eine enge Verbindung zwischen der in den Boden infiltrierten Wassermenge und der Wasserverteilung in nicht gesättigten Bereichen. Die Verteilung hängt hauptsächlich vom Ausgangswassergehalt des Bodens und von der Durchlässigkeit in den nicht gesättigten Bereichen ab.

Während des Infiltrationsvorganges ist die Wasserverteilung in einem ungesättigten Boden schwierig zu bestimmen. Die Eigenschaften und die Grenzwerte des Bodens sind in den meisten Fällen wenig bekannt, weil die Wechselbeziehung zwischen Boden und Wasser nicht stabil ist und nicht Gleichgewichtsbedingungen im statischen Sinne unterliegt. Dies ist auf große räumliche und zeitliche Veränderlichkeiten im Sinne instationärer Vorgänge zurückzuführen.

Dieses Kapitel konzentriert sich auf die Studie eines eindimensionalen Modells der Wasserinfiltration in den Boden. Zuerst werden im nachstehenden Abschnitt zwei Verfahren der Entstehung der Differentialgleichung der Wasserbewegung im Boden vorgestellt.

3.3 Differentialgleichung der Bodenwasserbewegung

Der vertikale, isothermische Wassertransport in einem ungesättigten, homogenen und isotropen Boden kann über die folgenden Gleichungen beschrieben werden:

a) Kontinuitätsgleichung (Massenerhaltungsgleichung)

Nach der Kontinuitätsgleichung gilt, daß die zeitliche Änderung des Wassergehaltes gleich der Änderung des Durchflusses in Fließrichtung ist:

$$\frac{\delta\theta}{\delta t} = -\frac{\delta q}{\delta z} \quad (3-1)$$

mit

θ : Volumetrischer Wassergehalt [cm^3/cm^3]

t : Zeit [T]

q : Bodenwasserfluß [L/T]

z : Tiefe unter GOK [L], positiv nach unten

b) Darcy'sches Gesetz

Die Filtergeschwindigkeit bzw. der Bodenwasserfluß q in der wasserungesättigten Bodenzone ergibt sich aus dem verallgemeinerten Darcy'schen Gesetz. Verallgemeinerung bedeutet, daß die hydraulische Wasserleitfähigkeit des Bodens und der Potentialgradient im ungesättigten Medium eine Funktion des Wassergehaltes sind. Das verallgemeinerte Darcy'sche Gesetz für die wasserungesättigte Bodenzone lautet:

$$q = -k(\theta) \cdot \frac{\delta H}{\delta z} \quad (3-2)$$

Der Proportionalitätsfaktor $k(\theta)$ bezeichnet die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit und H ist die hydraulische Druckhöhe

$$H = h(\theta) - z \quad (3-3)$$

$h(\theta)$ ist die effektive Druckhöhe und eine Funktion des Wassergehaltes.

z ist die Tiefe, positiv nach unten.

Die mathematische Lösung des Problems des Wassertransports erfolgt durch Lösung des Systems von drei Gleichungen (3-1), (3-2) und (3-3) mit drei Unbekannten (θ , H , q).

Durch Einsetzen von Gleichung (3-2) in die Kontinuitätsgleichung (3-1) ergibt sich die zeitliche Änderung des volumetrischen Wassergehaltes zu:

$$\frac{\delta\theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left(k(\theta) \cdot \frac{\delta H}{\delta z} \right) \quad (3-4)$$

In dieser Gleichung befinden sich zwei unabhängige Variablen, nämlich H und θ , die mit der Gleichung (3-3) verbunden sind.

Die Gleichung (3-4) kann wie folgt umgeschrieben werden:

$$\frac{\delta\theta}{\delta h} \cdot \frac{\delta h}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[k(h) \cdot \left(\frac{\delta h}{\delta z} - 1 \right) \right] \quad (3-5)$$

Es sei $C(h) = \frac{\delta\theta}{\delta h}$ [1/L], die Bodenwasserkapazität bzw. das Bindungsvermögen, welche die Fähigkeit eines Bodens bezeichnet, unter einer Druckänderung Wasser fließen zu lassen oder zu speichern.

Setzt man die Gleichung der Bodenwasserkapazität in die Gleichung (3-5) ein, dann ergibt sich folgende Gleichung:

$$C(h) \cdot \frac{\delta h}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[k(h) \cdot \left(\frac{\delta h}{\delta z} - 1 \right) \right] \quad (3-6)$$

In dieser Gleichung ist:

$k(h)$ die hydraulische Leitfähigkeit, abhängig von dem antreibenden Potential (hier das hydraulische Potential)

$\frac{\delta h}{\delta z}$ die Änderung des hydraulischen Potentials in Fließrichtung

Die Gleichung (3-5) kann auch als Funktion von θ wie folgt umgeschrieben werden:

$$\frac{\delta\theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[k(\theta) \cdot \left(\frac{dh}{d\theta} \cdot \frac{\delta\theta}{\delta z} - 1 \right) \right] \quad (3-7)$$

Es sei $D(\theta) = k(\theta) \cdot \frac{dh}{d\theta}$ [L²/T] , die Diffusivität, d.h. das Produkt aus Wasserleitfähigkeit und Steigung der Wasserspannungskurve, welche die Weitergabegeschwindigkeit von Wasserspannungsunterschieden beschreibt.

Die Gleichung (3-7) wird hiermit

$$\frac{\delta\theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[D(\theta) \cdot \frac{\delta\theta}{\delta z} - k(\theta) \right] \quad (3-8)$$

Die Gleichungen (3-6) und (3-8) sind die Gleichungen des Wassertransports.

Eine Differentialgleichung, vergleichbar mit Gleichung (3-8), kann nach IBRAGIMOV und al. (2001) wie folgt aufgestellt werden:

Die Beziehung zwischen dem Wasserdruck P_w und dem gravimetrischen Wassergehalt w kann in der folgenden Differentialform angegeben werden:

$$dP_w = \alpha_{wi} \cdot dw \quad (3-9)$$

wobei α_{wi} ein Proportionalitätsfaktor ist.

Nach Integration von (3-9) und mit Berücksichtigung der Intervallgrenzen gelten folgenden Beziehungen zwischen den einzelnen Komponenten des Wasserdrucks und dem Wassergehalt:

$$\text{Adsorption: } P_{wa} = \alpha_{wa} \cdot (w_{\max}^a - w) \quad (3-10)$$

$$\text{Osmotisch: } P_{wo} = \alpha_{wo} \cdot (w_{\max}^o - w) \quad (3-11)$$

$$\text{Kapillar: } P_{wc} = \alpha_{wc} \cdot (w_{\max}^c - w) \quad (3-12)$$

$$\text{Gravitation: } P_{wz} = \alpha_{wz} \cdot (w_{\max}^z - w) \quad (3-13)$$

Die Eindringungsgeschwindigkeit in eine Flächeneinheit des porösen Mediums ergibt sich aus:

$$V_w = -k_w \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial Z} \quad (3-14)$$

wobei k_w die Durchlässigkeit und Φ das Gesamtpotential der Adsorptions-, Osmotische-, Kapillarische- und Gravitationsfeuchte sind.

Das Gesamtpotential ist eine Summe aus verschiedenen Teilpotentialen:

$$\Phi = \psi_{wa} + \psi_{wo} + \psi_{wc} + \psi_{wz} + Z \quad (3-15)$$

$\psi_i = \frac{p_i}{\rho_i}$, $i = (wa, wo, wc, wz)$ und ρ_{wa} , ρ_{wo} , ρ_{wc} , ρ_{wz} sind die Dichte des Asorptions-, Osmotischen-, Kapillar-, und Gravitationswassers.

Das Einsetzen von (3-15) in (3-14) ergibt folgende Gleichung für die Filtergeschwindigkeit:

$$V_w = -k_w \cdot \frac{\partial}{\partial z} (\psi_{wa} + \psi_{wo} + \psi_{wc} + \psi_{wz} + Z) \quad (3-16)$$

Durch Einfügen von $\psi_i = \frac{p_i}{\rho_i}$ in (3-16) und mit Berücksichtigung von Gleichung (3-9) erhält man:

$$V_w = -k_w \cdot \left[\left(\frac{\alpha_{wa}}{\rho_{wa}} + \frac{\alpha_{wo}}{\rho_{wo}} + \frac{\alpha_{wc}}{\rho_{wc}} + \frac{\alpha_{wz}}{\rho_{wz}} \right) \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \right] - k_w \quad (3-17)$$

Der Anteil der wassergefüllten Poren n_w kann über den Sättigungsgrad wie folgt bestimmt werden:

$$n_w = n \cdot S_w \quad (3-18)$$

wobei n die Porosität des Mediums ist.

$$S_w = \frac{w}{w_{\max}} \quad (3-19)$$

w_{\max} ist der Wassergehalt, wenn alle Poren mit Wasser gefüllt und w der aktuelle Wassergehalt des porösen Mediums.

$$w_{\max} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} \quad (3-20)$$

wobei ρ_s die Korndichte, ρ_w die Dichte des Wassers und e die Porenzahl sind.

Die Kombination der Gleichungen (3-18), (3-19) und (3-20) führt zu:

$$n_w = n \cdot S_w = n \cdot \frac{w}{w_{\max}} = n \cdot \frac{w}{\left(\frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right)} = \frac{n}{e} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot w = \frac{m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot w \quad (3-21)$$

m ist die Masse der Festsubstanz: $m = n/e = 1-n$

Für einen konstanten Porenanteil ergibt sich die Änderung des Anteils, der mit Wasser gefüllten Poren über die Zeit aus folgender Formel (3-22):

$$\frac{dn_w}{dt} = \frac{m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} \quad (3-22)$$

Die Kontinuitätsbedingung des Feuchtedurchflusses nimmt folgende Form an:

$$\frac{dn_w}{dt} + \frac{dV_w}{dz} = 0 \quad (3-23)$$

wobei V_w die Filtergeschwindigkeit der Feuchte in einer bestimmten Flächeneinheit des porösen Mediums und t die Zeit sind.

Die Berücksichtigung von (3-17) und (3-22) in (3-23) führt zu folgender Gleichung:

$$\frac{m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(\frac{\alpha_{wa} \cdot k_w}{\rho_{wa}} + \frac{\alpha_{wo} \cdot k_w}{\rho_{wo}} + \frac{\alpha_{wc} \cdot k_w}{\rho_{wc}} + \frac{\alpha_{wz} \cdot k_w}{\rho_{wz}} \right) \cdot \frac{\partial w}{\partial z} - k_w(w) \right] \quad (3-24)$$

Wenn die Diffusivität $D(w)$ und die Durchlässigkeit des porösen Mediums $k(w)$ berücksichtigt werden, wird die Gleichung (3-24) zu:

$$\frac{m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ [D_{wa}(w) + D_{wo}(w) + D_{wc}(w) + D_{wz}(w)] \cdot \frac{\partial w}{\partial z} - k_w(w) \right\} \quad (3-25)$$

wobei $k_w(w)$ die Wasserdurchlässigkeit nach Aver'yanov ist (Gleichung (3-26)).

$$k_w(w) = k_s \cdot \left(\frac{w - w_0}{n - w_0} \right)^{k_1} \quad (3-26)$$

D_w ist die Diffusivität des porösen Mediums:

$$D_w(w) = D_0^{wi} \cdot \frac{(w - w_0)^{k_1 - 1}}{(n - w_0)^{k_1}} \quad (3-27)$$

$$i = (a, o, c, z)$$

$$D_0^{wi} = \frac{k_s \cdot \alpha_{wi}}{\rho_{wi}} \cdot (w_i - w_0) \quad (3-28)$$

Wenn man die verschiedenen Anteile der Diffusivität in $D(w)$ zusammenfaßt, ergibt sich folgende Gleichung:

$$\frac{m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\delta w}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta z} \left[D(w) \cdot \frac{\delta w}{\delta z} - k_w(w) \right] \quad (3-29)$$

Die Ähnlichkeit zwischen den Gleichungen (3-8) und (3-29) fällt sofort auf.

Die Lösung der Differentialgleichungen (3-6), (3-8) bzw. (3-29) unter bestimmten Anfangs- und Randbedingungen, erlaubt die Vorhersage der Wasserverteilung im Boden. Diese Lösung ist nur möglich, wenn die Beziehungen von $k(\theta)$ und $D(\theta)$ im Intervall der Veränderung des Wassergehaltes bekannt sind.

3.4 Mathematische Beschreibung der Infiltration

3.4.1 Allgemeines

Im Laufe der Zeit wurden viele wissenschaftliche Arbeiten über die Infiltration des Wassers im Boden und auch zahlreiche Ansätze für die mathematische Beschreibung der Infiltration veröffentlicht. Hierzu ist einige Literatur vorhanden (z.B. MANIAK 1997, BENTOUMI 1995). Im folgenden werden nur einige Infiltrationsmodelle zitiert.

3.4.2 Empirische Infiltrationsformel

Die empirischen Formeln haben hauptsächlich das Ziel, den Verlauf des versickerten Wassers in den Boden mit der Infiltrationsrate $\frac{\delta I(t)}{\delta t}$, d.h. die Wassermenge, die je Zeiteinheit versickert oder die kumulative Infiltration $I(t)$, d.h. die insgesamt versickerte Wassermenge, zu beschreiben.

Modell von KOSTIAKOV (1932)

$$I(t) = L \cdot t^{\alpha_1} \quad (3-30)$$

Modell von KOSTIAKOW- LEWIS (1937)

$$I(t) = L \cdot t^{\alpha_1} + M \cdot t \quad (3-31)$$

LEWIS - MILNE (1938)

$$I(t) = L - M \cdot t \quad (3-32)$$

Modell von HORTON

$$I(t) = A - A \cdot \exp(-L \cdot t) + M \cdot t \quad (3-33)$$

Die Parameter (A, α_1, L, M) dieser empirischen Formeln sind generell über Infiltrationsversuche oder Feldexperimente zu bestimmen. Sie sind hauptsächlich von den Bodeneigenschaften, der Ereignisdauer und dem Anfangswassergehalt abhängig. Eine Beschreibung dieser empirischen Modelle findet sich u.a. in BENTOUMI, 1995 und MANIAK, 1997.

3.4.3 Analytische und halbanalytische Modelle

Es gibt keine allgemeine analytische Lösung der Gleichungen (3-6), (3-8) bzw. (3-29). Einige Autoren haben Näherungslösungen vorgeschlagen unter den Voraussetzungen, daß der

Bodenwassergehalt vor dem Wassereintritt im ganzen Bodenprofil gleich ist, und daß die Oberfläche des Bodens während der ganzen Infiltrationsperiode gesättigt bleibt.

a) Modell von GREEN und AMPT

GREEN und AMPT (1911) setzen voraus:

- Keine horizontalen Strömungskomponenten; Feuchteausbreitung als rein vertikale Sickerströmung (eindimensional, großflächig).
- Der Boden sei oberhalb der Feuchtefront vollständig gesättigt, darunter ungesättigt. Die Feuchtezunahme an der Front erfolge sprunghaft.

Massenerhalt – Kontinuitätsbedingung:

Da eine gleichmäßig feuchte Zone sich bis zur Feuchtefront ausdehnen soll, kann die kumulative Infiltration als Produkt der Tiefe und der Zunahme des Wassergehaltes zwischen Anfangs- und Sättigungswassergehalt wie folgt ausgedrückt werden:

$$I(t) = z_s(t) \cdot (\theta_s - \theta_0) \quad (3-34)$$

$z_s(t)$ ist die Lage der Feuchtefront zum Zeitpunkt t

$$\text{Daraus ergibt sich: } z_s(t) = \frac{I(t)}{(\theta_s - \theta_0)} = \frac{I(t)}{\Delta\theta} \quad (3-35)$$

$\Delta\theta = \theta_s - \theta_0$ ist die Feuchtedifferenz

Das Darcysche Gesetz unter den speziellen Bedingungen von GREEN und AMPT erlaubt folgende Schreibweise:

$$q = k \cdot i = k_s \cdot \frac{1}{z} \cdot (z + h_c) = k_s \cdot \left(1 + \frac{h_c}{z}\right) \quad (3-36)$$

h_c ist die Saugspannungshöhe an der Feuchtefront

Die kumulative Infiltration ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$I(t) = \Delta\theta \cdot \int_{z_1}^{z_2} 1 \cdot dz \quad (3-37)$$

$I(t)$ kann auch aus der Gleichung (3-36) berechnet werden:

$$I(t) = \int_{t_1}^{t_2} q(t) dt = \int_{t_1}^{t_2} k_s \cdot \left(1 + \frac{h_c}{z}\right) dt \quad (3-38)$$

Aus (3-37) und (3-38) kann folgende Gleichung aufgestellt werden:

$$\Delta\theta \cdot \int_{z_1}^{z_2} 1 \cdot dz = \int_{t_1}^{t_2} k_s \cdot \left(1 + \frac{h_c}{z}\right) \cdot dt \quad (3-39)$$

Durch Trennung der Variablen erhält man aus (3-39) folgende Gleichung:

$$\int_{z_1}^{z_2} \frac{1}{\left(1 + \frac{h_c}{z}\right)} dz = \frac{k_s}{\Delta\theta} \cdot \int_{t_1}^{t_2} 1 dt \quad (3-40)$$

Die Lösung der beiden Integrale der Gleichung (3-40) führt zu:

$$z_2 - h_c \cdot \ln(z_2 + h_c) - \left(z_1 - h_c \cdot \ln(z_1 + h_c)\right) = \frac{k_s}{\Delta\theta} \cdot (t_2 - t_1) \quad (3-41)$$

Die Umformung der Gleichung (3-41) führt zu:

$$(z_2 - z_1) - h_c \cdot \ln\left(\frac{z_2 + h_c}{z_1 + h_c}\right) = \frac{k_s}{\Delta\theta} \cdot (t_2 - t_1) \quad (3-42)$$

Die beide Seiten der Gleichung (3-42) werden durch h_c geteilt , um folgende Gleichung zu erhalten:

$$\frac{z_2 - z_1}{h_c} - \ln\left(\frac{z_2 + h_c}{z_1 + h_c}\right) = \frac{k_s}{\Delta\theta \cdot h_c} \cdot (t_2 - t_1) \quad (3-43)$$

Für $t_1 = 0$, $z_1 = 0$ und $z_2 = z_s$ gilt folgende Gleichung zur Bestimmung der Feuchtefront z_s :

$$\frac{z_s}{h_c} - \ln\left(1 + \frac{z_s}{h_c}\right) = \frac{k_s}{\Delta\theta \cdot h_c} \cdot t \quad (3-44)$$

Durch Berücksichtigung von (3-35) kann die Gleichung (3-44) als Funktion zur Bestimmung von $I(t)$ wie folgt geschrieben werden:

$$\frac{I(t)}{h_c \cdot \Delta\theta} - \ln\left\{1 + \frac{I(t)}{h_c \cdot \Delta\theta}\right\} = \frac{k_s}{h_c \cdot \Delta\theta} \cdot t \quad (3-45)$$

b) Modell von PHILIP

PHILIP (1957) hat eine Lösung der Gleichung des vertikalen Wassertransports in ungesättigten Boden in Form einer \sqrt{t} – Serie vorgeschlagen:

$$z(\theta, t) = f_1(\theta) \cdot t^{\frac{1}{2}} + f_2(\theta) \cdot t + f_3(\theta) \cdot t^{\frac{3}{2}} + f_4(\theta) \cdot t^2 + \dots + f_n(\theta) \cdot t^n \quad (3-46)$$

wobei die Funktionen $f_n(\theta)$ nur vom Wassergehalt abhängen. Diese Funktionen sind Lösungen von folgenden Differentialgleichungen, wobei die Funktionen $D(\theta)$ und $k(\theta)$ als bekannt vorausgesetzt werden:

Für $n = 1, 2$:

$$\int_{\theta}^{\theta} f_1(\theta) d\theta = -\frac{2 \cdot D(\theta)}{f_1(\theta)} \quad (3-47)$$

$$\int_{\theta}^{\theta} f_2(\theta) d\theta = \frac{D(\theta) \cdot f_2'(\theta)}{f_1'(\theta)} + (k(\theta) - k_i) \quad (3-48)$$

Für $n \geq 3$:

$$\int_{\theta}^{\theta} f_n(\theta) d\theta = \frac{2 \cdot D(\theta)}{n} \cdot \left[\frac{f_n'(\theta)}{f_1'(\theta)} - R_n(\theta) \right] \quad (3-49)$$

Eine numerische Lösung der verschiedenen Differentialgleichungen findet man unter PHILIP (1957 a und b).

c) Modell von IBRAGIMOV et al.

IBRAGIMOV et al. (2001) haben sich mit der Lösung der Differentialgleichung (3-29) beschäftigt. In folgendem Abschnitt ist ihre Lösung dargestellt:

Es wird für die Lösung folgende Annahmen getroffen (siehe auch Abbildung 3-1):

$$\eta = z - \lambda \cdot t \quad (3-50)$$

λ [cm/s] ist die mittlere Vordringgeschwindigkeit der Feuchtefront.

Das Produkt $\lambda \cdot t$ ist gleich der Feuchtefront zum Zeitpunkt t , das heißt $\lambda \cdot t = z_s$.

$$y(\eta) = w - w_0 \quad (3-51)$$

w_0 ist der Ausgangswassergehalt und w steht für $w(z)$, der Wassergehalt zum Zeitpunkt t in der Tiefe z .

Die Details der Annahmen sind auf Abbildung 3-1 zu ersehen.

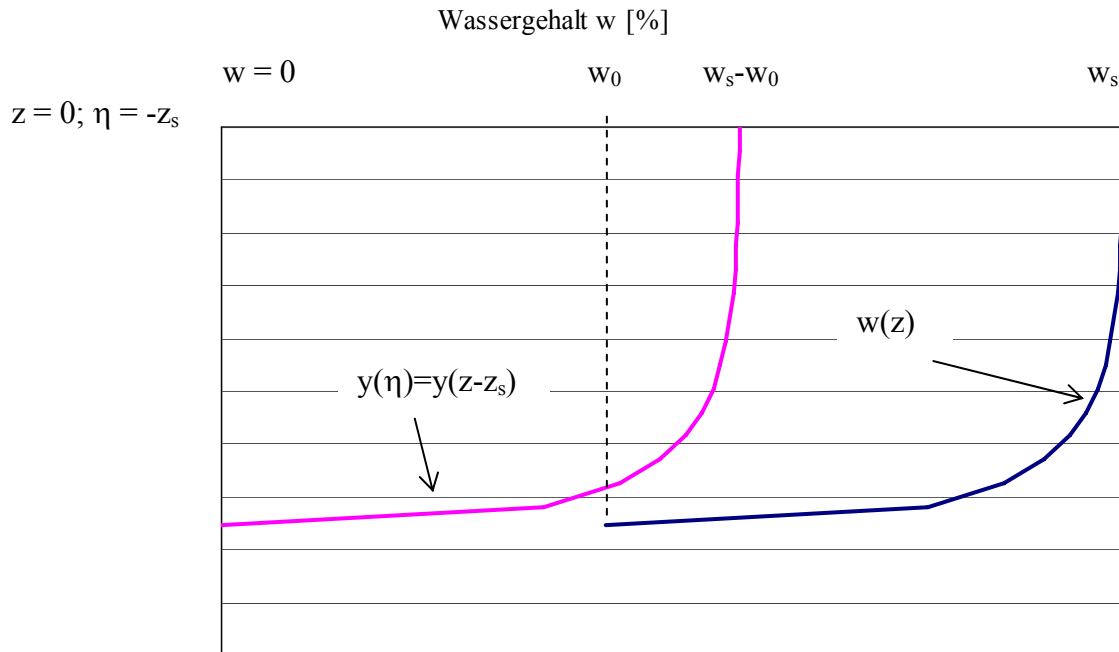


Abbildung 3-1 : Annahme von IBRAGIMOV et al. für die Lösung der Differentialgleichung (3-29)

$$\text{Differenzieren der Gleichung (3-50) nach } z \text{ ergibt } \partial \eta = \partial z \quad (3-52)$$

$$(3-50) \text{ nach } t \text{ ergibt } \partial \eta = -\lambda \cdot \partial t \text{ das heißt } \frac{-\lambda}{\partial \eta} = \frac{1}{\partial t} \quad (3-53)$$

$$(3-51) \text{ nach } w \text{ ergibt } \partial y = \partial w \quad (3-54)$$

Es sei D_0 , der größte Werte der Diffusivität, d.h. die Diffusivität bei $\theta = \theta_s$,

Setzt man die Gleichungen (3-52), (3-53) und (3-54) in die Gleichung (3-29) ein, dann ergibt sich:

$$\frac{m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\partial y}{\left(\frac{-\partial \eta}{\lambda}\right)} = \frac{\partial}{\partial \eta} \left[D(w) \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} - k_w(w) \right] \quad (3-55)$$

Berücksichtigen die Gleichungen (3-26) und (3-27) in der Gleichung (3-55) führt zu:

$$\frac{-\lambda \cdot m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} = \frac{\partial}{\partial \eta} \left[D_0 \cdot \frac{(w-w_0)^{k_1-1}}{(n-w_0)^{k_1}} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} - k_s \cdot \left(\frac{w-w_0}{n-w_0} \right)^{k_1} \right] \quad (3-56)$$

Durch Einsetzen von (3-51) und Verschieben von $(n-w_0)^{k_1}$ von der rechten auf die linke Seite in (3-56) erhält man folgende Gleichung (3-57):

$$\frac{-\lambda \cdot m \cdot (n-w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} = \frac{\partial}{\partial \eta} \left\{ \left[D_0 \cdot y^{k_1-1} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} \right] - k_s \cdot y^{k_1} \right\} \quad (3-57)$$

Die Umformung der Gleichung (3-57) führt zu folgender Gleichung (3-58):

$$\frac{\partial}{\partial \eta} \left\{ \left[D_0 \cdot y^{k_1-1} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} \right] - k_s \cdot y^{k_1} + \frac{\lambda \cdot m \cdot (n-w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot y \right\} = 0 \quad (3-58)$$

Aus Gleichung (3-58) kann folgende Gleichung dargestellt werden:

$$D_0 \cdot y^{k_1-1} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} - k_s \cdot y^{k_1} + \frac{\lambda \cdot m \cdot (n-w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot y = 0 \quad (3-59)$$

Eine andere Konstante $K (\neq 0)$ würde nicht passen (in der Gleichung (3-59)). Setzt man $w = w_0$ bzw. $y(\eta) = 0$, so ergibt sich $0 = K (\neq 0) !$

Für konstante Werte von $\frac{\lambda \cdot m \cdot (n-w)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w}$ erfolgt die Lösung der Differentialgleichung (3-59) nach der Methode von BERNOULLI (siehe z.B. BARTSCH 1990).

Dividieren der beiden Seiten der Gleichung (3-59) durch $D_0 \cdot y^{k_1-1}$ ergibt:

$$\frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{k_s}{D_0} \cdot y + \frac{\lambda \cdot m \cdot (n-w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot D_0} \cdot y^{-k_1+2} = 0 \quad (3-60)$$

Die Umformung der Gleichung (3-60) führt zu folgender Gleichung (3-61) :

$$\frac{\partial y}{\partial \eta} = \frac{k_s}{D_0} \cdot y - \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot D_0} \cdot y^{-k_1+2} \quad (3-61)$$

Durch Multiplizieren der beiden Seiten der Gleichung (3-60) mit $(k_1 - 1) \cdot y^{k_1-2}$ erhält man:

$$(k_1 - 1) \cdot y^{k_1-2} \cdot \frac{\partial y}{\partial \eta} = (k_1 - 1) \cdot \frac{k_s}{D_0} \cdot y^{k_1-1} - (k_1 - 1) \cdot \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot D_0} \quad (3-62)$$

$$\text{Es sei eine Funktion } F = y^{k_1-1} \quad (3-63)$$

$$\text{Die Ableitung von F ergibt } \partial F = (k_1 - 1) \cdot y^{k_1-2} \cdot \partial y \quad (3-64)$$

Das Einfügen der Gleichungen (3-63) und (3-64) in der Gleichung (3-62) führt zu:

$$\frac{\partial F}{\partial \eta} = (k_1 - 1) \cdot \frac{k_s}{D_0} \cdot F - (k_1 - 1) \cdot \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot D_0} \quad (3-65)$$

Die Umformung der Gleichung (3-65) führt zu:

$$\frac{\partial F}{(k_1 - 1) \cdot \left[\frac{k_s}{D_0} \cdot F - \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \right]} = \partial \eta \quad (3-66)$$

Durch Integrieren der beiden Seiten der Gleichung (3-66), nach der allgemeinen Formel

$$\int \frac{1 \cdot dx}{a \cdot (b \cdot x - c)} = \frac{\ln(b \cdot x - c)}{(b \cdot a)} \quad \text{für die linke Seite, wird folgende Gleichung erhalten:}$$

$$\frac{D_0}{k_s \cdot (k_1 - 1)} \cdot \text{Ln} \left(k_s \cdot F - \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \right) = \eta + c_1 \quad (3-67)$$

c_1 ist eine Integrationskonstante

Die Umformung von Gleichung (3-67) führt zu:

$$\text{Ln} \left(k_s \cdot F - \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \right) = \frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta + c_1 \quad (3-68)$$

Die Gleichung (3-68) kann in eine exponentiale Funktion umgewandelt werden:

$$k_s \cdot F - \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} = c_1 \cdot \exp \left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta \right) \quad (3-69)$$

Aus der Gleichung (3-69) kann (nach Dividieren durch k_s) F wie folgt angegeben werden:

$$F = \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} + \frac{1}{k_s} \cdot c_1 \cdot \exp \left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta \right) \quad (3-70)$$

Durch Ersetzen von F durch $F = y^{k_1 - 1}$ (siehe (3-62)), und mit $y = w - w_0$ (siehe (3-51)) entsteht folgende Gleichung:

$$(w - w_0)^{k_1 - 1} = \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} + \frac{1}{k_s} \cdot c_1 \cdot \exp \left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta \right) \quad (3-71)$$

Werden die beiden Seiten der Gleichung (3-71) mit dem Exponenten $\frac{1}{k_1 - 1}$ potenziert, so erhält man:

$$(w - w_0) = \left[\frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} + \frac{1}{k_s} \cdot c_1 \cdot \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta\right) \right]^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-72)$$

Die Konstante λ und c_1 können über folgende Bedingungen gefunden werden:

$$\text{Anfangsbedingung: } w(z, t = 0) = w_0 \quad (3-73)$$

$$\text{Die Randbedingung : } w(z = 0, t) = w_s \quad (3-74)$$

Der Wassergehalt des porösen Mediums ist gleich dem Anfangswassergehalt, d.h. $w = w_0$. Zusätzlich legen IBRAGIMOV et al. fest, dass zu einem bestimmten Zeitpunkt t die Feuchtefront gleich dem Produkt der Vordringgeschwindigkeit λ und der Zeit t ist.

$$z_s = \lambda \cdot t \quad (3-75)$$

Direkt an der Feuchtefront z_s findet keine Änderung des Wassergehaltes statt, dort gilt: $w(z_s) = w_0$

Berücksichtigt man die Bedingungen $w = w_0$ bei $z = z_s$, und $z_s = \lambda \cdot t$ (3-75) sowie die Gleichung $\eta = z - \lambda \cdot t = z_s - \lambda \cdot t = 0$ (3-50), in der Gleichung (3-72), erhält man:

$$0 = \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} + \frac{1}{k_s} \cdot c_1 \cdot \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot 0\right) \quad (3-76)$$

Die Umformung der Gleichung (3-76) ergibt den Koeffizienten c_1 wie folgt:

$$c_1 = -\frac{\lambda \cdot m \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot (n - w_0)^{k_1} \quad (3-77)$$

Fügt man (3-77) in die Gleichung (3-72) ein, erhält man folgende Gleichung:

$$(w - w_0) = \left[\frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} - \frac{1}{k_s} \cdot \frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{\rho_w} \cdot \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta\right) \right]^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-78)$$

Die Gleichung (3-78) kann wie folgt geschrieben werden:

$$(w - w_0) = \left[\frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} \cdot \left\{ 1 - \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot \eta\right) \right\} \right]^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-79)$$

Berücksichtigt man in der Gleichung (3-79) die Bedingung (3-74) $w = w_s$ bei $z = 0$ und (3-50) $\eta = z - \lambda \cdot t = 0 - \lambda \cdot t = -\lambda \cdot t$, erhält man:

$$(w_s - w_0) = \left[\frac{\lambda \cdot m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s}{k_s \cdot \rho_w} \cdot \left\{ 1 - \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right) \right\} \right]^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-80)$$

Das Auflösen der Gleichung (3-80) nach λ führt zu:

$$\lambda = \frac{k_s \cdot \rho_w}{m \cdot (n - w_0)^{k_1} \cdot \rho_s} \cdot \frac{1}{1 - \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right)} \cdot (w_s - w_0)^{k_1 - 1} \quad (3-81)$$

bzw.

$$\lambda = \frac{k_s \cdot \rho_w}{m \cdot (n - w_0) \cdot \rho_s} \cdot \left(\frac{w_s - w_0}{n - w_0}\right)^{k_1 - 1} \cdot \frac{1}{1 - \exp\left(\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right)} \quad (3-82)$$

IBRAGIMOV et al. setzen $1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right] = 1$ in der Gleichung (3-82), was zu folgender einfacherer Gleichung für λ führt:

$$\lambda = \frac{k_s \cdot \rho_w}{m \cdot (n - w_0) \cdot \rho_s} \cdot \left(\frac{w_s - w_0}{n - w_0}\right)^{k_1 - 1} \quad (3-83)$$

Einsetzen von Gleichung (3-83) in die Gleichung (3-79) führt zu folgender Gleichung der Wassergehaltsänderung über die Tiefe z und Zeit t :

$$w(z) = w_0 + (w_s - w_0) \cdot \left\{ 1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (z - \lambda \cdot t)\right] \right\}^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-84)$$

3.5 Überprüfung des vereinfachten Infiltrationsmodells von IBRAGIMOV

Zur Überprüfung der Gültigkeit der Lösung von Ibragimov wurden im folgenden die Versuchsergebnisse von PHILIP (1957), der den tonhaltigen Boden „Yolo Light Clay“ untersucht hat, ausgewertet.

Der Yolo Light Clay besaß folgenden Eigenschaften:

$w_s = 37,5 \%$	$\rho_s = 2,614 \text{ g/cm}^3$
$w_0 = 18,0 \%$	$\rho_d = 1,32 \text{ g/cm}^3$
$k_s = 1,23 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$	$S_r = 0,48$
$D_0 = 1,046 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$	$n = 0,495$
$k_1 = 4,45$	und hieraus $m = 1 - n = 0,505$

Die Untersuchungsergebnisse zur Diffusivität und zur ungesättigten Wasserleitfähigkeit des Yolo light clay sind aus PHILIP (1957 b) zu entnehmen. Da Versuchsergebnisse zur ungesättigten Wasserleitfähigkeit des Yolo light clay existieren, wurde es möglich, den Exponent k_1 durch Auswertung der Gleichung (3-26) zu berechnen. Die Diffusivität D_0 wurde aus den Versuchsergebnissen von Philip als Diffusivität, die dem Sättigungswassergehalt entspricht, angenommen.

Die Ergebnisse der Berechnung der Feuchtefront z_s mit der Formel (3-75) $z_s = \lambda t$, wobei nach (3-83)

$$\lambda = \frac{k_s \cdot \rho_w}{m \cdot \rho_s \cdot (n - w_0)} \cdot \left(\frac{w_s - w_0}{n - w_0} \right)^{k_1 - 1} \quad \text{ist, sind in Tabelle 3-1 zusammengefaßt.}$$

$$\lambda = \frac{1,23 \cdot 10^{-5} \cdot 1,0}{0,505 \cdot 2,614 \cdot (0,495 - 0,18)} \cdot \left(\frac{0,375 - 0,18}{0,495 - 0,18} \right)^{(4,45 - 1)} = 5,655 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Zeit [s]	Feuchtefront z_s , berechnet nach IBRAGIMOV [cm] $z_s = \lambda \cdot t = \frac{k_s \cdot \rho_w}{m \cdot \rho_s \cdot (n - w_0)} \cdot \left(\frac{w_s - w_0}{n - w_0} \right)^{k_1 - 1} \cdot t$	Feuchtefront z_s nach Versuchsergebnissen von PHILIP [cm]
10^4	0,06	8,9
$4 \cdot 10^4$	0,23	18,0
10^5	0,57	28,8
$2 \cdot 10^5$	1,13	40,0
$3,5 \cdot 10^5$	1,98	55,0
$5 \cdot 10^5$	2,83	67,2
$7 \cdot 10^5$	3,96	80,0
10^6	5,66	98,8

Tabelle 3-1 : Mit der Gleichung von IBRAGIMOV berechnete Feuchtefront und Versuchsergebnisse von PHILIP

Ausgehend von den Ergebnissen der Tabelle 3-1 stellt man fest, daß die mit der Gleichung von IBRAGIMOV berechneten Feuchtefronten viel zu klein sind. Außerdem ist mit der Einführung von $1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right] = 1$ in die Lösung die Randbedingung nicht eingehalten worden.

Läßt man die Annahme $1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right] = 1$ fallen und setzt die Gleichung

(3-82) für den Koeffizienten λ in Gleichung (3-79) ein, ergibt sich Gleichung (3-85) für die Bestimmung des Wassergehaltes des porösen Mediums als Funktion der Tiefe :

$$w(z) = w_0 + (w_s - w_0) \cdot \left\{ \frac{1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (z - \lambda \cdot t)\right]}{1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-\lambda \cdot t)\right]} \right\}^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-85)$$

Durch Ersetzen von $\lambda \cdot t$ durch z_s (siehe Gleichung (3-75)) läßt sich Gleichung (3-85) wie folgt schreiben:

$$w(z) = w_0 + (w_s - w_0) \cdot \left\{ \frac{1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (z - z_s)\right]}{1 - \exp\left[\frac{k_s \cdot (k_1 - 1)}{D_0} \cdot (-z_s)\right]} \right\}^{\frac{1}{k_1 - 1}} \quad (3-86)$$

3.6 Bestimmung der Parameter der Gleichung der Wasserinfiltration

Gleichung (3-86) der Wasserinfiltration im Boden enthält zusätzlich zu den üblichen bodenmechanischen Parametern (w_0 , w_s , k_s) der Exponent k_1 , die Diffusivität D_0 und die Feuchtefront z_s . Im folgenden wird erläutert, wie diese Parameter bestimmt werden können.

3.6.1 Theoretische Bestimmung des Exponenten k_1

Der Exponent k_1 bestimmt gemäß Gleichung (3-26) die ungesättigte Wasserdurchlässigkeit. Während die Messung der gesättigten Wasserdurchlässigkeit eine Standard-Laboraufgabe darstellt, ist die experimentelle Bestimmung der Durchlässigkeit in ungesättigten Böden auch heute noch mit erheblichen Schwierigkeiten und großem versuchstechnischen Aufwand verbunden, so daß eine Berechnung von k_1 direkt aus Versuchsergebnissen nicht zu empfehlen ist. Unterschiedliche Methoden und Meßverfahren zur Bestimmung der ungesättigten Durchlässigkeit werden z.B. in KRAMER (1969), BERNER (1995) und PLAGGE (1991) ausführlich erläutert.

Um aufwändige Versuche zu vermeiden, können stattdessen die Saugspannungs- und Durchlässigkeitsgleichungen, die in verschiedenen wissenschaftlichen Arbeiten empirisch aufgestellt wurden, benutzt werden. Oft wurden solche empirischen Gesetze aus statistischen Studien gezogen, die auf der Analyse einer bedeutenden Anzahl von Versuchsergebnissen basieren. Eine Zusammenstellung und Diskussion mehrerer Ansätze befindet sich u.a. bei FREDLUND und XING (1994). Zu den verbreitetsten zählen jene von COREY (1964), MUALEM (1976) und besonders die von VAN GENUCHTEN (1980).

Diese Wissenschaftler haben Gesetze vorgeschlagen, die mittels verschiedener Koeffizienten die Versuchskurven annähern. Diese Gesetze sind für zahlreiche Bodenarten mit unterschiedlichem Gefüge aufgestellt worden.

Es gibt mittlerweile Tafeln und Datenbanken, die die Koeffizienten für die Gleichungen zur Ermittlung der ungesättigten Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Bodenart enthalten. Man kann sich also auf diese Arbeiten stützen, ohne die Kurven durch Laborarbeiten selbst zu erstellen (VETTERLEIN 1989, BOHNE und HORN 1993).

Die am weitesten verbreitete Beziehung zwischen der Saugspannung ψ und dem volumetrischen Wassergehalt θ ergibt sich in der von VAN GENUCHTEN (1980) vorgeschlagenen folgenden Form:

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (\alpha \cdot \psi)^{n_v}\right]^{m_v}} \quad (3-87)$$

In dieser Gleichung sind: $0 < m_v < 1$
 $n_v = 1/(1-m_v)$
 $\alpha > 0$

Der volumetrische Sättigungswassergehalt θ_s kann experimentell ermittelt oder als der maximale Wassergehalt angenommen werden. Der Restwassergehalt θ_r kann aus sehr trockenen Bodenproben ermittelt werden.

Das Modell von VAN GENUCHTEN ist im Vergleich zu anderen Modellen einfach. Aus Gleichung (3-87) kann man andere abgeleitete Ausdrücke erhalten, die im Falle der Schätzung der hydraulischen Leitfähigkeit und der Diffusivität benutzt werden können.

Wenn die Parameter der Gleichung (3-87) bekannt sind und die Daten für die gesättigte Wasserleitfähigkeit zur Verfügung stehen, kann man daraus die ungesättigte Wasserleitfähigkeit als Funktion des Wassergehaltes in folgender Form (MUALEM 1976, VAN GENUCHTEN 1980) berechnen:

$$k(\theta) = k_s \cdot \Theta^{0,5} \cdot \left[1 - \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{m_v} \right]^2 \quad (3-88)$$

In dieser Formel ist: $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$

Aus der Gleichung (3-88) ist die ungesättigten Leitfähigkeit $k(w)$ als Funktion des gravimetrischen Wassergehaltes zu berechnen, wobei die Beziehung $\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w}$ zu benutzen ist. Zu jedem θ_i gehört ein w_i und ein Durchlässigkeitsbeiwert $k(\theta_i)$ bzw. $k(w_i)$.

Danach ist folgende Gleichung (3-26) für die Berechnung des Exponenten k_1 anzuwenden:

$$k(w) = k_s \cdot \left(\frac{w - w_0}{n - w_0} \right)^{k_1} \quad (3-26)$$

Aus (3-26) berechnet man den Exponenten k_1 wie folgt:

Man unterteilt das Intervall $[w_0, w_s]$ in N gleiche Abschnitte der Länge Δw . Für jeden Wert $w_i = w_s - i \cdot \Delta w$ errechnet man den Exponenten der Wasserleitfähigkeit k_{1i} mit der aus (3-26) hergeleiteten Gleichung (3-89):

$$k_{1i} = \frac{\ln\left(\frac{k(w_i)}{k_s}\right)}{\ln\left(\frac{w_i - w_0}{n - w_0}\right)} \quad (3-89)$$

Der für die weiteren Berechnungen verwendete Exponent k_1 ergibt sich aus dem Mittelwert aller einzelnen Exponenten wie folgt:

$$k_1 = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N k_{1i} \quad (3-90)$$

In die o.g. Gleichungen kann gleichwertig statt des volumetrischen Wassergehaltes auch der gravimetrische Wassergehalt oder der Sättigungsgrad in den verschiedenen Gleichungen verwendet werden:

$$\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = n \cdot S_r$$

mit

θ	volumetrischer Wassergehalt
w	gravimetrischer Wassergehalt
ρ_d	Trockendichte
ρ_w	Dichte des Wassers
S_r	Sättigungsgrad
n	Porenanteil

Dies führt zu folgenden Formeln der ungesättigten Wasserleitfähigkeit als Funktion des volumetrischen Wassergehaltes und des Sättigungswassergehaltes:

$$k(\theta) = k_s \cdot \left(\frac{\theta - \theta_0}{n - \theta_0} \right)^{k_2} \quad (3-91)$$

$$k(S) = k_s \cdot \left(\frac{S_r - S_0}{1 - S_0} \right)^{k_3} \quad (3-92)$$

Es bedeuten θ_0 der volumetrische Ausgangswassergehalt und S_0 die Ausgangssättigung.

3.6.2 Theoretische Bestimmung von D_0

Die Diffusivität ist als Produkt aus Wasserleitfähigkeit und Steigung der Saugspannungskurve definiert:

$$D(\theta) = k(\theta) \cdot \left| \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \right| \quad (3-93)$$

Die Gleichung der Saugspannung als Funktion des Wassergehaltes entsteht durch Umformung der Gleichung (3-87):

$$\psi(\theta) = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta - \theta_s} \right)^{m_v} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} \quad (3-94)$$

Aus Gleichung (3-94) kann die in (3-93) benötigte Ableitung $\frac{\partial \psi}{\partial \theta}$ durchgeführt werden.

Nach der allgemeinen Formel $\partial \left[(f(x))^t \right] = t \cdot (f(x))^{t-1} \cdot \partial f(x)$ erhält man aus (3-94) folgende Gleichung:

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{n_v} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1 \right)} \cdot \frac{\partial}{\partial \theta} \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right] \quad (3-95)$$

Nach Durchführung der Ableitung $\frac{\partial}{\partial \theta} \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right]$ und Einsetzen in der

Gleichung (3-95) erhält man:

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{n_v} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1 \right)} \cdot \frac{1}{m_v} \cdot \left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\left(\frac{1}{m_v} - 1 \right)} \cdot \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right) \quad (3-96)$$

Nach Ableiten $\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)$ und Einsetzen in (3-96) ist folgende Gleichung erhalten

worden:

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{1}{\alpha \cdot n_v \cdot m_v} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1 \right)} \cdot \left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\left(\frac{1}{m_v} - 1 \right)} \cdot \frac{-(\theta_s - \theta_r)}{(\theta - \theta_r)^2} \quad (3-97)$$

Multiplizieren der Gleichung (3-97) mit $\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ ergibt :

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{-1}{\alpha \cdot n_v \cdot m_v} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1 \right)} \cdot \left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\left(\frac{1}{m_v} - 1 \right)} \cdot \frac{(\theta_s - \theta_r)^2}{(\theta - \theta_r)^2} \cdot \frac{1}{\theta_s - \theta} \quad (3-98)$$

Die Multiplikation $\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r}\right)^{\left(\frac{1}{m_v} - 1\right)} \cdot \frac{(\theta_s - \theta_r)^2}{(\theta - \theta_r)^2}$ führt zu $\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r}\right)^{\left(\frac{1}{m_v} + 1\right)}$. Dieses Ergebnis wird in der Gleichung (3-98) berücksichtigt, um folgende Gleichung zu erhalten:

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{-1}{\alpha \cdot n_v \cdot m_v} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r}\right)^{\frac{1}{m_v} - 1} \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1\right)} \cdot \left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r}\right)^{\left(\frac{1}{m_v} + 1\right)} \cdot \frac{1}{\theta_s - \theta_r} \quad (3-99)$$

Das Einfügen von $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ in die Gleichung (3-99) führt zu :

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{-1}{\alpha \cdot n_v \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \left[\left(\frac{1}{\Theta}\right)^{\frac{1}{m_v} - 1} - 1 \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1\right)} \cdot \left(\frac{1}{\Theta}\right)^{\left(\frac{1}{m_v} + 1\right)} \quad (3-100)$$

Die Gleichung (3-100) kann auch wie folgt angegeben werden:

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = \frac{-1}{\alpha \cdot n_v \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \left[\Theta^{\frac{-1}{m_v} - 1} - 1 \right]^{\left(\frac{1}{n_v} - 1\right)} \cdot \Theta^{\left(\frac{-1}{m_v} - 1\right)} \quad (3-101)$$

Durch Ersetzen von n_v durch $\frac{1}{1 - m_v}$ (siehe Abschnitt 3.6.1) in der Gleichung (3-101) kann die gesuchte Ableitung endgültig wie folgt präsentiert werden:

$$\frac{\partial \psi}{\partial \theta} = -\frac{(1 - m_v)}{\alpha \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \left[\Theta^{\left(\frac{-1}{m_v}\right) - 1} - 1 \right]^{-m_v} \cdot \Theta^{\left(\frac{-1}{m_v} - 1\right)} \quad (3-102)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (3-88) und (3-102) in (3-93) erhält man die analytische Gleichung der Diffusivität:

$$D(\theta) = k_s \cdot \Theta^{0,5} \cdot \left[1 - \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{m_v} \right]^2 \cdot \frac{(1 - m_v)}{\alpha \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \left[\Theta^{\left(\frac{-1}{m_v} \right)} - 1 \right]^{-m_v} \cdot \Theta^{\left(\frac{-1}{m_v} - 1 \right)} \quad (3-103)$$

Der Term $\left(\Theta^{\frac{-1}{m_v}} - 1 \right)^{-m_v} = \left(\frac{1}{\Theta^{\frac{1}{m_v}}} - 1 \right)^{-m_v} = \frac{\left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{-m_v}}{\left(\Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{-m_v}} = \Theta \cdot \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{-m_v}$ in der

Gleichung (3-103) führt zu:

$$D(\theta) = \frac{(1 - m_v) \cdot k_s}{\alpha \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \Theta^{0,5} \cdot \left[1 - \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{m_v} \right]^2 \cdot \Theta \cdot \left[1 - \Theta^{\left(\frac{1}{m_v} \right)} \right]^{-m_v} \cdot \Theta^{\left(\frac{-1}{m_v} - 1 \right)} \quad (3-104)$$

Die Berücksichtigung der Multiplikation $\Theta^{0,5} \cdot \Theta \cdot \Theta^{\left(\frac{-1}{m_v} - 1 \right)} = \Theta^{0,5 - \frac{1}{m_v}}$ und

$$\left[1 - \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{m_v} \right]^2 = 1 - 2 \cdot \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{m_v} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{2 \cdot m_v} \quad \text{in der Gleichung (3-104)}$$

führt zu:

$$D(\theta) = \frac{(1-m_v) \cdot k_s}{\alpha \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \Theta^{\left(0,5 - \frac{1}{m_v}\right)} \cdot \left[1 - 2 \cdot \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{m_v} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{2 \cdot m_v} \right] \cdot \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{-m} \quad (3-105)$$

Die Multiplikation $\left[1 - 2 \cdot \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{m_v} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{2 \cdot m_v} \right] \cdot \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{m_v}$

ergibt $\left[\left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{-m_v} - 2 + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{m_v} \right]$

Dieses Ergebnis wird in der Gleichung (3-105) eingefügt, um folgenden Ausdruck der Diffusivität zu erhalten:

$$D(\theta) = \frac{(1-m_v) \cdot k_s}{\alpha \cdot m_v \cdot (\theta_s - \theta_r)} \cdot \Theta^{0,5 - \frac{1}{m_v}} \cdot \left[\left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{-m_v} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}}\right)^{m_v} - 2 \right] \quad (3-106)$$

Die Diffusivität D_0 in der Wasserverteilungsfunktion (3-86) ist der größte Wert der Diffusivitätsfunktion (3-106), d.h. D_0 ist die Diffusivität bei dem Sättigungswassergehalt des Bodens. Da die Gleichung (3-106) wegen einer Division durch Null nicht für den Sättigungswassergehalt gültig ist, wird zur Berechnung der Wasserverteilung über die Tiefe die Diffusivität D_0 bei einem Wassergehalt ungefähr gleich dem Sättigungswassergehalt ermittelt.

3.6.3 Bestimmung der Feuchtefront z_s

Die Feuchtefront wird mit Hilfe der Gleichung (3-44) von GREEN/AMPT annähernd bestimmt.

$$\frac{z_s(t)}{h_c} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{h_c} \right\} = \frac{k_s}{h_c \cdot \Delta\theta} \cdot t \quad (3-44)$$

In dieser Gleichung sind

h_c	die Saugspannungshöhe [cm]
$\Delta\theta = \theta_s - \theta_0$	die volumetrische Feuchtedifferenz
θ_s	die volumetrische Sättigungsfeuchte
θ_0	die volumetrische Anfangsfeuchte

Die Saugspannungshöhe h_c in der Gleichung (3-44) wird mit der Gleichung (3-94) von Van Genuchten berechnet. Dabei ist $h_c = \psi$.

$$h_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} \quad (3-107)$$

Die iterative Auswertung der Gleichung (3-44) ergibt die Feuchtefront z_s zu verschiedenen Zeitpunkten t .

3.7 Rechnerische Überprüfung der Gleichung der Infiltration

3.7.1 Allgemeines

Im folgenden soll die Gültigkeit der vorgestellten Gleichungen zur Infiltrationstiefe z_s und zur Feuchteverteilung im Bereich $0 \leq z \leq z_s$ anhand der Auswertung von Versuchsergebnissen verschiedener Wissenschaftler veranschaulicht werden. Dabei sollen die Gleichungen zur ungesättigten Wasserleitfähigkeit und zur Diffusivität sowie die Gleichungen von GREEN/AMPT und VAN GENUCHTEN für die Bestimmung der Feuchtefront z_s Anwendung finden.

Die Versuche von Philip bestätigen die Abschätzung der Feuchtefront z_s durch die Gleichung (3-44), während die Versuche von Bentoumi alle in den vorigen Abschnitten erwähnten Gleichungen der ungesättigten Wasserleitfähigkeit und der Diffusivität sowie die Gleichung zur Abschätzung der Feuchtefront z_s bestätigen.

3.7.2 Versuche von PHILIP

a) Ermittlung der Feuchtefront z_s

Die Gültigkeit der Gleichung (3-44) zur Bestimmung der Feuchtefront z_s wird durch Auswertung der Versuchsergebnisse von Philip zur Infiltration (siehe Tabelle 3-1) bestätigt. Die Eigenschaften des von PHILIP untersuchten Bodens (Yolo Light Clay) wurden unter Abschnitt 3.5 wiedergegeben.

$$k_s = 1,23 \cdot 10^{-5} \frac{cm}{s}$$

$$\theta_s = w_s \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,375 \cdot \frac{1,32}{1,0} = 0,495$$

$$\theta_0 = w_0 \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,180 \cdot \frac{1,32}{1,0} = 0,2376$$

Die Feuchtedifferenz $\Delta\theta = \theta_s - \theta_0 = 0,495 - 0,2376 = 0,2574$

Für die Berechnung der Saugspannungshöhe h_c nach Gleichung (3-107) werden folgende Koeffizienten geschätzt (in Anlehnung an das Versuchsergebnis von BENTOUMI, Kapitel 3.7.3 b)):

$$\theta_r = 0,03 \quad m_v = 0,2$$

$$\alpha = 0,4 [1/cm] \quad n_v = 1,25$$

Die Saugspannungshöhe ergibt sich zu:

$$h_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} = \frac{1}{0,4} \cdot \left[\left(\frac{0,495 - 0,03}{0,238 - 0,03} \right)^{\frac{1}{0,2}} - 1 \right]^{\frac{1}{1,25}} = 61,55 \approx 60 \text{ cm}$$

Die Anwendung der Gleichung (3-44) führt zu:

$$\frac{z_s(t)}{60} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{60} \right\} = \frac{1,23 \cdot 10^{-5}}{60 \cdot 0,2574} \cdot t = 7,96 \cdot 10^{-7} \cdot t \quad (3-108)$$

Tabelle 3-2 und Abbildung 3-2 stellen die Versuchsergebnisse (z_s) von Philip den Ergebnissen der iterativen Auswertung der Gleichung (3-108) gegenüber. In der Spalte 4 der Tabelle 3-2 ist auch das Ergebnis der rechten Seite der Gleichung (3-108) geteilt durch die Zeit $\left[\frac{z_s(t)}{60} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{60} \right\} \right] \cdot \frac{1}{t}$ angegeben. Das Ergebnis in der Spalte 4 muß etwa $7,96 \cdot 10^{-7}$ entsprechen.

Zeit t [sek]	Feuchtefront z_s Versuche von Philip [cm]	Berechnungsergebnisse z_s nach Gleichung (3-44) [cm]	$\left[\frac{z_s(t)}{60} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{60} \right\} \right] \cdot \frac{1}{t}$
10^4	8,9	7,9	$7,98 \cdot 10^{-7}$
$4 \cdot 10^4$	18,0	16,4	$7,92 \cdot 10^{-7}$
10^5	28,8	27,2	$7,95 \cdot 10^{-7}$
$2 \cdot 10^5$	40,0	40,5	$7,96 \cdot 10^{-7}$
$3,5 \cdot 10^5$	55,0	56,6	$7,97 \cdot 10^{-7}$
$5 \cdot 10^5$	67,2	70,5	$7,96 \cdot 10^{-7}$
$7 \cdot 10^5$	80,0	87,4	$7,97 \cdot 10^{-7}$
10^6	98,8	110,5	$7,97 \cdot 10^{-7}$

Tabelle 3-2 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit: Versuchsergebnisse von PHILIP und die mit der Gleichung (3-44) bzw. (3-108) berechneten Werte

Mit zunehmender Infiltrationsdauer dringt die Feuchtefront immer mehr in die Tiefe ein.

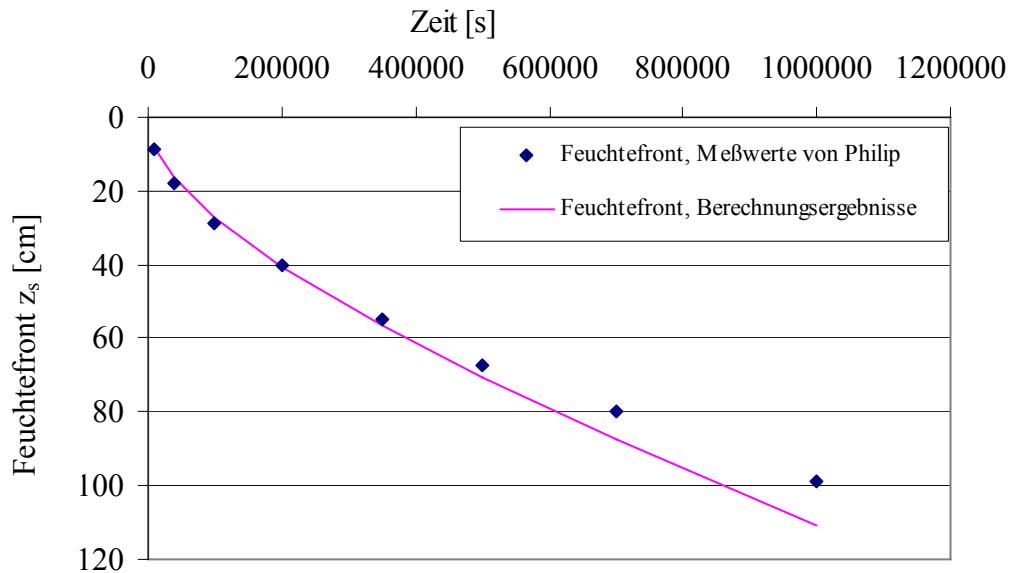


Abbildung 3-2 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von PHILIP und die mit der Gleichung (3-44) berechneten Werte

b) Ermittlung der Feuchteverteilung

Eine Rückrechnung der Feuchteverteilung im Bereich $0 \leq z \leq z_s$ mit Gleichung (3-86) (unter Verwendung der Parameter $k_1 = 4,45$ und $D_0 = 1,046 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ aus Kap. 3.5) ergab gute Ergebnisse, die in den Abbildungen (3-3) bis (3-6) mit den Untersuchungsergebnissen von Philip verglichen werden.

$$w(z) = 0,18 + (0,375 - 0,18) \cdot \left\{ \frac{1 - \exp\left[\frac{1,23 \cdot 10^{-5} \cdot (4,45 - 1)}{1,046 \cdot 10^{-2}} \cdot (z - z_s) \right]}{1 - \exp\left[\frac{1,23 \cdot 10^{-5} \cdot (4,45 - 1)}{1,046 \cdot 10^{-2}} \cdot (-z_s) \right]} \right\}^{\frac{1}{4,45 - 1}}$$

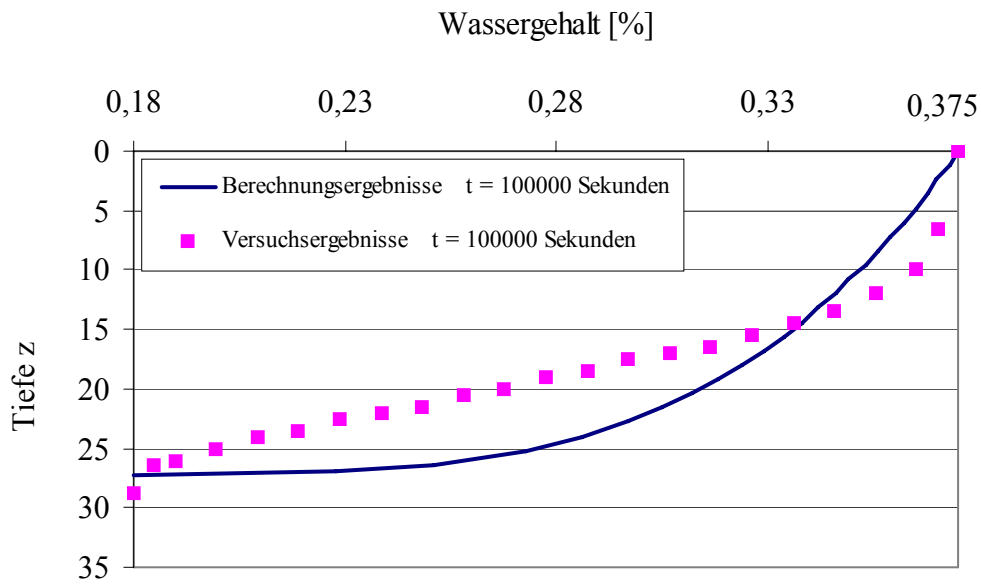


Abbildung 3-3 : Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP
t = 10⁵ Sekunden

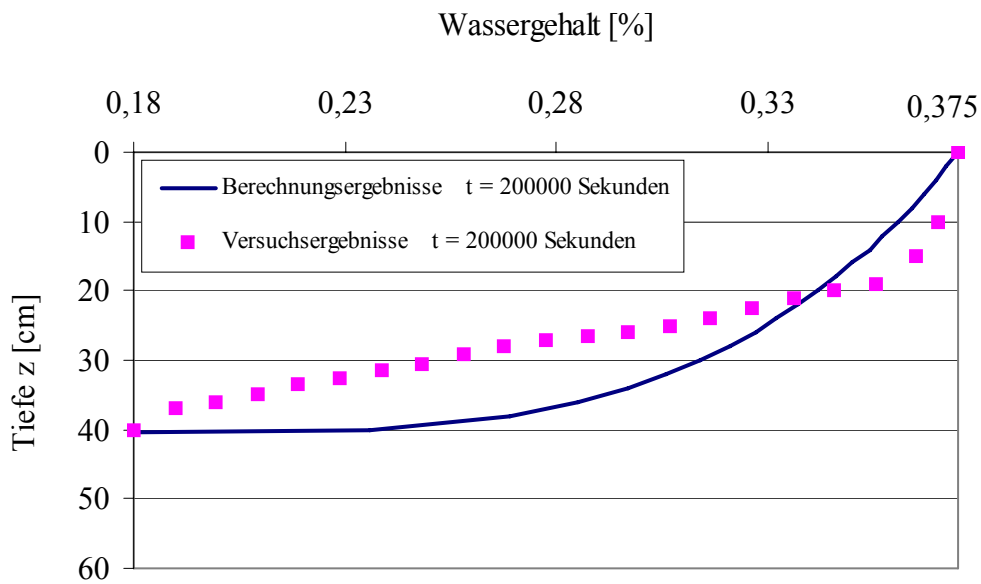


Abbildung 3-4 : Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP
t = 2 · 10⁵ Sekunden

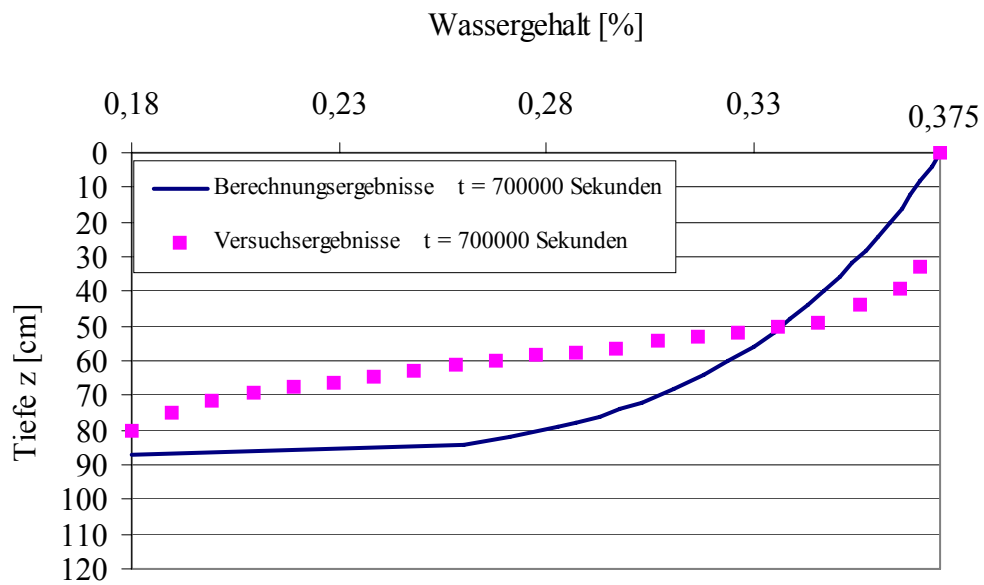


Abbildung 3-5 : Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP
 $t = 7 \cdot 10^5$ Sekunden

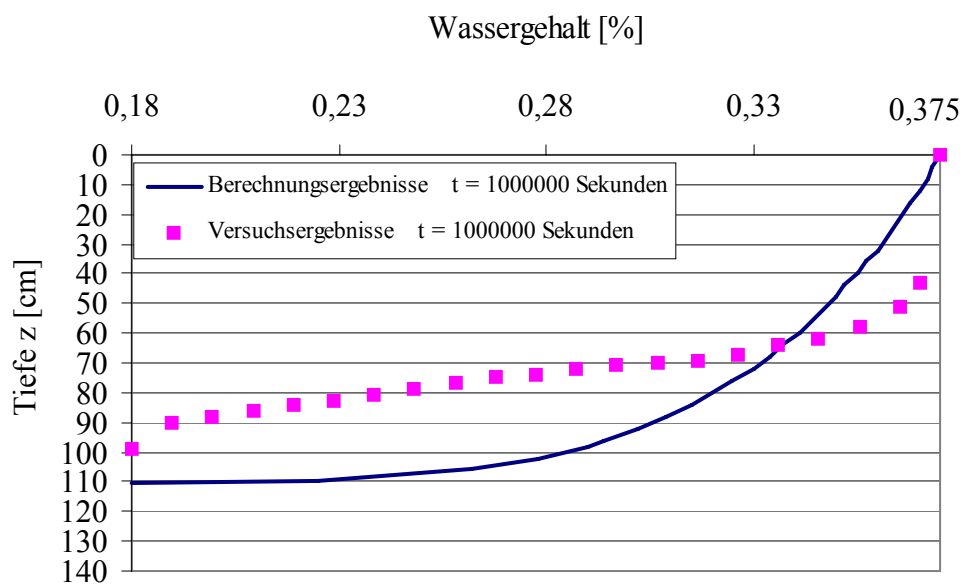


Abbildung 3-6 : Nachrechnung der Versuchsergebnisse von PHILIP
 $t = 10^6$ Sekunden

3.7.3 Versuche von BENTOUMI

a) Versuche und Ergebnisse

Zur Bestätigung der im Kapitel 3.6 beschriebenen Gleichung zur Bestimmung der Wasserverteilung über die Tiefe durch Anwendung von theoretisch bestimmten Elementen (ungesättigte Wasserleitfähigkeit, Exponent k_1 und Durchlässigkeit D_0) werden im folgenden Abschnitt die Versuchsergebnisse von BENTOUMI (1995) nachgerechnet. BENTOUMI hat Infiltrationsversuche in einem Boden aus Givors/Frankreich durchgeführt und hierbei gemessen:

- die Tiefenlage der Feuchtefront z_s in Abhängigkeit von der Zeit t (Tabelle 3-3 und Abbildung 3-7) sowie
- den Wassergehalt (Feuchteverteilung) im Bereich $0 \leq z \leq z_s$ bei den einzelnen Beobachtungszeiten t (Diagramme der Abbildungen 3-9 und 3-12).

Zeit [Sec]	1910	12060	33730	73150	96910	116570	152000
Feuchtefront z_s [cm]	5,1	6,9	9,6	14,1	15,6	17,1	21,7

Tabelle 3-3 : Feuchtefront z_s , Versuchsergebnisse von BENTOUMI

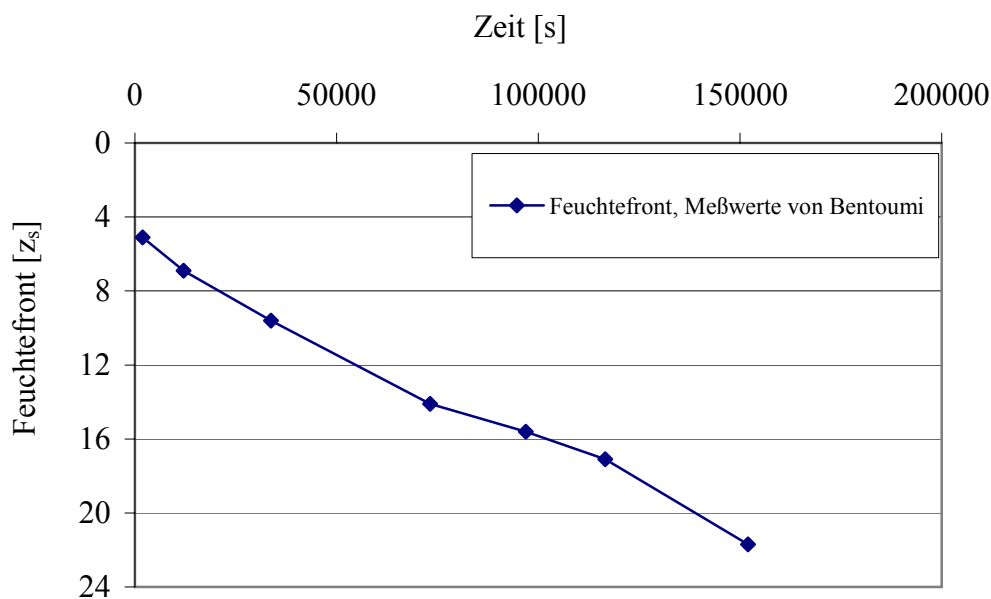


Abbildung 3-7 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von BENTOUMI

Die Abbildung 3-7 legt die Vermutung nahe, daß von dem Versuch von Bentoumi ein Anfangsfehler aufgetreten ist. Die Extrapolation der Meßwerte auf $t = 0$ zeigt bereits eine Infiltrationstiefe von $z_s \approx 4$ cm (und nicht $z_s = 0$)

b) Bodenkennwerte

Die Eigenschaften dieses Bodens sind wie folgt angegeben:

Tonanteil [%]	: 15	Anfangswassergehalt w_0 [%]	0,098
Anteil $< 80 \mu\text{m}$ [%]	: 92	Sättigungswassergehalt θ_s	0,37
Fließgrenze w_L [%]	: 33	Restwassergehalt θ_r	0,025
Ausrollgrenze w_p [%]	: 23	Parameter von Van Genuchten m_v	0,2
Plastizitätszahl I_p [%]	: 10	n_v	1,25
Korndichte ρ_s [g/cm^3]	: 2,65	α [1/cm]	0,4
Trockendichte ρ_d [g/cm^3]	: 1,59	Diffusivität D_0 [cm^2/s] (berechnet)	$1,428 \cdot 10^{-5}$
Durchlässigkeitsbeiwert		Exponent k_1 (berechnet)	4,17
k_s [m/s]	: $1,6 \cdot 10^{-8}$		
Porenanteil n	: 0,4		
$m = 1 - n = 0,6$			

c) Berechnung von k_1 und D_0

Es wurden der Exponent k_1 aus der Gleichung (3-89) und die Diffusivität D_0 aus der Gleichung (3-106) berechnet.

Für die Berechnung der Diffusivität D_0 nach Gleichung (3-106) wurde der Wassergehalt $\theta = 0,365$ ($\approx \theta_s = 0,37$) benutzt.

$$D_0 = \frac{(1-0,2) \cdot 1,6 \cdot 10^{-6}}{0,4 \cdot 0,2 \cdot (0,37 - 0,025)} \cdot \Theta^{0,5 - \frac{1}{0,2}} \cdot \left[\left(1 - \Theta^{\frac{1}{0,2}} \right)^{-0,2} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{0,2}} \right)^{0,2} - 2 \right]$$

$$\text{Dabei ist } \Theta = \frac{0,365 - 0,025}{0,37 - 0,025}$$

$$D_0 = 1,428 \cdot 10^{-5} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$$

Die Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit und des sich daraus ergebenden Exponenten k_1 sind in der Tabelle 3-4 zusammengefaßt. Dabei wird wie folgt vorgegangen: Der Bereich zwischen $w_0 = 0,098$ und $w_s = 0,37 \cdot \frac{1}{1,59} = 0,23$ wird in N gleiche Teile geteilt (Tabelle 3-4, Spalte 1, bei $N = 22$). Aus dem gravimetrischen Wassergehalt w ergibt sich mit $\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w}$ der volumetrische Wassergehalt θ (Spalte 2 der Tabelle 3-4). Zur Berechnung von $k(\theta)$ wird die Gleichung (3-88) angewendet mit $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ (Spalte 3 der Tabelle 3-4). Mit der Gleichung (3-89) folgt der Exponent k_1 der Spalte 4. Der Mittelwert der Spalte 4 ist gemäß Gleichung (3-90) der weiter verwendete Exponent k_1 .

w	θ	$k(\theta)$	k_1
0,23	0,37	$1,6 \cdot 10^{-6}$	0
0,224	0,356	$1,745 \cdot 10^{-7}$	2,879
0,218	0,347	$9,098 \cdot 10^{-8}$	3,504
0,212	0,337	$5,356 \cdot 10^{-8}$	3,906
0,206	0,328	$3,321 \cdot 10^{-8}$	4,195
0,200	0,318	$2,115 \cdot 10^{-8}$	4,411
0,194	0,308	$1,365 \cdot 10^{-8}$	4,574
0,188	0,299	$8,866 \cdot 10^{-9}$	4,698
0,182	0,289	$5,763 \cdot 10^{-9}$	4,788
0,176	0,280	$3,735 \cdot 10^{-9}$	4,852
0,170	0,270	$2,405 \cdot 10^{-9}$	4,890
0,164	0,261	$1,535 \cdot 10^{-9}$	4,907
0,158	0,251	$9,687 \cdot 10^{-10}$	4,902
0,152	0,242	$6,027 \cdot 10^{-10}$	4,876
0,146	0,232	$3,689 \cdot 10^{-10}$	4,828
0,140	0,223	$2,215 \cdot 10^{-10}$	4,756
0,134	0,213	$1,302 \cdot 10^{-10}$	4,656
0,128	0,204	$7,463 \cdot 10^{-11}$	4,524
0,122	0,194	$4,160 \cdot 10^{-11}$	4,349
0,116	0,184	$2,246 \cdot 10^{-11}$	4,115
0,110	0,175	$1,169 \cdot 10^{-11}$	3,789
0,104	0,165	$5,841 \cdot 10^{-12}$	3,283
0,098	0,156	$2,781 \cdot 10^{-12}$	
Der Mittelwert k_1 :			4,17

Tabelle 3-4 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1

d) Berechnung der Feuchtefront z_s

Die Feuchtefront z_s wird mit Gleichung (3-44) im folgenden berechnet:

$$k_s = 1,6 \cdot 10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$\theta_s = 0,37$$

$$\theta_0 = w_0 \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,098 \cdot \frac{1,59}{1,0} = 0,156$$

$$\text{Die Feuchtedifferenz } \Delta\theta = \theta_s - \theta_0 = 0,37 - 0,156 = 0,214$$

Für die Berechnung der Saugspannungshöhe h_c nach Gleichung (3-107) werden folgende Koeffizienten benötigt:

$$\theta_r = 0,025 \quad m_v = 0,2$$

$$\alpha = 0,4 \text{ [1/cm]} \quad n_v = 1,25$$

Die Saugspannungshöhe ergibt sich zu:

$$h_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} = \frac{1}{0,4} \cdot \left[\left(\frac{0,37 - 0,025}{0,156 - 0,025} \right)^{\frac{1}{0,2}} - 1 \right]^{\frac{1}{1,25}} = 119,5 \approx 120 \text{ cm}$$

$$\frac{z_s(t)}{h_c} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{h_c} \right\} = \frac{k_s}{h_c \cdot \Delta\theta} \cdot t$$

$$\frac{z_s(t)}{120} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{120} \right\} = \frac{1,6 \cdot 10^{-6}}{120 \cdot 0,214} \cdot t = 6,23 \cdot 10^{-8} \cdot t \quad (3-109)$$

Tabelle 3-5 und Abbildung 3-8 stellen die Versuchsergebnisse (z_s) von Bentoumi den Ergebnissen der iterativen Auswertung der Gleichung (3-109) gegenüber. In der Spalte 4 der Tabelle 3-5 ist auch die Ergebnisse der rechten Seite der Gleichung (3-109) geteilt durch die

Zeit $\left[\frac{z_s(t)}{120} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{120} \right\} \right] \cdot \frac{1}{t}$ angegeben. Das Ergebnis in der Spalte 4 muß etwa $6,23 \cdot 10^{-8}$

entsprechen.

t [s]	Feuchtefront z_s Versuche von Bentoumi [cm]	Feuchtefront z_s nach Gleichung (3-108) [cm]	$\left[\frac{z_s(t)}{120} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{120} \right\} \right] \cdot \frac{1}{t}$
1910	5,1	1,9	$6,50 \cdot 10^{-8}$
12060	6,9	4,7	$6,20 \cdot 10^{-8}$
33730	9,6	7,9	$6,16 \cdot 10^{-8}$
73150	14,1	11,8	$6,21 \cdot 10^{-8}$
96910	15,6	13,7	$6,25 \cdot 10^{-8}$
116570	17,1	15,1	$6,27 \cdot 10^{-8}$
152750	21,7	17,3	$6,21 \cdot 10^{-8}$

Tabelle 3-5 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit: Versuchsergebnisse von BENTOUMI und die mit der Gleichung (3-44) bzw. (3-109) berechneten Werte

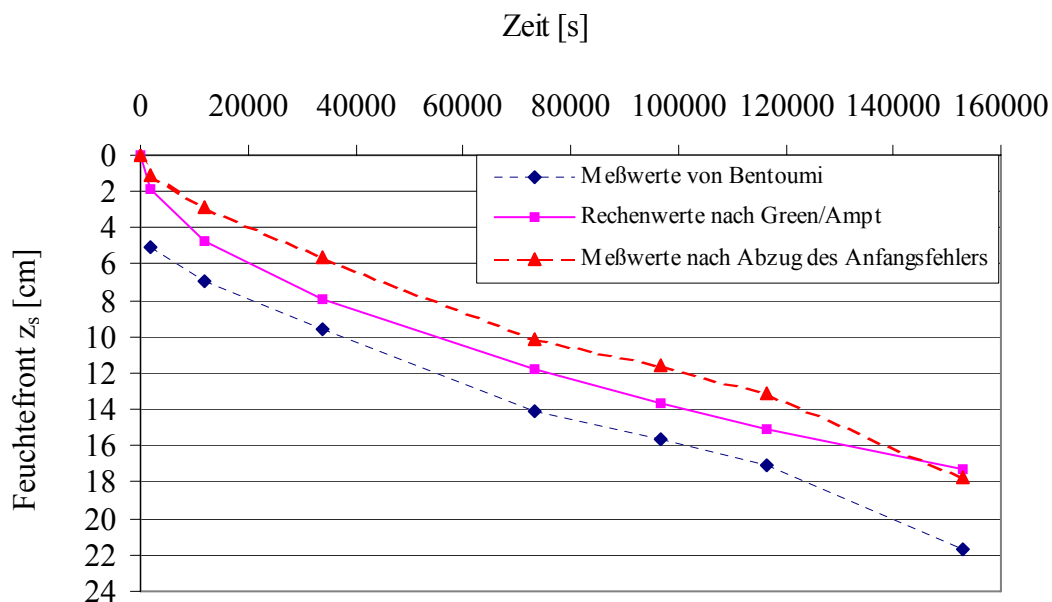


Abbildung 3-8 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit, Meßwerte von BENTOUMI, die mit der Gleichung (3-109) berechneten Werte und die Meßwerte von BENTOUMI nach Abzug des Anfangsfehlers von 4 cm

e) Berechnung der Feuchteverteilung

Die Abbildungen 3-9 bis 3-12 stellen die Laborversuchsergebnisse zur Infiltration den mit der Gleichung der Wasserverteilung über die Tiefe berechneten Ergebnisse gegenüber. Die oben berechneten Diffusivität $D_0 = 1,428 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$, der Exponent $k_1 = 4,17$ und die berechnete Feuchtefront z_s (Tabelle 3-5, Spalte 3) wurden als Basis für die Erstellung der Kurven herangezogen.

$$w(z) = 0,098 + (0,23 - 0,098) \cdot \left\{ \frac{1 - \exp\left[\frac{1,6 \cdot 10^{-6} \cdot (4,17 - 1)}{1,428 \cdot 10^{-5}} \cdot (z - z_s)\right]}{1 - \exp\left[\frac{1,6 \cdot 10^{-6} \cdot (4,17 - 1)}{1,428 \cdot 10^{-5}} \cdot (-z_s)\right]} \right\}^{\frac{1}{4,17 - 1}}$$

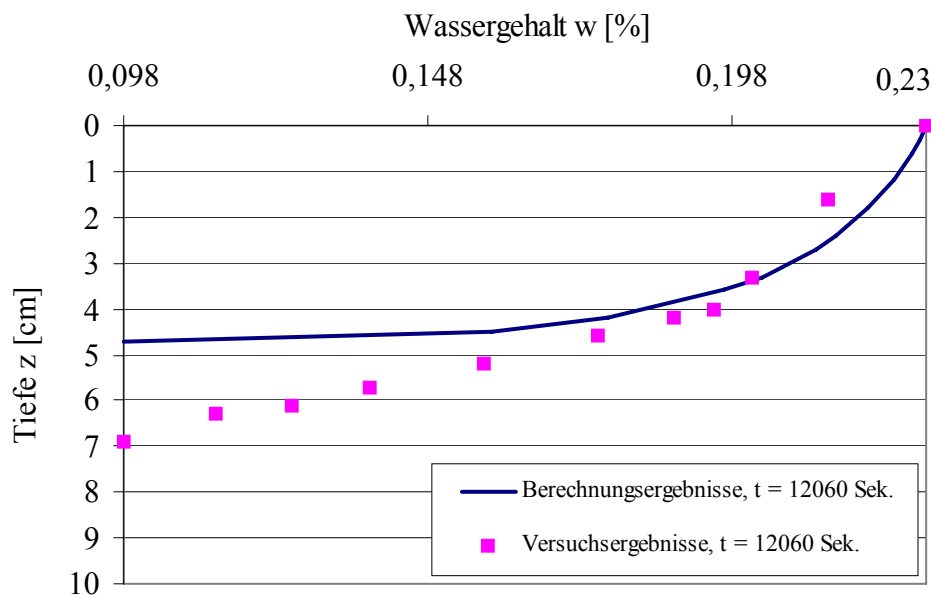


Abbildung 3-9 : Verteilung des Wassergehalts über die Tiefe
Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI, $t = 12060$ Sekunden

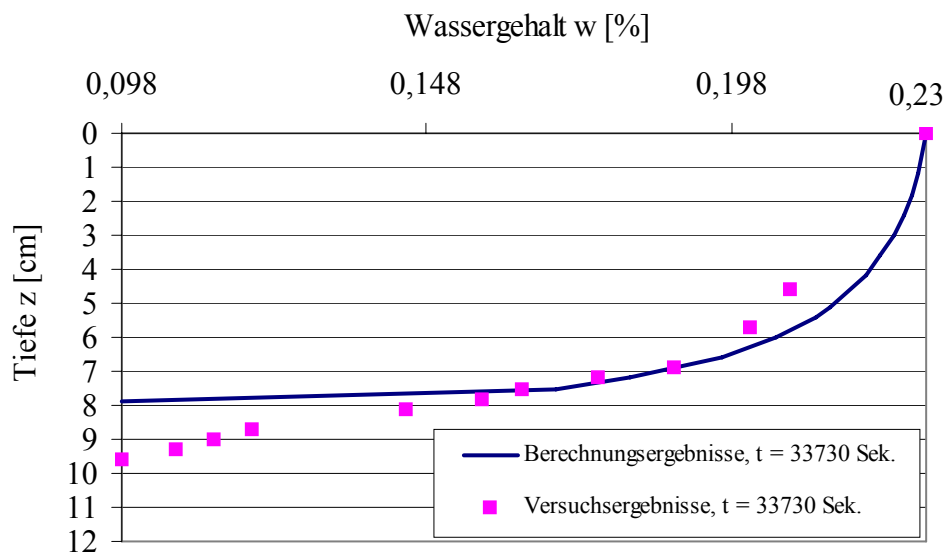


Abbildung 3-10 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe
 Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI, t = 33730 Sekunden

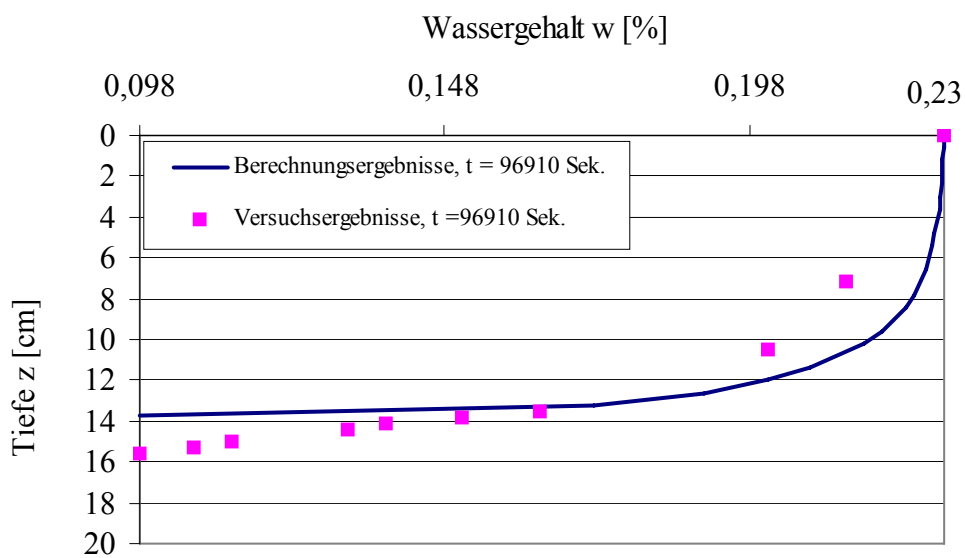


Abbildung 3-11 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe
 Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI, t = 96910 Sekunden

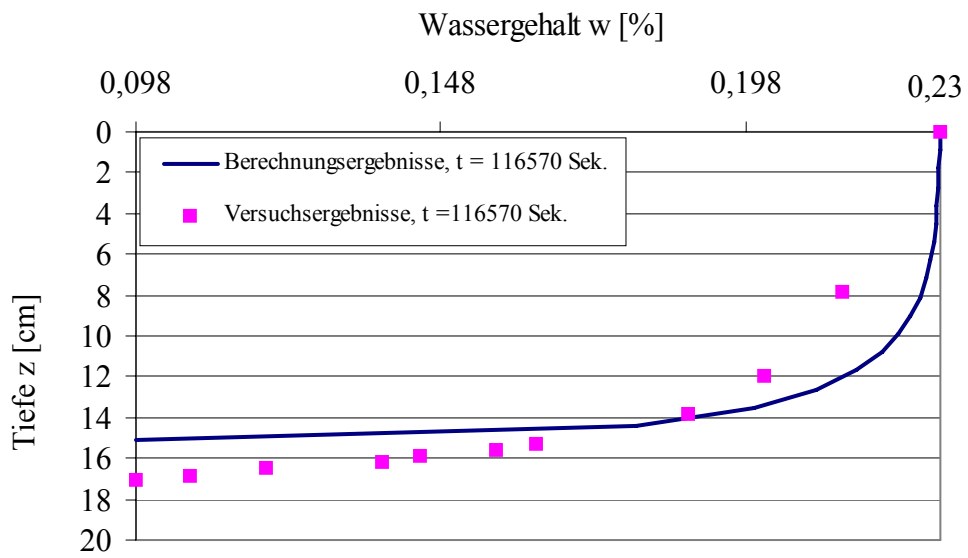


Abbildung 3-12 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe
Boden aus Givors, Versuche von BENTOUMI, $t = 116570$ Sekunden

4 Ansatz für die Abschätzung der Quellung in Abhängigkeit von Wassergehalt, Zeit und Auflastspannung

4.1 Infiltrationszeit und Quellzeit

Das Quellen der Tonböden ist, bedingt durch die schwache Durchlässigkeit des Tons, ein sehr langwieriger Vorgang. Die Zeit zum Erreichen der Endquellung ist im allgemeinen größer als die Infiltrationszeit. Verschiedene Autoren (ZHAN und FREDLUND 2003 u.a.) stellten in ihren Versuche fest, daß die Quellung auch nach der Wasserinfiltration im Boden weiterlief, allerdings langsamer als während der Infiltration. Dies ist u.a. bedingt durch die Existenz von Rissen und Spalten in dem Boden, der den zu untersuchenden Boden umgibt. Durch diese Risse und Spalten fließt Wasser, auch nach der Infiltration, bis in den Untersuchungsboden.

ALONSO (1998) attestierte, daß die sich nach der Wasserinfiltration weiterentwickelnde Quellung an der langsamen und progressiven Hydratation der Mikrostrukturen des quellfähigen Bodens liegt.

Wasser wird aus den Poren in die Tonminerale eingelagert; das Wasser, das in die Tonminerale eingelagert ist, bewirkt die Quellung. Während der Infiltrationszeit (diese ist die Zeit zur Erhöhung des Wassergehaltes) setzt aber bereits das Quellen ein. Man kann die Infiltrationszeit und die Quellzeit nicht trennen.

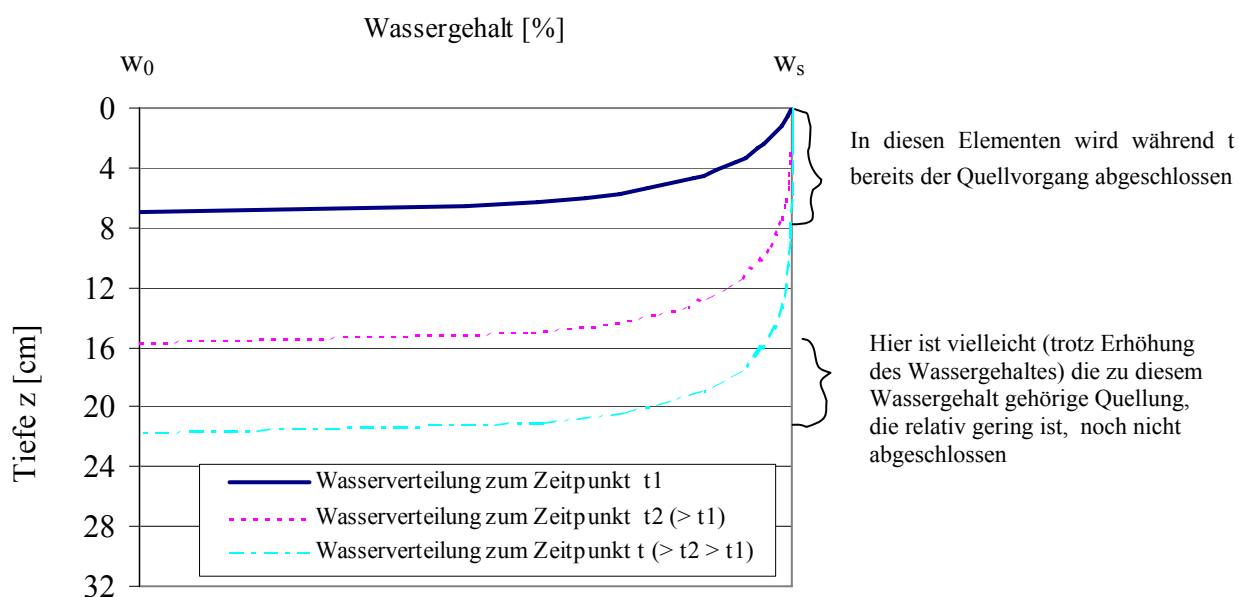


Abbildung 4-1 : Infiltrationszeit und Quellzeit

In dieser Arbeit wird die Quellzeit nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, daß während der Infiltrationzeit im gesamten Bereich $0 \leq z \leq z_s$ die zum jeweiligen Wassergehalt gehörige Quellung voll eingetreten ist.

4.2 Quellung als Funktion der Quellzeit

Der Höchstwert der Quellung kann für die Böden nur nach einer Langzeiteinwirkung des Wassers erreicht werden, z.B. Baustellen in einer Regenperiode.

Daher wird notwendigerweise die Quellung oft als Funktion der Zeit dargestellt.

Für die mathematische Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der freien Quellung im Ödometer werden verschiedenen Ansätze vorgeschlagen, im wesentlichen Hyperbel- oder Wurfelfunktionen.

- VAYSSADE (1978) hat folgende hyperbolische Funktion vorgeschlagen:

$$\varepsilon = \frac{G}{1 + \frac{C}{t}}$$

In dieser Gleichung stellt C die Zeit dar, für welche die Hälfte der Quellung erreicht wird und G ist die Endquellung.

Diese Beziehung kann auch wie folgt umgeschrieben werden:

$$\frac{t}{\varepsilon} = \frac{1}{G} \cdot t + \frac{C}{G}; \text{ diese Gleichung entspricht einer Geraden im Koordinatensystem } \left(t, \frac{t}{\varepsilon} \right), \text{ so}$$

daß die Koeffizienten G und C durch einfache Regression berechnet werden können.

- SRIDHARAN und al. (1978) sowie DIDIER und al. (1987) befürworten, die Quellung durch folgende hyperbolische Gleichung zu beschreiben:

$$\varepsilon = \frac{1}{\frac{A}{t} + B}$$

Diese Gleichung kann wie folgt umgeschrieben werden:

$\frac{t}{\varepsilon} = A + B \cdot t$; diese Gleichung entspricht einer Geraden im Koordinatensystem $\left(t, \frac{t}{\varepsilon}\right)$, so daß die Koeffizienten A und B durch einfache Regression berechnet werden können. Mit $A = \frac{C}{G}$ und $B = \frac{1}{G}$ ergibt sich die Gleichung von VAYSSADE.

- EKLUNATEY (1992) hat folgende algebraische Funktion für die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der Quellung vorgeschlagen:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot \frac{\sqrt{\phi \cdot t + 1} - 1}{\sqrt{\phi \cdot t + 1}}$$

Hierbei ist t die Zeit in Stunden und ϕ ein Zeitfaktor, welcher durch Laborversuche bestimmt wird; ε_0 ist die Endquellung.

In dieser Arbeit wird die Zeitabhängigkeit der Quellung $\varepsilon(t)$ nicht berücksichtigt. Es geht um die Ermittlung der Quellhebung, die bei einer bestimmten Infiltrationszeit auftritt. Wenn vorausgesetzt wird, daß die zum jeweiligen Wassergehalt gehörige Quellung bereits während der Infiltrationszeit auftritt, wird das Maximum der Quellhebung ermittelt, also auf der sicheren Seite liegend gerechnet. Daher ist im Folgenden die Ermittlung der Abhängigkeit $\varepsilon(t)$ nicht erforderlich.

4.3 Quellung als Funktion des Wassergehaltes und der Auflastspannung

Das Maß der Quellung wird von weiteren Faktoren beeinflusst. In dieser Arbeit wird der Einfluß der Spannung und des Wassergehaltes auf die Quellung näher betrachtet.

Mathematisch kann man den Einfluß wie folgt ausdrücken:

$$\varepsilon(w, \sigma) = F(w, \sigma)$$

Für $\varepsilon(w, \sigma)$ wird ein Produktansatz gewählt:

$$\varepsilon(w, \sigma) = f(w) \cdot f(\sigma) \tag{4-1}$$

4.3.1 Einfluß der Spannung

Das Verhältnis zwischen Quellung und Auflastspannung σ wird in dieser Arbeit durch folgende exponentiale Funktion beschrieben:

$$\varepsilon(\sigma) = f(\sigma) = c \cdot e^{d \cdot \sigma} \quad (4-2)$$

Hierbei ist c die Quellung ε_0 bei freier Quellung, d.h. bei $\sigma = 0$.

Der Schnittpunkt der Funktion mit der Abszissenachse σ gibt den Quelldruck σ_q an, d.h. die Druckspannung die erforderlich ist, um eine Volumenänderung zu vermeiden. Da die Funktion der Gleichung (4-2) die σ -Achse nicht schneidet, wird der Parameter d z.B. aus der Gleichung formuliert, daß bei $\sigma = \sigma_q$ die Quellung nur noch 1 % von ε_0 ausmacht.

$$0,01 \cdot \varepsilon_0 = \varepsilon_0 \cdot e^{d \cdot \sigma_q} \quad (4-3)$$

Aus Gleichung (4-3) rechnet man den Exponent d wie folgt:

$$d = \frac{1}{\sigma_q} \cdot \ln(0,01) = \frac{-4,605}{\sigma_q} \quad [\text{cm}^2/\text{N}] \quad (4-4)$$

4.3.2 Einfluß des Wassergehaltes

Aus den Ergebnissen verschiedener Autoren (z.B. CHEN, 1988) ist festzustellen, daß die Quellung ε und der Wassergehalt w linear miteinander in Beziehung stehen, d.h.

$$\varepsilon(w) = f(w) = B \cdot (w - w_0) \quad (4-5)$$

Hierbei ist w_0 der Ausgangswassergehalt und B ein Faktor, der sich aus der freien Quellung ε_0 und dem gesättigten Wassergehalt w_s ergibt.

$$\varepsilon_0 = B \cdot (w_s - w_0) \quad (4-6)$$

Aus der Gleichung (4-6) ergibt sich:

$$B = \frac{\varepsilon_0}{(w_s - w_0)} \quad (4-7)$$

Einsetzen der Gleichung (4-7) in die Gleichung (4-5) führt zu:

$$\varepsilon(w) = f(w) = \varepsilon_0 \cdot \frac{w - w_0}{w_s - w_0} \quad (4-8)$$

4.3.3 Produktansatz

Die Gleichung der Quellung, welche gleichzeitig die Spannung und den Wassergehalt berücksichtigt, ergibt sich aus der Gleichung (4-1) durch Einsetzen von (4-2) und (4-5) wie folgt:

$$\varepsilon(w, \sigma) = B \cdot (w - w_0) \cdot c \cdot e^{d \cdot \sigma} \quad (4-9)$$

Das Zusammenfassen der Konstante B und c zu einer Größe Z ergibt:

$$\varepsilon(w, \sigma) = Z \cdot (w - w_0) \cdot e^{d \cdot \sigma} \quad (4-10)$$

Die Konstanten Z und d werden aus folgenden Berechnungen bestimmt:

- bei $\sigma = 0$ und $w = w_s$ ist $\varepsilon = \varepsilon_0$

Dies wird in der Gleichung (4-10) berücksichtigt, um folgende Gleichung zu erhalten:

$$\varepsilon_0 = Z \cdot (w_s - w_0) \cdot 1 \quad (4-11)$$

Aus der Gleichung (4-11) folgt:

$$Z = \frac{\varepsilon_0}{w_s - w_0} \quad (4-12)$$

Einfügen der Gleichung (4-12) in (4-10) ergibt:

$$\varepsilon(w, \sigma) = \varepsilon_0 \cdot \frac{w - w_0}{w_s - w_0} \cdot e^{d \cdot \sigma} \quad (4-13)$$

- bei $\sigma = \sigma_q$ und $w = w_s$ ist $\varepsilon = 0,01 \cdot \varepsilon_0$

$$0,01 \cdot \varepsilon_0 = \varepsilon_0 \cdot \frac{w_s - w_0}{w_s - w_0} \cdot e^{d \cdot \sigma_q} \quad (4-14)$$

Aus (4-14) ergibt sich:

$$e^{d \cdot \sigma_q} = 0,01 \quad (4-15)$$

Der Exponent d wird aus (4-15) wie folgt berechnet:

$$d = \frac{1}{\sigma_q} \cdot \ln(0,01) = \frac{-4,605}{\sigma_q} \quad (4-16)$$

Experimentell ist für einen Boden bei einem Ausgangswassergehalt w_0 der Quelldruck σ_q , das Quellmaß ε_0 und der gesättigte Wassergehalt w_s zu bestimmen.

4.4 Versuche von OSMAN

4.4.1 Ziel

Das Ziel dieses Kapitels besteht darin, die Anwendung der entwickelten Gleichung (4-13) zu überprüfen. Dafür werden die Ergebnisse der Versuche von OSMAN benutzt. Bei den Untersuchungen von OSMAN handelt es sich um Feldmessungen zur Quellung in der Region von Medani im Sudan, die sich in einer Zone mit quellfähigen Böden befindet.

Die Vorbedingung, um die Gleichung (4-13) zu benutzen, ist die Kenntnis der Entwicklung des Wassergehaltes und der Spannung in der Tiefe des Bodens. Da diese Entwicklung in den Untersuchungsergebnissen nicht angegeben ist, werden die in den vorherigen Kapiteln erwähnten Gleichung der Wasserverteilung (3-86) und die Gleichung (4-17) (siehe Kapitel 4.4.5) der Spannungsverteilung im Boden benötigt. Die für die Gleichungen erforderliche Parameter von VAN GENUCHTEN werden der Arbeit der Professoren Bohne und Horn 1993 entnommen (siehe Aushang).

4.4.2 Aufbau des Versuchssystems

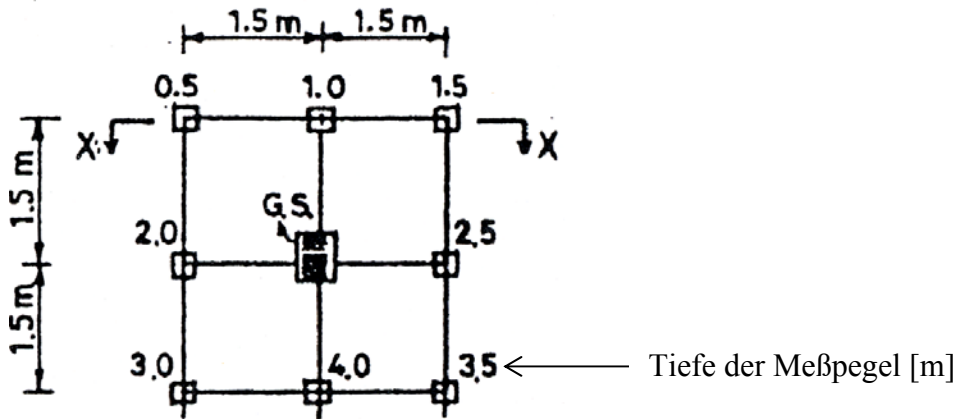
Der Aufbau des verwendeten Systems für die Beobachtung der Quellhebungen des Untergrundes bestand aus Stahlplatten (steel plate) von 152 Millimeter Durchmesser(ϕ 6“), auf die Stahlstangen von 19 Millimeter Durchmesser geschweißt und die in verschiedenen Tiefen unter der Geländeoberfläche eingebracht wurden.

Bis zur jeweiligen Tiefe, wurden Löcher gebohrt und dann die Platten plaziert. Die Bohrungen über den eingebetteten Platten wurden mit Sand gefüllt, um die Last der Überdeckung darzustellen. Weitere Stahlplatten (254x254mm) wurden auf der Geländeoberfläche aufgelegt, um das direkte Eindringen von Wasser zu verhindern. Die Stahlstangen reichten 250 Millimeter über die Geländeoberfläche, um die Hebungen messen zu können.

Mit einem Nivellement wurden die Hebungen mit einer Genauigkeit von 0,05 Millimeter beobachtet.

Die Details des Versuchssystems sind den folgenden Abbildungen zu entnehmen.

Draufsicht



Schnitt (x - x)

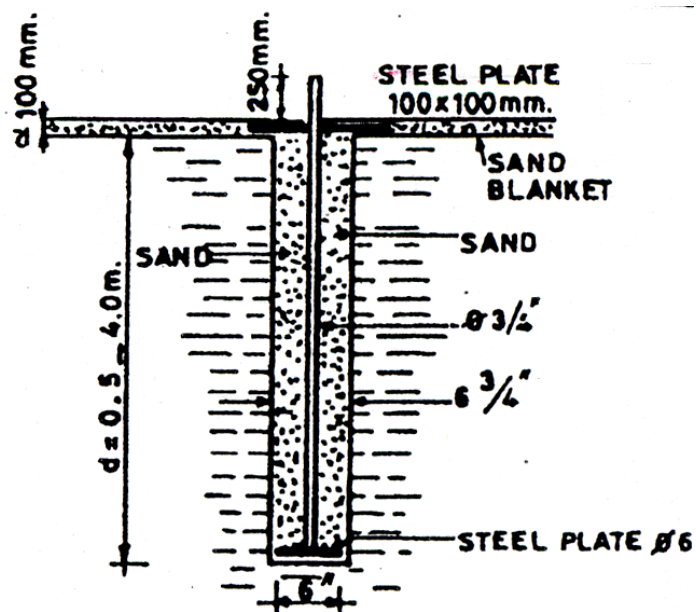


Abbildung 4-2 : System für die Messung der Quellhebungen

4.4.3 Zeitliche Entwicklung der Quellung über die Tiefe – Meßergebnisse und deren Auswertung

Die Hebungen zu verschiedenen Zeitpunkten (30, 60, 90 und 120 Tage) und in verschiedenen Tiefen und die dazugehörigen berechneten Quellungen sind in den Tabellen (4-1) und (4-2) zusammengefaßt.

Die Quellung nimmt mit der Tiefe ab, während sie insgesamt aber mit der Zeit zunimmt. Dies kann sich durch die Tatsache erklären, daß die Quellung proportional zur Wassermenge ist, die in den Boden infiltriert ist. Die eingesickerte Wassermenge wird mit der Zeit in einem betrachteten Bodenelement größer, und nimmt bei einem bestimmten Zeitpunkt mit der Tiefe ab.

Zeit [Tage]	Tiefe z [cm]	Abgelesene Hebung [mm]	Quellung der Schicht [%]
30	0	150	
	50	76	14,8
	100	45	6,2
	150	17	5,6
	200	3,6	2,7
	250	0	0,7
60	0	195	
	50	111	16,8
	100	78	6,6
	150	47	6,2
	200	26	4,2
	250	11	3,0
	300	0	2,2

Tabelle 4-1 : Quellung zu verschiedenen Zeitpunkten (t = 30 Tage und t = 60 Tage) und in verschiedenen Tiefen

Für die Berechnung der Quellung wurde der Unterschied der Quellung zweier benachbarter Hebungsmäße durch die Dicke der Schicht (500 mm) dividiert und das Ergebnis in Prozent ausgedrückt. Somit entstand die Quellung der Bodenschicht zwischen z = 0,0 und z = 50 cm durch Subtraktion der bei z = 0,0 abgelesenen Hebung (30 Tage: 150 mm) einerseits und der bei z = 50,0 cm (30 Tage: 76 mm) andererseits. Das Ergebnis dieser Subtraktion (74 mm) wird durch 500 dividiert und anschließend mit 100 multipliziert um nun das Ergebnis, d.h. die Quellung der Bodenschicht zwischen z = 0,0 und z = 50 cm zu erhalten: $\frac{74}{500} \cdot 100 = 14,8 \%$.

Zeit [Tage]	Tiefe z [cm]	Abgelesene Hebung [mm]	Quellung der Schicht [%]
90	0	220	
	50	134	17,2
	100	100	6,8
	150	68	6,4
	200	44	4,8
	250	26	3,6
	350	0	2,6
120	0	250	
	50	163	17,4
	100	123	8,0
	150	90	6,6
	200	65	5,0
	250	46	3,8
	400	0	3,07

Tabelle 4-2 : Quellung zu verschiedenen Zeitpunkten (t = 90 Tage und t = 120 Tage) und in verschiedenen Tiefen

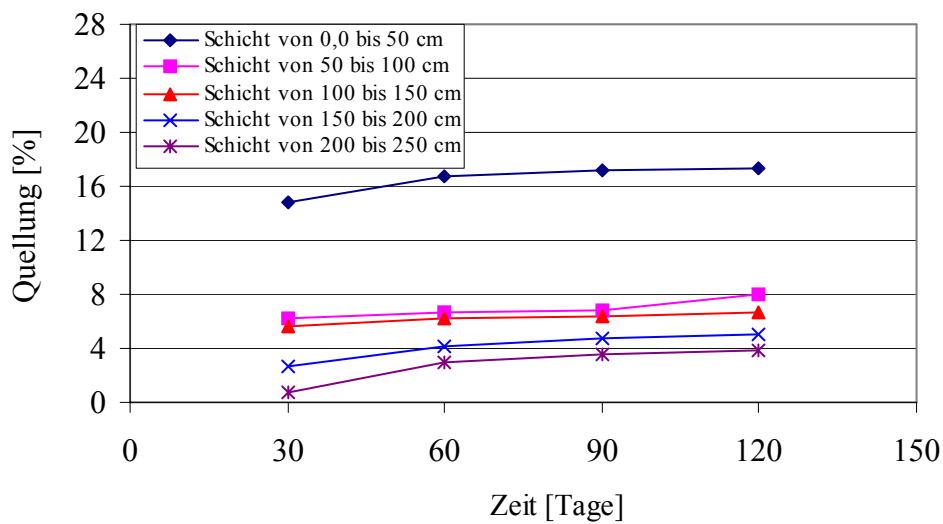


Abbildung 4-3 : Quellung zu verschiedenen Zeitpunkten und in verschiedenen Tiefen

Die zu verschiedenen Zeitpunkten in dem Versuch von OSMAN erreichten Feuchtefronten sind in der Abbildung 4-4 angegeben.

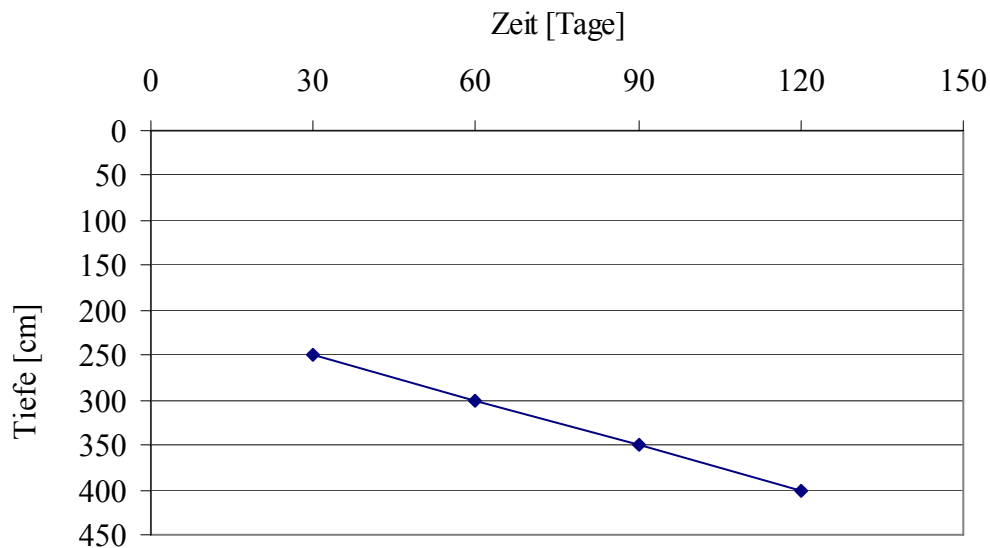


Abbildung 4-4 : Änderung der Feuchtefront mit der Zeit (Ergebnis der Versuche von OSMAN)

4.4.4 Berechnung der Wassergehaltsverteilung über die Tiefe

Die Berechnung der Wasserverteilung über die Tiefe bei einer bestimmten Zeit t erfolgt nach Gleichung (3-86). Dafür werden die Anfangs- und die Sättigungswassergehalte, der Exponent k_1 , der Durchlässigkeitsbeiwert bei Sättigung und die Diffusivität D_0 gebraucht. Die Feuchtefront z_s zu verschiedenen Zeiten sind den Versuchsergebnissen von OSMAN zu entnehmen.

Folgenden Bodeneigenschaften werden für die Berechnung der Wasserverteilung benutzt:

w_0	%	17
w_s	%	33
ρ_d	[g/cm ³]	1,52
k_s	[cm/s]	$7 \cdot 10^{-6}$

Tabelle 4-3 : Eigenschaften des Bodens aus dem Sudan (nach OSMAN)

Schätzungsweise kann man den Boden aus Sudan als mittel schluffiger Ton berücksichtigen und folgende Koeffizienten für die Erstellung der Saugspannungskurve nach VAN GENUCHTEN aus den Tabellen von BOHNE/HORN (1993) entnehmen:

$$\theta_r = 0,0 \quad n_v = 1,15992$$

$$\alpha = 0,00157$$

Mit den Koeffizienten können die ungesättigte Durchlässigkeit und die Diffusivität nach den Gleichungen (3-88) und (3-106) berechnet werden. Die Vorgehensweise ihrer Berechnung wurde bereits im Kapitel 3 erläutert. Aus der Gleichung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit ist der Exponent k_1 nach Gleichung (3-89) zu berechnen.

Der Parameter m_v von Van Genuchten errechnet sich wie folgt:

$$m_v = 1 - \frac{1}{n_v} = 1 - \frac{1}{1,15992} = 0,1379$$

Die Diffusivität D_0 wurde für den Wassergehalt $\theta = 0,5015$ berechnet, ein Wert etwas kleiner als der Sättigungswassergehalt ($\theta_s = w_s \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,33 \cdot \frac{1,52}{1} = 0,5016$).

$$D_0 = \frac{(1 - m_v) \cdot 7 \cdot 10^{-6}}{0,00157 \cdot m_v \cdot (0,5016 - 0,0)} \cdot \Theta^{0,5 - \frac{1}{m_v}} \cdot \left[\left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{-m_v} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{m_v}} \right)^{m_v} - 2 \right]$$

$$\text{Dabei ist } \Theta = \frac{0,5015 - 0,0}{0,5016 - 0,0}$$

$$D_0 = 4,84 \cdot 10^{-2} \frac{cm^2}{s}$$

Die Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit und des sich daraus ergebenden Exponenten k_1 sind in der Tabelle 4-4 zusammengefaßt.

w	θ	$k(\theta)$ [cm/s]	k_1
0,33	0,5016	$7,0 \cdot 10^{-6}$	0,0
0,322	0,48944	$3,386 \cdot 10^{-7}$	3,8828
0,314	0,47728	$1,577 \cdot 10^{-7}$	4,5474
0,306	0,46512	$8,497 \cdot 10^{-8}$	4,9495
0,298	0,45296	$4,871 \cdot 10^{-8}$	5,2188
0,29	0,4408	$2,882 \cdot 10^{-8}$	5,4037
0,282	0,42864	$1,734 \cdot 10^{-8}$	5,5283
0,274	0,41648	$1,052 \cdot 10^{-8}$	5,6063
0,266	0,40432	$6,389 \cdot 10^{-9}$	5,6463
0,258	0,39216	$3,873 \cdot 10^{-9}$	5,6533
0,25	0,38	$2,334 \cdot 10^{-9}$	5,6304
0,242	0,36784	$1,395 \cdot 10^{-9}$	5,5791
0,234	0,35568	$8,247 \cdot 10^{-10}$	5,4992
0,226	0,34352	$4,812 \cdot 10^{-10}$	5,3892
0,218	0,33136	$2,765 \cdot 10^{-10}$	5,2461
0,21	0,3192	$1,561 \cdot 10^{-10}$	5,0640
0,202	0,30704	$8,647 \cdot 10^{-11}$	4,8335
0,194	0,29488	$4,686 \cdot 10^{-11}$	4,5372
0,186	0,28272	$2,479 \cdot 10^{-11}$	4,1404
0,178	0,27056	$1,277 \cdot 10^{-11}$	3,5479
0,17	0,2584	$6,388 \cdot 10^{-12}$	
Der Mittelwert k_1 :			4,80

Tabelle 4-4 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1

In der Tabelle 4-5 sind die mit Gleichung (3-86) und mit den in der Abbildung 4-4 angegebenen Infiltrationstiefen berechneten Werte des Wassergehaltes zu verschiedenen Zeitpunkten und in verschiedenen Tiefen angegeben. Der Verlauf der Wassergehaltskurven ist auf Abbildung 4-5 zu ersehen.

$$w(z) = 0,17 + (0,33 - 0,17) \cdot \left\{ \frac{1 - \exp\left[\frac{7 \cdot 10^{-6} \cdot (4,8 - 1)}{4,84 \cdot 10^{-2}} \cdot (z - z_s) \right]}{1 - \exp\left[\frac{7 \cdot 10^{-6} \cdot (4,8 - 1)}{4,84 \cdot 10^{-2}} \cdot (-z_s) \right]} \right\}^{\frac{1}{4,8 - 1}}$$

Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Wassergehalt [%]			
		nach 30 Tagen	nach 60 Tagen	nach 90 Tagen	nach 120 Tagen
0,0 - 50	25	0,3259	0,3267	0,3272	0,3276
50 - 100	75	0,3164	0,3191	0,321	0,3223
100 - 150	125	0,3045	0,3101	0,3137	0,3163
150 - 200	175	0,288	0,2987	0,305	0,3092
200 - 250	225	0,2587	0,2829	0,294	0,3008
250 - 300	275		0,2548	0,2788	0,2901
300 - 350	325			0,2518	0,2754
350 - 400	375				0,2492

Tabelle 4-5 : Wassergehaltsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeiten
[Berechnungsergebnisse, jeweils in Lamellenmitte]

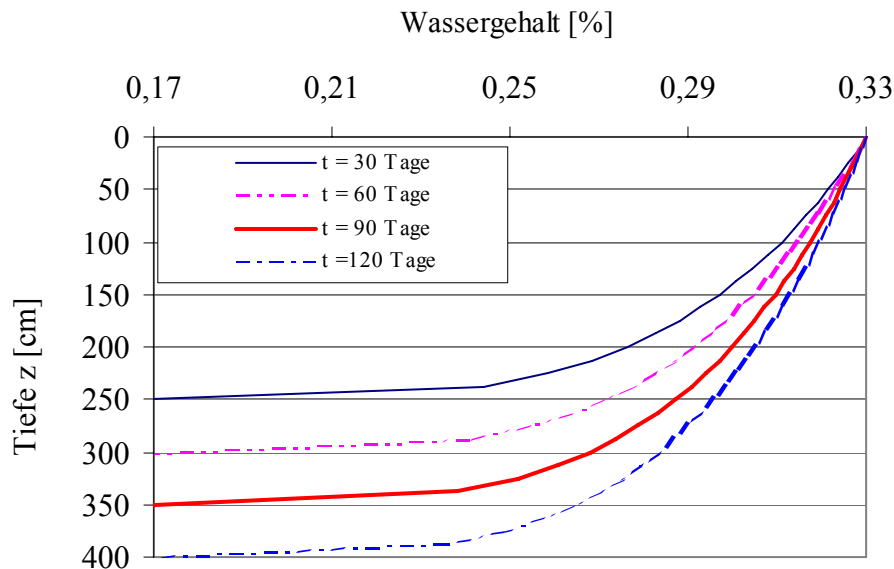


Abbildung 4-5 : Kurven der Wassergehaltsverteilung über die Tiefe
(für $z_s = 2,50 \text{ m}$; $3,00 \text{ m}$; $3,50 \text{ m}$ und $4,00 \text{ m}$)

4.4.5 Berechnung der vertikalen Spannung in der Mitte der Lamellen

Die mit der Gleichung (4-17) ermittelten σ_z - Spannungen infolge von Bodeneigengewicht sind mit $\sigma_0 = 0$ in der Tabelle 4-6 zusammengefaßt worden. Dabei wurden die Trockendichte mit $\rho_d = 1,52 \text{ g/cm}^3$ aus der Tabelle 4-3 und der in Abschnitt 4.4.4 berechnete Wassergehalt jeweils in Lamellenmitte aus Tabelle 4-5 entnommen.

$$\sigma(z) = \int_0^z \gamma_d \cdot (1 + w(z)) dz \quad (4-17)$$

Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Spannung [N/cm ²]			
		nach 30 Tagen	nach 60 Tagen	nach 90 Tagen	nach 120 Tagen
0,0 - 50	25	0,505	0,505	0,505	0,505
50 - 100	75	1,509	1,51	1,511	1,512
100 - 150	125	2,505	2,509	2,512	2,515
150 - 200	175	3,491	3,501	3,505	3,512
200 - 250	225	4,46	4,482	4,495	4,504
250 - 300	275		5,448	5,473	5,489
300 - 350	325			6,436	6,464
350 - 400	375				7,425

Tabelle 4-6 : Spannungsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten

4.4.6 Berechnung des Exponenten d

In Laborversuchen hat OSMAN (1987) die Endquellung unter verschiedenen Auflastspannungen gemessen. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 4-7 und in der Abbildung 4-6 zu ersehen.

Spannung [kPa]	Spannung [N/cm ²]	ε [%]
0,0	0,0	18,0
17,4	1,74	10,3
38,0	3,80	6,10
56,0	5,60	5,05
97,0	9,70	4,9
118,0	11,80	4,10

Tabelle 4-7 : Endquellung unter verschiedenen Auflastspannungen (Versuche von OSMAN)

Da Meßfehler bei den Punkten (97,0 ; 4,9) und (118,0 ; 4,10) wahrscheinlich aufgetreten sind, werden diese beiden Punkte nicht weiter verwendet.

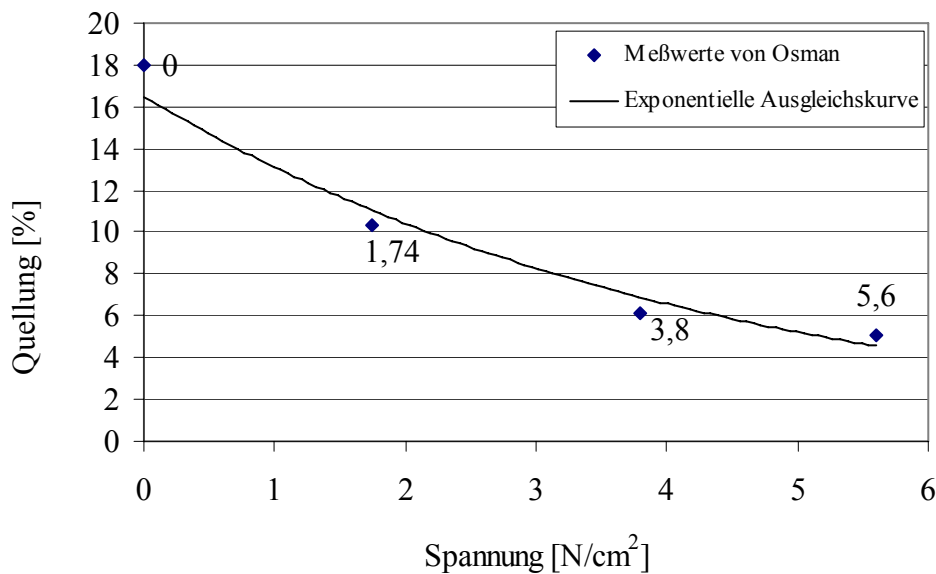


Abbildung 4-6 : Endquellung unter verschiedenen Spannungen
(Versuchsergebnisse von OSMAN)

Die Gleichung der Ausgleichskurve lautet $\varepsilon = 16,5 \cdot e^{-0,2299 \cdot \sigma}$ mit einem Bestimmungsmaß von 0,96.

Der Exponent $d = -0,2299 \text{ cm}^2/\text{N}$ und die berechnete maximale Quellung ist 16,5 % für die Spannung $\sigma = 0$.

Für $\varepsilon = 1 \%$ von $\varepsilon = 16,5$ errechnet sich (nach Kapitel 4.3.1) ein Quelldruck $\sigma_q = 20,0 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$

4.4.7 Rechnerische Überprüfung der Gleichung der zeitlichen Quellung über die Tiefe, als Funktion des Wassergehaltes und der Spannung

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Quellungen mit der Gleichung (4-13) sind in den folgenden Tabellen zu ersehen.

$$\varepsilon(w, \sigma) = \varepsilon_0 \cdot \frac{w - w_0}{w_s - w_0} \cdot e^{d \cdot \sigma} = 16,5 \cdot \frac{w - 0,17}{0,33 - 0,17} \cdot e^{-0,2299 \cdot \sigma} \quad (4-13)$$

Zeit [Tage]	Tiefe z [cm]	Quellung ε_i der Schicht Berechnungsergebnisse [%]	Quellung ε_i der Schicht Meßwerte [%]
30	0	14,32	14,8
	50	10,68	6,2
	100	7,8	5,6
	150	5,45	2,7
	200	3,29	0,7
	250		
60	0	14,38	16,8
	50	10,87	6,6
	100	8,11	6,2
	150	5,93	4,2
	200	4,15	3,2
	250	2,5	2,2
	300		

Tabelle 4-8 : Mit der Gleichung (4-13) berechneten Quellungen und Versuchsergebnisse von Osman (für t = 30 Tage und t = 60 Tage)

Zeit [Tage]	Tiefe z [cm]	Quellung ε_i der Schicht Berechnungsergebnisse [%]	Quellung ε_i der Schicht Meßwerte von Osman [%]
90	0		
	50	14,43	17,2
	100	11,0	6,8
	150	8,32	6,4
	200	6,21	4,8
	250	4,55	3,6
	300	3,19	2,6
	350	1,92	
120	0		
	50	14,47	17,4
	100	11,09	8,0
	150	8,46	6,6
	200	6,4	5,0
	250	4,79	3,8
	300	3,51	3,07
	350	2,46	
	400	1,48	

Tabelle 4-9 : Mit der Gleichung (4-13) berechneten Quellungen und Versuchsergebnisse von Osman (für t = 90 Tage und t = 120 Tage)

4.4.8 Ermittlung der Quellhebung

In folgenden Abbildungen (4-7) und (4-8) werden die Ergebnisse der Berechnung der Quellhebungen zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt. Die Quellhebung ergibt sich aus der Summe:

$$h = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \cdot d_i \quad (4-18)$$

Die an der Bodenoberfläche auftretende Gesamthebung ist in folgender Tabelle angegeben:

Zeit [Tage]	Gesamthebung h_{gemessen} Meßwerte von Osman [mm]	Gesamthebung $h_{\text{berechnet}}$ Berechnungsergebnisse [mm]	$\frac{h_{\text{gemessen}} - h_{\text{berechnet}}}{h_{\text{gemessen}}} \cdot 100$
30	150	207,6	-38,4
60	195	229,9	-17,9
90	220	248,4	-12,9
120	250	263,8	-5,5

Tabelle 4-10 : Vergleich der gemessenen und der berechneten Gesamthebung

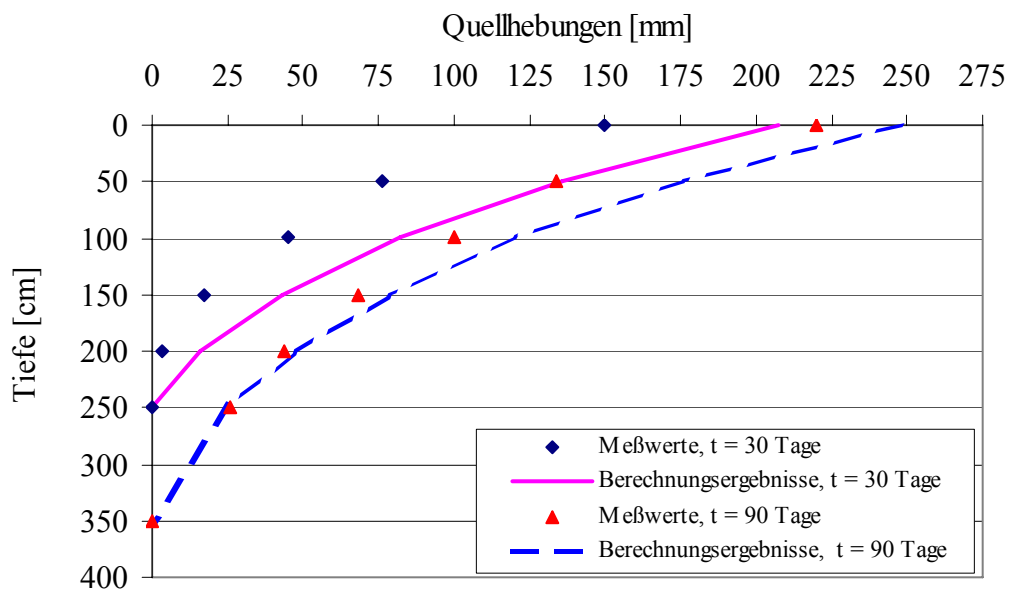


Abbildung 4-7 : Quellhebungen h [mm] zu den Zeitpunkten $t = 30$ und $t = 90$ Tage

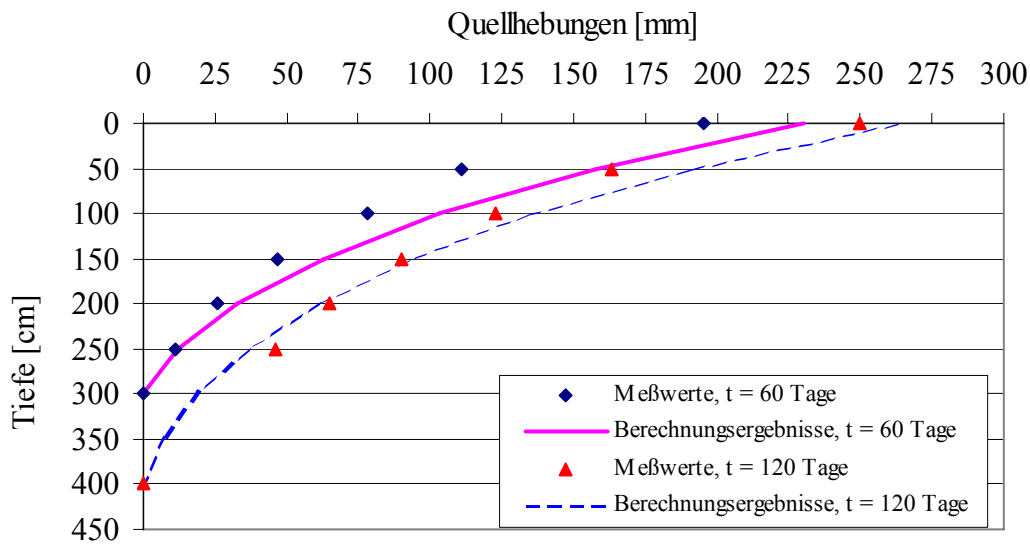


Abbildung 4-8 : Quellhebungen h [mm] zu den Zeitpunkten $t = 60$ und $t = 120$ Tage

4.5 Diskussion der Nachrechnung und Parameterstudie

4.5.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Nachrechnung zeigen eindeutig, dass eine Vorhersage der Quellungen bzw. der Quellhebungen mit dem entwickelten Ansatz möglich ist. Für den Boden aus dem Sudan (Versuch von Osman) beträgt der größte Unterschied zwischen den gemessenen und den berechneten Gesamthebungen 38,4%. Dieser Unterschied ist auf verschiedene Gründe zurückzuführen:

- mögliche Meßfehler bei den Meßwerten von Osman. Der Verlauf in der Abbildung 4-4 ist nicht typisch für die Feuchtefront.
- Die benutzten Koeffizienten (α , n_v , θ_r) für die Bestimmung des Wassergehaltsverteilung sind als Schätzwerte angenommen worden, da die Details (Bodenart, Bodenhorizontgruppe) nicht bekannt sind.

4.5.2 Einfluß der Parameter α , n_v auf die Quellung des Bodens

In der Zusammenstellung von BOHNE/HORN (1993) (siehe Anhang) werden für den schluffigen Ton 4 unterschiedlichen Auswahlmöglichkeiten der Parameter von VAN GENUCHTEN vorgestellt. Um die Auswirkung ausgewählter Parameter auf die Berechnungsergebnisse zur Quellung zu klären, werden die Quellung des Sudanbodens (Versuche von OSMAN) mit den 4 Varianten berechnet (Tabelle (4-12) und (4-13)).

Die nun folgende Tabelle 4-11 faßt die Werte des Exponenten k_1 und der Diffusivität D_0 (als Vorbedingung zur Berechnung der Wasserverteilung über die Tiefe des Bodens) zusammen. Hierbei wurden k_1 mit der Gleichung (3-89) und D_0 mit der Gleichung (3-106) berechnet.

	Aus der Zusammenstellung von BOHNE/HORN			Berechnete Parameter		
	θ_r	n_v	α [1/cm]	m_v	k_1	D_0 [cm ² /s]
1. Variante	0,0	1,11429	0,00705	0,103	6,02	$7,403 \cdot 10^{-3}$
2. Variante	0,0	1,15992	0,00157	0,1379	4,80	$4,84 \cdot 10^{-2}$
3. Variante	0,0	1,1604	0,0009	0,138	4,79	$8,45 \cdot 10^{-2}$
4. Variante	0,0	1,22202	0,00038	0,182	3,81	0,2887

Tabelle 4-11 : Verwendete Parameter

Die berechneten Wassergehalte, Spannungen und Quellungen in verschiedenen Tiefen zu dem Zeitpunkt $t = 120$ Tage sind in den Tabellen (4-12) und (4-13) zusammengefaßt.

Die Gleichung zur Berechnung der Quellung lautet:

$$\varepsilon(w, \sigma) = \varepsilon_0 \cdot \frac{w - w_0}{w_s - w_0} \cdot e^{d \cdot \sigma} = 16,5 \cdot \frac{w - 0,17}{0,33 - 0,17} \cdot e^{-0,2299 \cdot \sigma} \quad (4-13)$$

Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Erste Variante			2. Variante		
		w(z)	$\sigma(z)$ [N/cm ²]	$\varepsilon(z)$ [%]	w(z)	$\sigma(z)$ [N/cm ²]	$\varepsilon(z)$ [%]
0,0 - 50	25	0,3293	0,505	14,62	0,3276	0,505	14,47
50 - 100	75	0,3275	0,515	11,47	0,3223	1,512	11,09
100 - 150	125	0,3252	2,523	8,96	0,3163	2,515	8,46
150 - 200	175	0,322	3,529	6,96	0,3092	3,512	6,4
200 - 250	225	0,3175	4,532	5,36	0,3008	4,504	4,79
250 - 300	275	0,3108	5,531	4,07	0,2901	5,489	3,51
300 - 350	325	0,30	6,523	2,99	0,2754	6,464	2,46
350 - 400	375	0,2768	7,504	1,96	0,2492	7,425	1,48
Gesamthebung [mm]:		282,3			263,4		

Tabelle 4-12 : Berechnung der Quellhebung bei unterschiedlichen Eingangsparmeter α und n_v , Sudanboden, t = 120 Tagen

Lamelle Von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	3. Variante			4. Variante		
		w(z)	$\sigma(z)$ [N/cm ²]	$\varepsilon(z)$ [%]	w(z)	$\sigma(z)$ [N/cm ²]	$\varepsilon(z)$ [%]
0,0 - 50	25	0,3275	0,505	14,46	0,3264	0,505	14,36
50 - 100	75	0,3219	1,512	11,07	0,3187	1,51	10,84
100 - 150	125	0,3157	2,514	8,43	0,3102	2,509	8,12
150 - 200	175	0,3084	3,511	6,37	0,3007	3,501	6,02
200 - 250	225	0,2998	4,503	4,76	0,2895	4,486	4,4
250 - 300	275	0,289	5,487	3,48	0,2761	5,461	3,12
300 - 350	325	0,2742	6,461	2,43	0,2585	6,424	2,08
350 - 400	375	0,2482	7,421	1,46	0,2299	7,371	1,13
Gesamthebung [mm]:		262,7			251		

Tabelle 4-13 : Berechnung der Quellhebung bei unterschiedlichen Eingangsparametern α und n_v , Sudanboden, t = 120 Tagen

Bei der Gesamthebung ist ein Unterschied bis zu 3,1 cm (282,3 mm - 251 mm) zu ersehen. Daher ist wichtig für die Benutzung der Zusammenstellung von BOHNE/HORN auch die Bodenhorizonte zu wissen.

5. Anwendung der entwickelten Ansätze auf die Beispielböden

5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt wird die vorgeschlagene Gleichung (4-13) zur Ermittlung der Quellung für die Untersuchungsböden ausgewertet, um hieraus für eine vorgegebene Infiltrationszeit auf die zu erwartende Quellhebung zu schließen.

Die Versuche wurden mit kleinen Proben im Ödometer durchgeführt. Die Ergebnisse der Quellversuche ohne Spannung (freie Quellung) stellen somit die größten erreichbaren Quellungen ε_0 der untersuchten Böden dar. Die entsprechende Quellung ist umso kleiner, je geringer die Zunahme des Wassergehaltes infolge Infiltration und je größer die vertikale Spannung σ_z ist.

Zusätzlich zur Höchstquellung ε_0 werden für die Vorhersage der Quellhebung folgende weitere Angaben benötigt:

- die Infiltrationstiefe z_s
- die Wassergehaltsverteilung im Bereich $0 \leq z \leq z_s$
- die Spannung σ_z im Bereich $0 \leq z \leq z_s$
- der Exponent d im Gleichung 4-13
- der Sättigungswassergehalt w_s
- der vorhandene Wassergehalt w_0 in $z > z_s$

5.2 Bodenmechanische Kennwerte

Die Laborversuche ergaben folgende Eigenschaften (siehe auch Tabelle 2-2):

	Tschadboden	Boden aus Battice
ρ_s [g/cm ³]	2,69	2,65
ρ_d [g/cm ³]	-	1,17
w_{pr} [%]	23,4	30,7
ρ_{pr} [g/cm ³]	1,616	1,391
k_s [cm/s]	$6,0 \cdot 10^{-8}$	$9,7 \cdot 10^{-7}$

Tabelle 5-1 : Eigenschaften der untersuchten Böden

Für die weiteren Berechnungen wird beim Tschadboden die Trockendichte ρ_d gleich der Proctordichte gesetzt.

Der natürliche Wassergehalt wurde nach Tabelle (2-2) auf $w_0 = 9,5\%$ für den Tschadboden und auf $47,53\%$ für den Boden aus Battice ermittelt. Die Bodenprobe aus Battice wurde während der Regenzeit entnommen, daher weist sie eine sehr hohen natürlichen Wassergehalt auf. Im folgenden wird für die Berechnung ein Ausgangswassergehalt $w_0 = 20\%$ für den Boden aus Battice benutzt.

Der Sättigungswassergehalt w_s eines Bodens kann aus der Kenntnis seiner Korndichte ρ_s und seiner Trockendichte ρ_d rechnerisch bestimmt werden:

$$w_s = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s \cdot \rho_d} \cdot \rho_w \cdot 100$$

$$\text{Für den Tschadboden ist } w_s = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s \cdot \rho_d} \cdot \rho_w \cdot 100 = \frac{2,69 - 1,616}{2,69 \cdot 1,616} \cdot 1 \cdot 100 = 24,71\%$$

$$\text{Für den Boden aus Battice ist } w_s = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s \cdot \rho_d} \cdot \rho_w \cdot 100 = \frac{2,65 - 1,17}{2,65 \cdot 1,17} \cdot 1 \cdot 100 = 47,73\%$$

Aus der Tabelle von BOHNE und HORN (1993) werden die Parameter θ_r , n_v , α für die Saugspannungsberechnung nach Van Genuchten abgelesen. Die Größe m_v wird aus

$$n_v = \frac{1}{1 - m_v}, \text{ d.h. } m_v = 1 - \frac{1}{n_v} \text{ ermittelt. Diese Parameter werden für die Bestimmung der}$$

ungesättigten Wasserleitfähigkeit nach Gleichung (3-88), und dadurch auch für die Bestimmung des Exponenten k_1 nach Gleichung (3-89) sowie für die Bestimmung der Diffusivität D_0 nach Gleichung (3-106) verwendet. Die beiden Elemente (k_1 und D_0) befinden sich in der Gleichung (3-86) der Wasserverteilung. Kriterium für die Auswahl der VAN GENUCHTEN Parameter aus den Tabellenwerten von BOHNE/HORN (1993) ist die Bodenart. Als Hinweis diene auch der Wert der gesättigten Wasserleitfähigkeit der Böden.

Der Tschadboden ist ein schwachsandiger, schluffiger Ton. Ihm werden annähernd die Koeffizienten eines mittel schluffigen Tones aus der Tabelle von BOHNE/HORN zugeschrieben.

Der Boden aus Battice ist ein sandiger, toniger Schluff mit einem höheren Sättigungswassergehalt. Die Bodenprobe wurde aus einer Tiefe von 4 Metern entnommen. Ihm werden annähernd die Koeffizienten eines tonigen Schluffes des untersten Mineralbodenhorizonten aus der Tabelle von Bohne/Horn zugeschrieben.

Alle für die Berechnung der Wasserverteilung benötigten Parameter sind in folgenden Tabelle zusammengefaßt:

Boden	w_0	w_s	k_s	θ_r	n_v	α	m_v
	[%]	[%]	[cm/s]			cm^{-1}	
Tschadboden	9,5	24,71	$6,0 \cdot 10^{-8}$	0,0	1,15992	0,00157	0,138
Boden aus Battice	20	47,73	$9,7 \cdot 10^{-7}$	0,03305	1,34386	0,00622	0,256

Tabelle 5-2 : Verwendete Parameter

5.3 Berechnung von D_0 und k_1

Für den Tschadboden wurde D_0 bei $\theta = 0,399$ $\left(\approx \theta_s = w_s \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,2471 \cdot \frac{1,616}{1} = 0,3993 \right)$ mit der Gleichung (3-106) berechnet:

$$D_0 = \frac{(1 - 0,138) \cdot 6 \cdot 10^{-8}}{0,00157 \cdot 0,138 \cdot (0,3993 - 0,0)} \cdot \Theta^{0,5 - \frac{1}{0,138}} \cdot \left[\left(1 - \Theta^{\frac{1}{0,138}} \right)^{-0,138} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{0,138}} \right)^{0,138} - 2 \right]$$

$$\text{Dabei ist } \Theta = \frac{0,399 - 0,0}{0,3993 - 0,0}$$

$$D_0 = 3,249 \cdot 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$$

Für den Boden aus Battice wurde D_0 bei $\theta = 0,558$ $\left(\approx \theta_s = w_s \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,4773 \cdot \frac{1,17}{1} = 0,5584 \right)$

mit der Gleichung (3-106) berechnet:

$$D_0 = \frac{(1 - 0,256) \cdot 9,7 \cdot 10^{-7}}{0,00622 \cdot 0,256 \cdot (0,5584 - 0,03305)} \cdot \Theta^{0,5 - \frac{1}{0,256}} \cdot \left[\left(1 - \Theta^{\frac{1}{0,256}} \right)^{-0,256} + \left(1 - \Theta^{\frac{1}{0,256}} \right)^{0,256} - 2 \right]$$

$$\text{Dabei ist } \Theta = \frac{0,558 - 0,03305}{0,5584 - 0,03305}$$

$$D_0 = 2,302 \cdot 10^{-3} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$$

Die Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit und des sich daraus ergebenden Exponenten k_1 sind in den Tabellen (5-3) und (5-4) zusammengefasst. Dabei wird wie in Kapitel 3.7.3 c) beschrieben vorgegangen.

Tschadboden			
w	θ	$k(\theta)$	k_1
0,2471	0,3993	$6,0 \cdot 10^{-8}$	0
0,241016	0,3895	$2,8672 \cdot 10^{-9}$	4,141
0,234932	0,3797	$1,3267 \cdot 10^{-9}$	4,906
0,228848	0,3698	$7,1061 \cdot 10^{-10}$	5,401
0,222764	0,3600	$4,0488 \cdot 10^{-10}$	5,760
0,21668	0,3502	$2,3805 \cdot 10^{-10}$	6,033
0,210596	0,3403	$1,4228 \cdot 10^{-10}$	6,245
0,204512	0,3305	$8,5666 \cdot 10^{-11}$	6,411
0,198428	0,3207	$5,1656 \cdot 10^{-11}$	6,540
0,192344	0,3108	$3,1059 \cdot 10^{-11}$	6,638
0,18626	0,3010	$1,8557 \cdot 10^{-11}$	6,710
0,180176	0,2912	$1,0987 \cdot 10^{-11}$	6,758
0,174092	0,2813	$6,4297 \cdot 10^{-12}$	6,784
0,168008	0,2715	$3,7105 \cdot 10^{-12}$	6,789
0,161924	0,2617	$2,107 \cdot 10^{-12}$	6,773
0,15584	0,2518	$1,1746 \cdot 10^{-12}$	6,735
0,149756	0,2420	$6,4151 \cdot 10^{-13}$	6,674
0,143672	0,2322	$3,4239 \cdot 10^{-13}$	6,587
0,137588	0,2223	$1,7815 \cdot 10^{-13}$	6,472
0,131504	0,2125	$9,0111 \cdot 10^{-14}$	6,323
0,12542	0,2027	$4,4179 \cdot 10^{-14}$	6,132
0,119336	0,1928	$2,0922 \cdot 10^{-14}$	5,886
0,113252	0,1830	$9,5340 \cdot 10^{-15}$	5,564
0,107168	0,1732	$4,1620 \cdot 10^{-15}$	5,120
0,101084	0,1634	$1,7316 \cdot 10^{-15}$	4,437
0,095	0,1535	$6,8241 \cdot 10^{-16}$	
Mittelwert k_1 :			5,833

Tabelle 5-3 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1 , Tschadboden

Boden aus Battice			
w	θ	$k(\theta)$	k_1
0,4773	0,558	$9,7 \cdot 10^{-7}$	0
0,4634	0,542	$1,7201 \cdot 10^{-7}$	5,614
0,4495	0,526	$9,6568 \cdot 10^{-8}$	6,368
0,4356	0,510	$6,0089 \cdot 10^{-8}$	6,628
0,4217	0,493	$3,9067 \cdot 10^{-8}$	6,686
0,4078	0,477	$2,5965 \cdot 10^{-8}$	6,641
0,3939	0,461	$1,7447 \cdot 10^{-8}$	6,540
0,3800	0,445	$1,1771 \cdot 10^{-8}$	6,405
0,3661	0,428	$7,9370 \cdot 10^{-9}$	6,248
0,3522	0,412	$5,3285 \cdot 10^{-9}$	6,076
0,3383	0,396	$3,5509 \cdot 10^{-9}$	5,891
0,3244	0,380	$2,3424 \cdot 10^{-9}$	5,694
0,3105	0,363	$1,5254 \cdot 10^{-9}$	5,485
0,2966	0,347	$9,7808 \cdot 10^{-10}$	5,262
0,2827	0,331	$6,1572 \cdot 10^{-10}$	5,020
0,2688	0,314	$3,7938 \cdot 10^{-10}$	4,754
0,2549	0,298	$2,2801 \cdot 10^{-10}$	4,453
0,2410	0,282	$1,3315 \cdot 10^{-10}$	4,102
0,2271	0,266	$7,5198 \cdot 10^{-11}$	3,665
0,2132	0,249	$4,0851 \cdot 10^{-11}$	3,052
0,2000	0,234	$2,1943 \cdot 10^{-11}$	
Mittelwert k_1 :			5,229

Tabelle 5-4 : Ergebnisse der Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit und des Exponenten k_1 , Boden aus Battice

Folgende Tabelle faßt die Werte des Exponenten k_1 und der Diffusivität D_0 aller untersuchten Böden zusammen:

Boden	Tschadboden	Boden aus Battice
k_1	5,833	5,229
D_0 [cm ² /s]	$3,249 \cdot 10^{-4}$	$2,302 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 5-5 : Koeffizienten für die Berechnung der Wasserverteilung über die Tiefe

5.4 Infiltrationstiefe z_s

Zur Berechnung der Wasserverteilung und der Quellhebung, die sich daraus ergeben würde, wurde angenommen, daß das in den Böden infiltrierte Wasser, zu bestimmten Zeitpunkten $t_1 = 1$ Tag und $t_2 = 2$ Tage die Feuchtefronten (z_s) erreichen wird.

Die Berechnung der Feuchtefront erfolgt nach Gleichung (3-44).

$$\frac{z_s(t)}{h_c} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{h_c} \right\} = \frac{k_s}{h_c \cdot \Delta \theta} \cdot t \quad (3-44)$$

Die Saugspannungshöhe h_c in der Gleichung (3-44) wird mit der Gleichung (3-87) von Van Genuchten berechnet. Dabei ist $h_c = \psi$.

$$h_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} \quad (3-101)$$

- Für den Tschadboden:

$$k_s = 6,0 \cdot 10^{-8} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$\theta_s = w_s \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,2471 \cdot \frac{1,616}{1,0} = 0,3993$$

$$\theta_0 = w_0 \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,095 \cdot \frac{1,616}{1,0} = 0,1535$$

Die Feuchtedifferenz $\Delta\theta = \theta_s - \theta_0 = 0,3993 - 0,1535 = 0,246$

Für die Berechnung der Saugspannungshöhe h_c nach Gleichung (101) werden folgende Koeffizienten aus der Tabelle von Bohne/Horn benutzt:

$$\theta_r = 0,0 \quad n_v = 1,15992$$

$$\alpha = 0,00157 \quad m_v = 0,138$$

Die Saugspannungshöhe ergibt sich zu:

$$h_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} = \frac{1}{0,00157} \cdot \left[\left(\frac{0,3993 - 0,0}{0,1535 - 0,0} \right)^{\frac{1}{0,138}} - 1 \right]^{\frac{1}{1,15992}} = 2,498 \cdot 10^5 \text{ cm}$$

Für $t = 1 \text{ Tag} = 86400 \text{ Sekunden}$:

$$\frac{z_s(t)}{2,498 \cdot 10^5} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{2,498 \cdot 10^5} \right\} = \frac{6,0 \cdot 10^{-8}}{2,498 \cdot 10^5 \cdot 0,246} \cdot 86400 = 8,436 \cdot 10^{-8} \quad (3-44)$$

Die Iterationsrechnung führt zu $z_s = 102 \text{ cm}$.

Für $t = 2$ Tage = 172800 Sekunden:

$$\frac{z_s(t)}{2,498 \cdot 10^5} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{2,498 \cdot 10^5} \right\} = \frac{6,0 \cdot 10^{-8}}{2,498 \cdot 10^5 \cdot 0,246} \cdot 172800 = 1,687 \cdot 10^{-7} \quad (3-44)$$

Die Iterationsrechnung führt zu $z_s = 145$ cm.

- Für den Boden aus Battice:

$$k_s = 9,7 \cdot 10^{-7} \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$\theta_s = w_s \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,4773 \cdot \frac{1,17}{1,0} = 0,5584$$

$$\theta_0 = w_0 \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} = 0,2 \cdot \frac{1,17}{1,0} = 0,234$$

Die Feuchtedifferenz $\Delta\theta = \theta_s - \theta_0 = 0,5584 - 0,234 = 0,3244$

Für die Berechnung der Saugspannungshöhe h_c nach Gleichung (101) werden folgende Koeffizienten aus der Tabelle von Bohne/Horn benutzt:

$$\theta_r = 0,03305 \quad n_v = 1,34386$$

$$\alpha = 0,00622 \quad m_v = 0,256$$

Die Saugspannungshöhe ergibt sich zu:

$$h_c = \frac{1}{\alpha} \cdot \left[\left(\frac{\theta_s - \theta_r}{\theta - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m_v}} - 1 \right]^{\frac{1}{n_v}} = \frac{1}{0,00622} \cdot \left[\left(\frac{0,5584 - 0,03305}{0,234 - 0,03305} \right)^{\frac{1}{0,256}} - 1 \right]^{\frac{1}{1,34386}} = 2,581 \cdot 10^3 \text{ cm}$$

Für $t = 1$ Tag = 86400 Sekunden:

$$\frac{z_s(t)}{2,581 \cdot 10^3} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{2,581 \cdot 10^3} \right\} = \frac{9,7 \cdot 10^{-7}}{2,581 \cdot 10^3 \cdot 0,3244} \cdot 86400 = 1,001 \cdot 10^{-4} \quad (3-44)$$

Die Iterationsrechnung führt zu $z_s = 37$ cm.

Für $t = 2$ Tage = 172800 Sekunden:

$$\frac{z_s(t)}{2,581 \cdot 10^3} - \ln \left\{ 1 + \frac{z_s(t)}{2,581 \cdot 10^3} \right\} = \frac{9,7 \cdot 10^{-7}}{2,581 \cdot 10^3 \cdot 0,3244} \cdot 172800 = 2,002 \cdot 10^{-4} \quad (3-44)$$

Die Iterationsrechnung führt zu $z_s = 52$ cm.

Folgende Tabelle faßt die Werte der Feuchtefront aller untersuchten Böden zusammen:

Zeit [Tage]	Berechnete Feuchtefront z_s [cm]	
	Tschadboden [$w_0 = 0,095$]	Boden aus Battice [$w_0 = 0,20$]
1	102	37
2	145	52

Tabelle 5-6 : Feuchtefront z_s , Berechnungsergebnisse

5.5 Wassergehaltsverteilung

In den Tabellen (5-7) und (5-8) sind die berechneten Werte des Wassergehaltes zu verschiedenen Zeitpunkten und in verschiedenen Tiefen angegeben. Die Abbildungen (5-1) und (5-2) stellen die Kurvenverläufe der Wasserverteilung (nach Gleichung (3-86)) im Boden bis in den berechneten Feuchtefronten dar.

Zeit t = 1 Tag			Zeit t = 2 Tage		
Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Wassergehalt [%]	Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Wassergehalt [%]
0,0 - 20	10	0,244	0,0 - 20	10	0,245
20 - 40	30	0,2369	20 - 40	30	0,2404
40 - 60	50	0,2279	40 - 60	50	0,235
60 - 80	70	0,2154	60 - 80	70	0,2286
80 - 100	90	0,1935	80 - 100	90	0,2205
100 - 102	101	0,154	100 - 120	110	0,2095
			120 - 140	130	0,1913
			140 - 145	142,5	0,1615

Tabelle 5-7 Wassergehaltsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Tschadboden [Berechnungsergebnisse, jeweils in Lamellenmitte]

Zeit t = 1 Tag			Zeit t = 2 Tage		
Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Wassergehalt [%]	Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Wassergehalt [%]
0,0 - 4	2	0,4738	0,0 - 6	3	0,4736
4 - 8	6	0,4663	6 - 12	9	0,4656
8 - 12	10	0,4579	12 - 18	15	0,4567
12 - 16	14	0,4485	18 - 24	21	0,4464
16 - 20	18	0,4378	24 - 30	27	0,4345
20 - 24	22	0,425	30 - 36	33	0,4201
24 - 28	26	0,4093	36 - 42	39	0,4014
28 - 32	30	0,3882	40 - 48	45	0,3742
32 - 37	34,5	0,3477	48 - 52	50	0,3297

Tabelle 5-8 Wassergehaltsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Boden aus Battice [Berechnungsergebnisse, jeweils in Lamellenmitte]

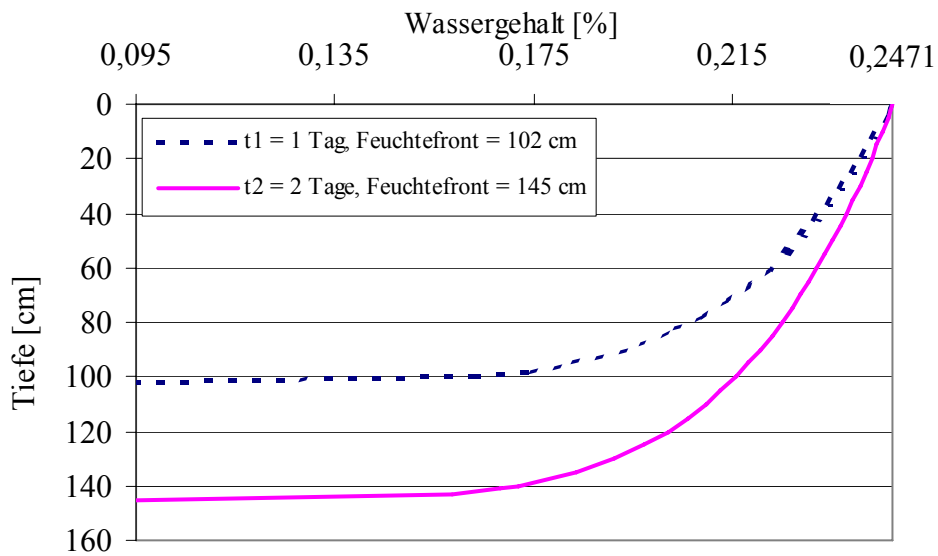


Abbildung 5-1 : Wassergehaltverteilung über die Tiefe, Boden aus Tschad

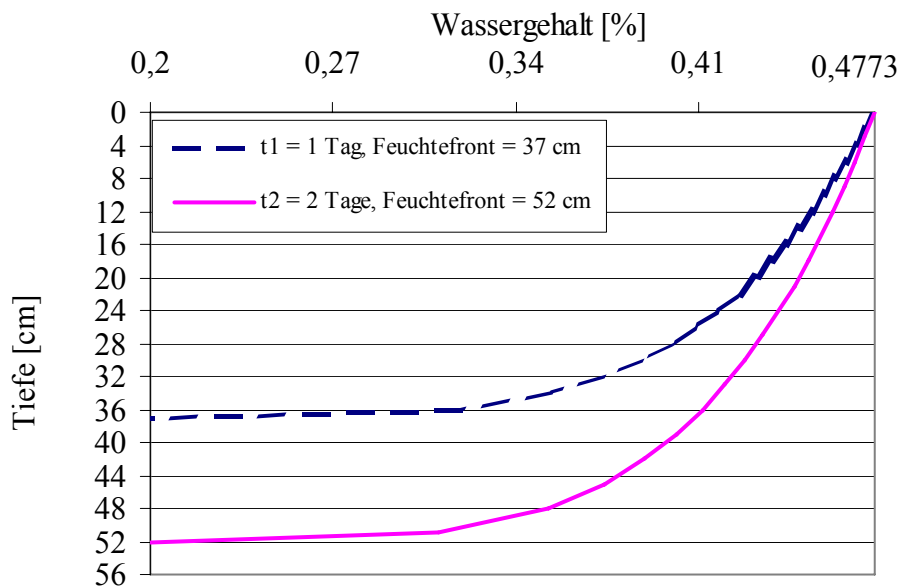


Abbildung 5-2 : Wasserverteilung über die Tiefe, Boden aus Battice

5.6 Quellhebung

5.6.1 Spannungsverteilung

Es wird nur die Spannung des Bodens aus Bodeneigengewicht berücksichtigt ($\sigma_0 = 0$). Die Berechnung der Spannung erfolgt nach der Gleichung (4-17), wobei die zu berücksichtigenden Wassergehalte in verschiedenen Tiefen im Abschnitt 5.5 berechnet wurden.

Zeit t = 1 Tag			Zeit t = 2 Tage		
Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Spannung [N/cm ²]	Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Spannung [N/cm ²]
0,0 - 20	10	0,201	0,0 - 20	10	0,201
20 - 40	30	0,602	20 - 40	30	0,603
40 - 60	50	1,001	40 - 60	50	1,003
60 - 80	70	1,396	60 - 80	70	1,401
80 - 100	90	1,785	80 - 100	90	1,797
100 - 102	101	1,995	100 - 120	110	2,19
			120 - 140	130	2,578
			140 - 145	142,5	2,816

Tabelle 5-9 Spannungsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Tschadboden [Berechnungsergebnisse, jeweils in Lamellenmitte]

Zeit t = 1 Tag			Zeit t = 2 Tage		
Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Spannung [N/cm ²]	Lamelle von...bis [cm]	Tiefe der Lamellenmitte [cm]	Spannung [N/cm ²]
0,0 - 4	2	0,041	0,0 - 6	3	0,052
4 - 8	6	0,123	6 - 12	9	0,155
8 - 12	10	0,204	12 - 18	15	0,258
12 - 16	14	0,285	18 - 24	21	0,359
16 - 20	18	0,365	24 - 30	27	0,461
20 - 24	22	0,445	30 - 36	33	0,561
24 - 28	26	0,524	36 - 42	39	0,66
28 - 32	30	0,602	40 - 48	45	0,757
32 - 37	34,5	0,688	48 - 52	50	0,837

Tabelle 5-10 Spannungsverteilung über die Tiefe und zu verschiedenen Zeitpunkten, Boden aus Battice [Berechnungsergebnisse, jeweils in Lamellenmitte]

5.6.2 Bestimmung des Exponenten d

Um den Exponent d zu bestimmen wird in dieser Arbeit die im Kapitel 4 aufgestellte Beziehung zwischen d und dem Quelldruck verwendet.

$$d = \frac{1}{\sigma_q} \cdot \ln(0,01) = \frac{-4,605}{\sigma_q} \quad (4-16)$$

Für den Tschadboden und den Boden aus Battice ist der Quelldruck σ_q aus Abbildung 5-3 (siehe auch Abbildung 2-17) durch Extrapolation der verschiedenen Kurven bis zum Schnittpunkt mit der Spannungsachse zu erhalten:

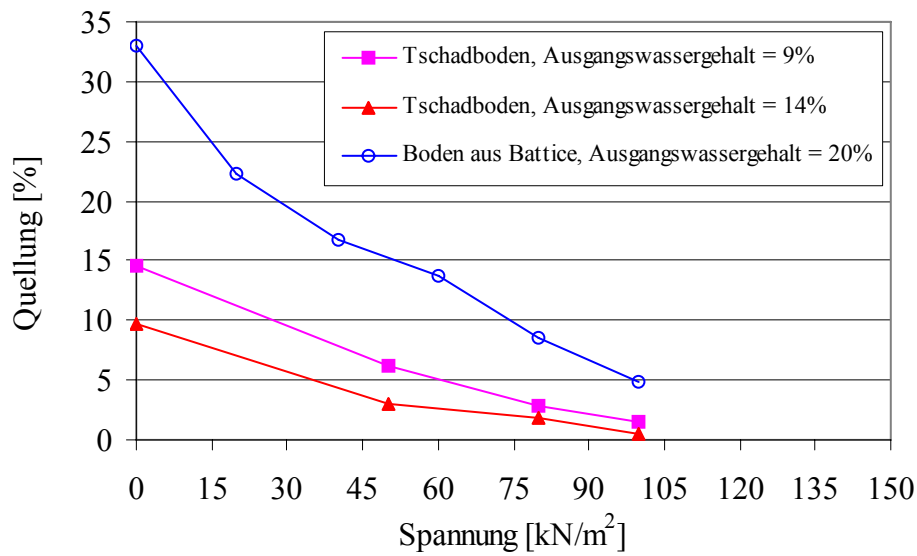


Abbildung 5-3 : Endquellung unter verschiedenen Spannungen

Die Ergebnisse sind:

$\sigma_q = 100 \text{ kN/m}^2$ für den Tschadboden

$\sigma_q = 130 \text{ kN/m}^2$ für den Boden aus Battice

Die Auswertung von Gleichung (4-16) ergab folgenden Werte in der Tabelle 5-11 des Exponenten d:

	σ_q [kN/m ²]	σ_q [N/cm ²]	d [cm ² /N] (-4,605/ σ_q)
Tschadboden	100	10,0	-0,4605
Boden aus Battice	130	13,0	-0,3542

Tabelle 5-11 : Exponent d

5.6.3 Höchste Quellung der Böden ε_0

Die durch Laborversuche (siehe Kapitel 2.4, Abbildung 2-11) im Ödometer erreichte freie Endquellung ε_0 , die vom Ausgangswassergehalt abhängig ist, ist in folgenden Tabellen zusammengefaßt. Zur Berechnung der voraussichtlichen Quellung bzw. Hebung wurden die zu den Ausgangswassergehalten zugehörigen Endquellungen aus den Tabellen (5-12) und (5-13) entnommen. Für die berechneten Beispiele wurden für den Tschadboden beim Ausgangswassergehalt von 9,5% die Quellung $\varepsilon_0 = 14,36\%$ und für den Boden aus Battice beim Ausgangswassergehalt von 20% die Quellung $\varepsilon_0 = 33,07\%$ berücksichtigt.

Ausgangs- wassergehalt [%]	Endquellung ε_0 [%]
	Tschadboden
1,0	28,38
9,0	14,36
14,0	9,79
19,0	6,21
23,4	2,36

Tabelle 5-12 : Endquellung bei verschiedenen Ausgangswassergehalten
Tschadboden (Meßwerte)

Ausgangs- wassergehalt [%]	Endquellung ε_0 [%]
	Boden aus Battice
20,0	33,07
25,0	19,17
30,0	13,21
35,0	5,42

Tabelle 5-13 : Endquellung bei verschiedenen Ausgangswassergehalten
Boden aus Battice (Meßwerte)

5.6.4 Berechnung der Hebungen

Die Berechnung der voraussichtlichen Quellungen zu den Zeiten $t_1 = 1$ Tag und $t_2 = 2$ Tage erfolgt nach Gleichung (4-13). Die Berechnungsergebnisse sind in den Tabellen (5-14) bis (5-17) dargestellt.

$$\varepsilon(w, \sigma) = 14,36 \cdot \frac{w - 0,095}{0,2471 - 0,095} \cdot e^{-0,4605 \cdot \sigma} \quad \text{für den Tschadboden}$$

$$\varepsilon(w, \sigma) = 33,07 \cdot \frac{w - 0,20}{0,4773 - 0,20} \cdot e^{-0,3542 \cdot \sigma} \quad \text{für den Boden aus Battice}$$

Zeit t = 1 Tag			
Tiefe z [cm]	Wassergehalt	Spannung [N/cm ²]	Quellung der Schicht, Berechnungsergebnisse [%]
0	0,244	0,201	12,8
20	0,2369	0,602	10,2
40	0,2279	1,001	7,9
60	0,2154	1,396	6,0
80	0,1935	1,785	4,1
100	0,154	1,995	2,2
102			

Tabelle 5-14 : Mit der Gleichung (4-13) berechneten Quellungen für t = 1 Tag (Tschadboden)

Zeit t = 2 Tage			
Tiefe z [cm]	Wassergehalt	Spannung [N/cm ²]	Quellung der Schicht, Berechnungsergebnisse [%]
0	0,245	0,201	12,9
20	0,2404	0,603	10,5
40	0,235	1,003	8,4
60	0,2286	1,401	6,7
80	0,2205	1,797	5,3
100	0,2095	2,19	4,0
120	0,1913	2,578	2,8
140	0,1615	2,816	1,8
145			

Tabelle 5-15 : Mit der Gleichung (4-13) berechneten Quellungen für t = 2 Tage (Tschadboden)

Zeit t = 1 Tag			
Tiefe z [cm]	Wassergehalt	Spannung [N/cm ²]	Quellung der Schicht, Berechnungsergebnisse [%]
0	0,4738	0,041	32,2
4	0,4663	0,123	30,4
8	0,4579	0,204	28,6
12	0,4485	0,285	26,8
16	0,4378	0,365	24,9
20	0,425	0,445	22,9
24	0,4093	0,524	20,7
28	0,3882	0,602	18,1
32	0,3477	0,688	13,8
37			

Tabelle 5-16 : Mit der Gleichung berechneten Quellungen für t = 1 Tag (Boden aus Battice)

Zeit t = 2 Tage			
Tiefe z [cm]	Wassergehalt	Spannung [N/cm ²]	Quellung der Schicht, Berechnungsergebnisse [%]
0			
	0,4736	0,052	32,0
6			
	0,4656	0,155	30,0
12			
	0,4567	0,258	27,9
18			
	0,4464	0,359	25,9
24			
	0,4345	0,461	23,8
30			
	0,4201	0,561	21,5
36			
	0,4014	0,66	19,0
42			
	0,3742	0,757	15,9
48			
	0,3297	0,837	11,5
52			

Tabelle 5-17 : Mit der Gleichung berechneten Quellungen für t = 2 Tage
(Boden aus Battice)

Die Hebungen werden durch Summieren von $\varepsilon \cdot \Delta z$ berechnet.

Berechnungsbeispiel: Tschadboden

Tiefe z [cm]	h [cm]
0,0 – 20	2,56
20 – 40	2,04
40 – 60	1,58
60 – 80	1,2
80 – 100	0,82
100 - 102	0,04
Gesamthebung [cm]: 8,24	

Tabelle 5-18 : Berechnung der Quellhebung,
Beispiel Tschadboden

Die berechneten Gesamthebungen sind in der Tabelle Tabelle 5-19 angegeben.
Die Abbildungen (5-4) und (5-5) stellen den Kurvenverlauf der Quellhebung dar.

Boden	t = 1 Tag		t = 2 Tag	
	z_s [cm]	Gesamthebung [mm]	z_s [cm]	Gesamthebung [mm]
Tschadboden	102	82	145	101
Boden aus Battice	37	88,4	52	122

Tabelle 5-19 : Gesamthebung, Berechnungsergebnisse

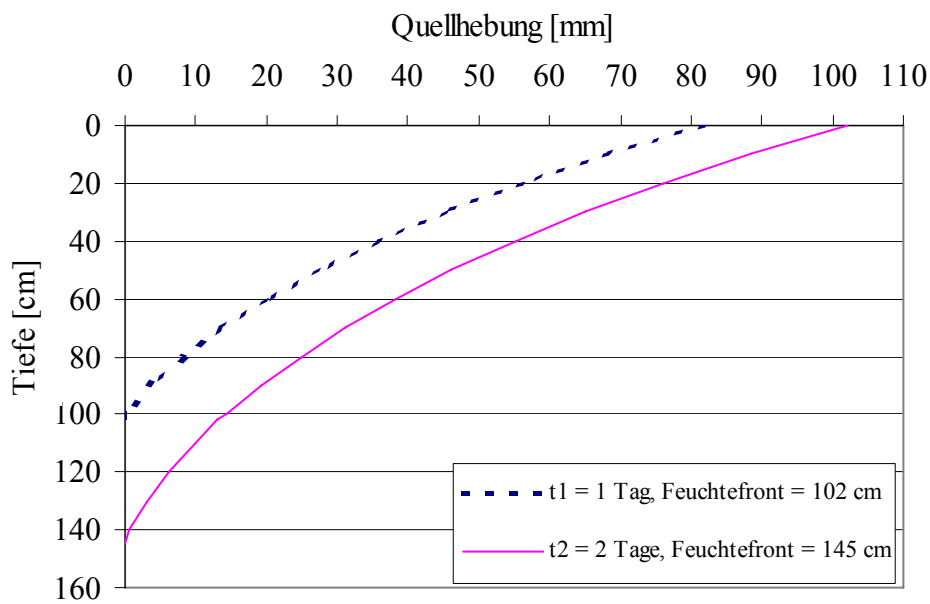


Abbildung 5-4 : Berechnete Hebungen zu verschiedenen Zeitpunkten,
Tschadböden

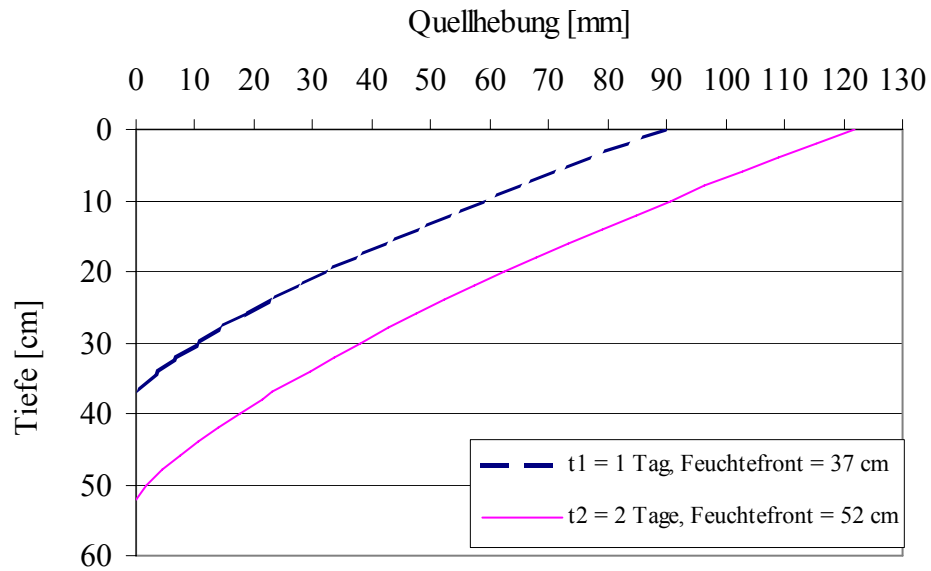


Abbildung 5-5 : Berechnete Hebungen zu verschiedenen Zeitpunkten, Boden aus Battice

6 Zusammenfassung

Zusammenfassung

Die Quellung von Boden entsteht durch das Zusammenwirken mehrerer Faktoren, was die Vermeidung bzw. die Verringerung der Quellung erschwert. Diese sind insbesondere die Wirkung der Wassergehaltsänderung im Boden, die chemischen Reaktionen und die Auflastspannungen, denen der Boden unterliegt. Die klimatischen Faktoren, die großen Einfluss auf diese Faktoren haben, sind oft schwer vorhersehbar.

Der Verfasser dieser Arbeit hat sich die Aufgabe gestellt, die Quellung von tonhaltigen Böden mit einfachen Parametern zu beschreiben, und die Größe der Quellung bzw. der Hebung rechnerisch zu prognostizieren.

Die Arbeit ist in 3 Hauptabschnitte gegliedert.

Zunächst wurde eine umfassende Literaturrecherche durchgeführt. Dabei wurde auf die Schwerpunkte und Mängel der schon existierenden Theorien eingegangen. Die Komplexität des Quellphänomens wurde herausgestellt und verschiedene mögliche Ursachen der Quellung wurden identifiziert (osmotisch, innerkristallin). Diese Ursachen können getrennt oder gleichzeitig eintreten.

Dann wurden Laborversuche mit drei unterschiedlichen Böden durchgeführt, in denen die Effekte bestimmter Parameter (Ausgangswassergehalt, Dichte, Dicke der Bodenschicht und Spannung) auf die Quellung untersucht wurden. Die gewonnenen Ergebnisse wurden den Ergebnissen anderer Autoren zum Vergleich gegenüber gestellt.

Dabei wurde folgendes festgestellt:

- eine Erhöhung der Endquellung mit der Abnahme des Ausgangswassergehaltes
- eine Verringerung der Endquellung mit der Zunahme der Spannung
- eine Abnahme der Endquellung mit der Zunahme der Schichtdicke
- eine Zunahme der Endquellung mit der Zunahme der Ausgangsdichte

Daraus wurde eine Gleichung zur Berechnung der Verteilung des Infiltrationswassers im Boden vorgeschlagen. Durch Auswertung verschiedener Versuchsergebnisse wurde die Gültigkeit dieser Gleichung bestätigt.

Schließlich wurde eine Gleichung für das Auswerten der Quellung bzw. der Hebung des Bodens erarbeitet.

In der Vergangenheit beschränkte man sich darauf, die Quellung des Bodens durch Laborversuche im Ödometer festzustellen. Es wurde fälschlicherweise angenommen, daß die ganze Schicht des quellfähigen Bodens eine Quellung erfährt, die der Quellung der Bodenprobe im Ödometer entspricht. Dies führte natürlich zu einer Überdimensionierung der auf dem betreffenden Boden zu gründenden Bauwerke und folglich zu hohen Kosten. Das entwickelte Modell unterscheidet sich von den früheren Modellen durch die Berücksichtigung der mit der Tiefe größer werdenden Spannung und des kleiner werdenden Wassergehaltes, und unterstreicht deren Einfluß auf die Quellung.

Bei Anwendung des entwickelten Rechenmodells müssen in Abhängigkeit des Wassergehaltes die ungesättigte Wasserleitfähigkeit und die Diffusivität bestimmt werden. Diese lassen sich empirisch durch die bekannte Funktion nach VAN GENUCHTEN 1980 zuverlässig ermitteln. Die dafür notwendigen Parameter wurden von verschiedenen Wissenschaftlern erarbeitet (Bohne und Horn, 1993) und sind Tabellen und Datenbanken zu entnehmen.

Die Anwendbarkeit des neuen Modells wurde bestätigt, indem die berechneten Ergebnisse mit Versuchsergebnissen von Quelldeformationen verglichen werden.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen, daß eine Beurteilung der Quellfähigkeit des Bodens anhand eines einzigen üblichen bodenmechanischen Parameter des Tonbodens irreführend sein kann.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen weiterhin, daß mit allgemeinen bodenmechanischen Kennwerten eine zahlenmäßige Abschätzung der Quellung über die ganze Schichtdicke möglich ist.

Mit der entwickelten Gleichung wird es ausreichen, die Höchstquellung und den Quelldruck des Bodens mittels eines normalen Ödometers im Labor sowie die Feuchtefront durch die Gleichung von GREEN/AMPT zu bestimmen sowie einige übliche Eigenschaften des Bodens zu kennen, um mit Hilfe der Koeffizienten aus der ungesättigten Durchlässigkeit und der Diffusivität, die Quellung, die der Boden erfahren könnte, vorherzusagen.

Damit wird nicht nur der aktuelle Kenntnisstand über die Quellung des Bodens erweitert, sondern auch der Untersuchungsumfang beträchtlich reduziert.

Literaturverzeichnis

- Alonso, E.E.* Modeling expansive soil behavior
Proc. 2nd Int. Conf. On Unsaturated Soils, Beijing 2, 37-70
- Anagnostou, G.* Untersuchungen zur Statik des Tunnelbaus in quellendem Gebirge
Veröff. des Inst. für Geotechnik der ETH Zürich, Band 201, 1992
- Ardani, A.* Expansive Soil Treatment. Methods in Colorado
Federal Highway Administration, Denver. Co. Colorado Div.,
1992
- Bachmann, M.* Bodenverformungen infolge Wassergehaltsänderungen als
Schadensursache bei Bauwerken auf Ton
Dissertation, Technische Univ. Carolo Wilhelmina zu
Braunschweig, 1998
- Bailey, S.W.* Hydrous Phyllosilicates.
Reviews in Mineralogy, vol. 19, Mineralogical Society of
America, 1988
- Bartsch, H-J.* Taschenbuch mathematischer Formeln
Harri Deutsch Verlag, Thun und Frankfurt/Main
- Baumgartl, T.* Wasserbindungskräfte und Wasserfluß in bindigen Substraten
Geotechnik 1998/1, S.29-35, Verlag Glückauf (Essen)
- Benbouziane, J.* Etude du gonflement des sols argileux
Thèse(Maîtrise), Université de Shesbrooke, Canada, 1988
- Bentoumi, O.* Transfert par infiltration de l'eau dans les sols fins compactés.
Etude de la conductivité et de la diffusivité hydraulique
Thèse de doctorat, Institut N. des Sciences Appliquées de Lyon,
France, 1995
- Berner, Ulrich* Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltra-
tionsversuche
Mitt. aus dem Fachgebiet Grundbau, Bodenmechanik und
Felsmechanik, Technische Universität München, 1995
- Bohne, Klaus*
Horn, Rainer
Baumgartl, Thomas Bereitstellung von Van-Genuchten-Parametern zur
Charakterisierung der hydraulischen Bodeneigenschaften
Z : Pflanzenernährung und Bodenkunde 156, S.229-233, 1993

- Brackley, I.J.A.* An empirical equation for the prediction of clay heave
Proc. 7th Asian Reg. Conf. SMFE Haifa 1, pp. 8 – 14
- Brindley, G.W.* Crystal Structures of Clay Minerals and their Identification
Brown, G. Mineralogical Society London, 1984
- Brümmer, O.* Handbuch Festkörperanalyse mit Elektronen, Ionen und Röntgenstrahlen
Fried. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, 1980
- Bultel, F.* Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des Tunnels
Thèse de doctorat, ENPC, Paris, 2001
- Chen, F.H.* The basic physical property of expansive soils
Proc. Of the 3rd Int. Conf. On Expansive Soils, Haifa, vol.1, pp.17-26, 1970
- Chen, F.H.* Foundations on expansive soils
Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam-Oxford-New York, 1975
- Chen, F.H.* Foundations on expansive soils
Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam-Oxford-New York, 1988
- Decher, A.* Bedeutung der chemischen Zusammensetzung der Smectite für die geotechnischen Eigenschaften der Bentonite
Friedrich, G.
Heitfeld, K.H. Geotechnik 16 (1993), S. 1 – 5
- Didier, G.* Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites
Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon, 1972
- Djedid, A. und al.* Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 233, Juillet-Août 2001, pp.67-75.
- Dyck, S.* Grundlagen der Hydrologie
Peschke, G. Berlin [u.a] : Ernst, 1983
- Endell, K.* Die Quellfähigkeit der Tone im Baugrund und ihre Bautechnische Bedeutung
Die Bautechnik, Heft 19, 1941, S. 201 – 209

- Einstein, H.H.* Verhalten von Stollensohlen in quellendem Mergel.
Bischoff, N. In : Grob, H. und Koveri, K. (1972) : Int. Symposium on
Hoffmann, E. Underground Openings, Lucerne. Swiss Soc. For Soil Mech. And
Foundation Eng., Zürich
- Eklu-Natey, E. D.* Erodierbarkeit zementstabilisierter tropischer Böden im
Straßenbau Togos. Veröff. des Inst. für Grundbau und
Energiewasserbau, Hannover, 1992
- Elarabi, E.A.E* Numerical Analysis of the swelling effects on structures
Braunschweig, 1997
- Fargher, P.J.* Footings and foundations for small buildings in arid climates,
Woodburn, J.A. with special reference to South Australia.
Selby, J. The Institutions of Engineers, Australia, S. Australian Division,
1979
- Fecker, E.* Baugeologie
Reik, G. Enke Verlag Stuttgart, 1987
- Fredlund, D.G.* Soil Mechanics for Unsaturated Soils
Rahardjo, H. John Wiley & Sohns, Inc, 1993
- Fredlund* Equation for the Soil Water Characteristic Curve
Xing Canadian Geotechnical Journal, 31, 521-532, 1994
- Fröhlich, B.* Anisotropes Quellverhalten Diagenetisch verfestigter Tonsteine
Veröff. Des Inst. für Boden- und Felsmechanik der Univ.
Fredericiana, Karlsruhe, Heft 99, 1986
- Grob, H.* Schwelldruck am Beispiel des Belchentunnels
Sitzungsberichte Intern. Symposium für Untertagebau, Luzern,
S.99 – 119, 1992
- Gysel, M.* Design of Tunnels in Swelling Rock. Rock Mechanics and
Rock Engineering, Vol.20, N° 4, 1987, pp.219-242
- Hamilton, J.J.* Swelling and Shrinkage Subsoils
Canadian Building Digests, December 1966
- Hamilton, J.J.* Foundation on Swelling or Shrinkage Subsoils
Canadian Building Digests, March 1977
- Hartge, K.H.* Einführung in die Bodenphysik
Horn, R. 2.Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1991

- Henke, K.F.*
Kaiser, W.
Nagel, D. Geomechanische Untersuchungen in Gipskeuper
Straßenbau und Straßenbautechnik, H.184, S.149 – 169, 1975
- Hiltmann, W.*
Stribrny, B. Tonmineralogie und Bodenphysik
Springer Verlag, 1998
- Huder, J.*
Amberg, G. Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit
Schweizerische Bauzeitung, Heft 43, S. 975 – 980, 1970
- Ibragimov, F.A.*
Zaalishvili, V.B.
Tedeev, T.R. Infiltration of moisture in a porous medium with incomplete
saturation of pores
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.38, Nr.5,
pp.147-153, 2001
- ISRM* Suggested Methods for Laboratory Testing of Argillaceous
Swelling Rocks
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, Nr.5,
pp.415 – 426, 1989
- ISRM* Comments and Recommendations on Design and Analysis
Procedures for Structure in Argillaceous Swelling Rock
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.31, Nr.5,
pp.535 – 546, 1994
- Jasmund, K.*
Lagaly, G. Tonminerale und Tone
Steinkopff Verlag, Darmstadt, 1993
- Khaddaj, S.* Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres
Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de
Lille, Avril 1992
- Kirschke, D.* Neue Versuchstechniken und Erkenntnisse zum Anhydrit-
schwellen. 10. Nat. Felsmechanik Symposium, Aachen, 1992
- Kliesch, K.* Qualitative Prognose von Quellerscheinungen anstehender Tone
mit Hilfe von Berechnungen nach dem Doppelschicht- Modell
Geotechnik 13(2), Essen, 1990
- Kliesch, K.* Der Einfluß des Porenwassers auf das Quellverhalten tertiärer
Tone
Mitt. zur Ingenieurgeologie und Hydrogeologie der RWTH
Aachen, 1994

- Kramer, W.*
Meyer, B. Messungen der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeiten von Bodenproben natürlicher Lagerung mit Hilfe einer Doppelmembranapparatur
Göttinger Bodenkundl. Berichte 1, S.127 – 154, 1969
- Lackner, K.* Schwellen und Schrumpfen im anorganen Ton als Ursache für Gebäudeschäden
Geotechnik, Heft 14, S.118 – 124, 1991
- Lambe, T.W.* The character and identification of expansive soils.
Washington, DC : US Gov. Print. Office, 1960
Fed. Housing Rep. 701
- Madsen, F.T.* Quelldruckmessung an Tongesteinen und Berechnung des Quelldruckes nach dem DLVO – Theorie
Mitt. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich, Nr.108, 1976
- Madsen, F.T.*
Nüesch, R. Langzeitquellverhalten von Tongesteinen und tonigen Sulfatgesteinen
Mitt. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich, Nr.140, 1990
- Maniak, U.* Hydrologie und Wasserwirtschaft
Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 4.Auflage 1997
- Mariotti, M.* Le gonflement des sols argileux surconsolidés (Aspect du phénomène – Influence sur les structures – Précautions à envisager).
Mines et Géologie, Rabat, n°39, pp.13-28
- Mouroux, P.* Contribution à l'étude de retrait et de gonflement du sol
Thèse de 3^{ème} Cycle, Grenoble, 1969
- Mouroux, P.* La construction économique sur sols gonflants
Manuels et méthodes n° 14, BRGM France, 1988
- Mualem, Y.* A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media :
Water Resour. Res. 12 : 513-522
- Müller, K.*
Diel, H. Zulässige Bodenpressung für schwellfähige tropische Böden unter Berücksichtigung des Quelldruckes
Bautechnik 68, Heft 8, S.267 – 271, 1991

- Müller-Vonmoos, M.* Das Quellverhalten der Tone
Madsen, T. Mitt. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik der ETH
Zürich, Nr.133, S.39 – 49, 1988
- Nayak, N.V.* Swelling Characteristics of Compacted Expansive Soils
Christensen, R.W. Clays and Minerals, Vol.19, pp.251-261
- Nelson, J.D.* Expansive Soils : Problems and Practce in Foundation and
Miller, D.J. Pavement Engineering
John Wiley & Sohns, Inc., 1992
- Noe, D.C.* In Colorado Geological Survey, Open File Report OF-95-5 (1995)
Special Publication 42, 45 (1997),
zitiert auf www.surevoid.com/surevoid_web/soils/expansive_cons.html
- Osman, M.A.* Field and Laboratory Observations of Expansive Soil Heave
El Sharief, A.M. 6th International Conference on Expansive Soils, 1-4 Dez. 1987
New Dehli, India
- Paul, A.* Empfehlungen Nr.11 des Arbeitskreises 19 - Versuchstechnik
Fels- der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
Quellversuche an Gesteinproben
Die Bautechnik, 3/1986
- Philip, J.R.* Numerical solution of equations of the diffusion type with
diffusivity concentration- dependent 2
Australian Journal of Physics 10(2) : S.29 – 42, 1957(a)
- Philip, J.R.* The Theory of Infiltration 1
Soil Science 83, S.345 – 357, 1957(b)
- Pimentel, E.* Quellverhalten von diagenetisch verfestigtem Tonstein
Dissertation. Veröff. Des Inst. für Bodenmechanik und Felsme-
chanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 139, 1996
- Plagge, R.* Bestimmung der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit im
Boden. Bodenökologie und Bodengenese, Heft 3; Institut für
Ökologie, TU Berlin, Selbstverlag
- Scheffer, F.* Lehrbuch der Bodenkunde. 11.neu bearbeitete Auflage
Schachtschabel, P. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 1984
- Schuler, G.* Zur Beurteilung der Schwellfähigkeit von Böden mittels
Gödecke, H.J. Kornverteilung, Plastizität, Trockendichte und Frei- Schwellwert
Die Bautechnik, S.241 – 251, 1982

- Schulte, K.* Wasserbewegung in ungesättigten feinkörnigen Böden
Mitt. aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der
Universität Gesamthochschule Essen, Heft 13, 1988
- Schulz, E.*
Muhs, H. Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten
2.Auflage. Springer- Verlag Berlin, Heidelberg, New York, 1967
- Schweiger, K.H.* Beitrag zur Erfassung der vertikalen Filterströmung von Wasser
und Mineralöl im Boden
Dissertation. Technische Universität Dresden, 1967
- Schweitzer, F.*
Horn, A. Bodenmechanische Eigenschaften Afrikanischer Laterite in ihren
Kenngrößen und Beziehungen
Mitt. des Inst. für Bodenmechanik und Grundbau (Heft 5).
Hochschule der Bundeswehr, München, 1981
- Seed, H.B. und al.* Prediction of swelling potential for compacted clays.
Proc. Am. Soc. Civil Engineers, 1962, 53-87
- Stauffer, F.* Einfluß der kapillaren Zone auf instationäre Drainagevorgänge
Dissertation. Fakultät der Eidg. Tech. Hochschule Zürich, 1977
- Subba Rao, K.S.*
Satyadas, C.G. Swelling Potential with Cycles of Swelling and Partial Shrinkage
International Conference on Expansive Soils, Vol.1
New Delhi, India, pp.137-142, 1987
- Trüby, P.*
Aldinger, E. Eine Methode zur Bestimmung austauschbarer Kationen in
Waldböden
Zur Pflanzenernährung u. Bodenkunde, 152, S. 301-306
- Van Genuchten, M.* A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity
of unsaturated soils Soil Science Soc. Am. J.44, 1980
- Vayssade, B.* Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire des sols
argileux . Thèse de doctorat, Univ. de Paris et M.Curie, 1978
- Vees, E.* Baugrundhebungen in bitumenhaltigem Tonmergelstein.
Ursachen und konstruktive Lösungen. Geotechnik 10, 1987
- Vijayvergiya, V.N.*
Ghazzaly, O. Prediction of swelling potential for natural soils
Third Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 1973, pp.227-236
- Voegtli, B.*
Jordan, Peter Quelldruckentwicklung in Ton- und Sulfatgesteinen
Schweizer Ingenieur u. Architekt, Jg.114, Nr.18, S.16 – 18, 1996

- Von Soos, P.* Eigenschaften von Böden und Fels; Ihre Ermittlung im Labor.
Grundbautaschenbuch 4.Aufl.; Teil 1, S.105-174, Ernst & Sohn,
Berlin, 1990
- Wittke, W.*
Rißler, P. Bemessung der Auskleidung von Hohlräumen in quellendem
Gebirge nach der FEM
Veröff. Des Inst. für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik
und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 2, 1976
- Yahzou, Zou* Der Einfluß des gebundenen Wassers auf die Leitfähigkeit und
die machanischen Eigenschaften feinkörniger Böden
Inst. für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, 1998
- Zhan, L.T.*
Fredlund, D.G. Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to
artificial rainfall infiltration
Géotechnique 53, N° 2, p.143-157

Anhang A : Die Van-Genuchten Parameter

Die Parameter der VAN-GENUCHTEN-Gleichung (3-58) für verallgemeinerte Substrat-Horizont-Gruppen nach Vetterlein (1989) sind in folgenden Tabelle zusammengefaßt. Sie wurden von den Herren K. BOHNE, Professor im Fachbereich Landeskultur und Umweltschutz der Universität Rostock, und R. HORN, Professor im Institut für Pflanzenernährung und Bodenkunde der Universität Kiel, aufgestellt.

Bodenart	Horizonte	θ_r	θ_s	α [1/cm]	n_v	Reststreuung
S	Ah	0,05443	0,411	0,03283	2,18568	0,011
S(fein)	Ae, B	0,04365	0,388	0,03013	2,33291	0,012
S(mittel)	C, G	0,03038	0,373	0,03629	3,02688	0,0069
S(fein)	C, G	0,03606	0,386	0,02509	3,54706	0,013
S12	Ap (1)	0,03258	0,369	0,05909	1,42069	0,0087
S12	Ah (2)	0,06086	0,433	0,06249	1,57809	0,012
S12	Al, Sw	0,00108	0,353	0,08139	1,31734	0,007
S12	Bv, M	0,03837	0,362	0,07928	1,48155	0,0094
S12	C, G	0,0405	0,339	0,05986	1,51207	0,0095
S12	Go, Gr	0	0,419	0,06213	1,32562	0,005
S13	Ap(3)	0,03811	0,374	0,05012	1,35726	0,0194
S13	Ap(2)	0	0,399	0,06131	1,24946	0,008
S13	Ap(4)	0	0,466	0,07289	1,23503	0,0054
S13	Al	0,02435	0,383	0,0511	1,37556	0,0061
S13	AlSw	0	0,344	0,075	1,25969	0,0072
S13	BvSd, Bt	0	0,393	0,09435	1,22365	0,0071
S13	Bv	0,0443	0,375	0,0603	1,43291	0,01
S13	C	0	0,315	0,06182	1,22536	0,0093
S13	BvSd, CSd	0	0,2975	0,01309	1,23096	0,007
S13	Go, Gr	0	0,351	0,06381	1,2152	0,0094
Su3,Su4	Ap(5)	0	0,392	0,0714	1,24388	0,008
Su3,Su4	Ae, Bv,Bt,C	0	0,399	0,064231	1,27543	0,0011
Su3,Su4	Sw,CSd	0	0,288	0,0044	1,32368	0,0081
Sl4, Slu	Ap(1)	0	0,263	0,00421	1,22094	0,0089
Sl4, Slu	Ap(6)	0	0,376	0,0471	1,18319	0,0122
Sl4, Slu	Ap(7)	0	0,393	0,09572	1,8489	0,0075
Sl4, Slu	Al, AlSd	0	0,345	0,16403	1,16156	0,0123
Sl4, Slu	AlSd	0	0,314	0,03089	1,17234	0,0102
Sl4, Slu	Bv, Bvt	0	0,363	0,09015	1,18842	0,0035

Bodenart	Horizonte	θ_r	θ_s	α [1/cm]	n_v	Reststreuung
Sl4, Slu	BvSd, Bt	0	0,279	0,00499	1,19743	0,0069
Sl4, Slu	Sd, BtSd	0	0,32	0,03411	1,13235	0,0112
Sl4, Slu	C, Cc	0	0,322	0,09281	1,12684	0,0105
Sl4, Slu	CSd	0	0,299	0,01657	1,1524	0,012
Ls3, Ls4	Ap(1)	0	0,265	0,00108	1,1654	0,0053
Ls3, Ls4	Ap(2)	0	0,299	0,00258	1,20241	0,0063
Ls3, Ls4	Bv, Bvt	0	0,378	0,20587	1,0902	0,0092
Ls3, Ls4	Bt	0	0,287	0,00451	1,14158	0,0056
Ls3, Ls4	Sd, BtSd	0	0,29	0,00244	1,15307	0,0054
Ls3, Ls4	C,CSd	0	0,282	0,00185	1,15437	0,0042
Ut2,Ut3	Ap(8)	0	0,359	0,00185	1,33243	0,0063
Ut2,Ut3	Ah(9)	0	0,369	0,00277	1,26528	0,0048
Ut2,Ut3	Al	0	0,359	0,00296	1,4076	0,0055
Ut2,Ut3	AlSd	0	0,345	0,00189	1,34853	0,0026
Ut2,Ut3	Bv,Bvt	0	0,366	0,00348	1,31092	0,0014
Ut2,Ut3	Bt,BvSd	0	0,358	0,00299	1,30505	0,0033
Ut2,Ut3	C,Cc	0,03305	0,382	0,00622	1,34386	0,001
Ut2,Ut3	CSd	0	0,361	0,00245	1,31278	0,0048
Ut4,U14	Ap(8)	0	0,371	0,00407	1,19828	0,0039
Ut4,U14	Ah(9)	0	0,384	0,00834	1,16798	0,033
Ut4,U14	Al	0,06317	0,359	0,00403	1,3107	0,0017
Ut4,U14	AlSd	0	0,368	0,00105	1,33066	0,0042
Ut4,U14	Bv,Bvt	0	0,359	0,0039	1,17203	0,0042
Ut4,U14	Bt,BvSd	0	0,362	0,00131	1,25165	0,0017
Ut4,U14	BtSd,Sd	0	0,349	0,00117	1,24652	0,002
Ut4,U14	C,Cc	0	0,367	0,00608	1,16722	0,0014
Ut4,U14	CSd	0	0,363	0,0015	1,22932	0,0014
Tu3	Ah(10)	0	0,392	0,00705	1,11429	0,0082
Tu3	Bv,Bvt	0	0,345	0,00157	1,15992	0,0092
Tu3	Bt,Bv,Sd	0	0,371	0,0009	1,1604	0,0047
Tu3	C,Cc,CSd	0	0,347	0,00038	1,22202	0,0032

Tabelle 1 : Parameter der Van-Genuchten-Gleichung für verallgemeinerte Substrat-Horizont-Gruppen nach Vetterlein (1989)

Zeichenerklärung:

- (1) bis 1,5% organische Substanz
- (2) 1,5 – 2,5% organische Substanz
- (3) 0,8 – 1,5% organische Substanz
- (4) 2,5 – 5,0% organische Substanz
- (5) 0,8 – 2,5% organische Substanz

- (6) < 1,5% organische Substanz, > 3dm Tiefe
- (7) 1,5 – 2,5% organische Substanz
- (8) 0,8 – 5,0% organische Substanz
- (9) 0,8 – 2,5% organische Substanz, > 3dm Tiefe
- (10) 1,5 – 2,5% organische Substanz

Bodenart	Bezeichnung	Bodenart	Bezeichnung
S	Sand	Ls3	mittel sandiger Lehm
Sl2	schwach lehmiger Sand	Ls4	stark sandiger Lehm
Sl3	mittel lehmiger Sand	Ut2	schwach toniger Schluff
Sl4	stark lehmiger Sand	Ut3	mittel toniger Schluff
Slu	schluffig-lehmiger Sand	Ut4	stark toniger Schluff
Su3	mittel schluffiger Sand	Tu3	mittel schluffiger Ton
Su4	stark schluffiger Sand	Tu4	stark schluffiger Ton