



Bernhard Widmoser, BSc

**Experimentelle und numerische Untersuchungen zur
Porenwasserdruckveränderung bei
Wasserspiegelschwankungen über der
Geländeoberkannte im „quasi-gesättigten“ Boden**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. M.Sc. tit.Univ.-Prof. Helmut Schweiger

Mitbetreuender Assistent

Dipl.-Ing Georg Michael Ausweger, BSc

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Graz, September 2016

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz,

.....

(signature)

Danksagung

Oft wird einem erst im Nachhinein bewusst, dass ohne die Unterstützung anderer viele Wege des Lebens sehr viel schwieriger gewesen wären. Vor allem während der Ausbildung ist man oft auf die Unterstützung und das Engagement anderer angewiesen. Um nicht, wie in vielen Lebenssituationen, zu vergessen ein Dankeschön auszusprechen, möchte ich das an dieser Stelle tun. In erster Linie möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken, die mich immer bekräftigt haben weiter zu machen und die meine Entscheidungen nie angezweifelt haben. Danke für die jahrelange Unterstützung in jeglicher Hinsicht. Ich möchte meiner gesamten Familie und meinen Freunden einen besonderen Dank dafür aussprechen, dass sie besonders in schwierigen Zeiten für mich da waren und mich dazu ermutigt haben, nicht aufzugeben.

Weiters ist es mir ein großes Anliegen dem gesamten Laborteam des Institutes und Herrn Vostrel für die ständige Hilfsbereitschaft zu danken. Zudem möchte ich mich speziell bei Herrn Sajer bedanken, der durch seine Einsatzbereitschaft maßgebend zum Erfolg dieser Arbeit beigetragen hat.

Schließlich möchte ich mich noch bei meinen Betreuern, Herrn Prof. Schweiger und ganz besonders bei Herrn DI Ausweger bedanken, der in heiklen Situationen stets eine Lösung parat hatte und dem das Gelingen dieser Arbeit ein großes Anliegen war. Danke für die tatkräftige Unterstützung, die Geduld und die lehrreiche Zeit.

Kurzfassung

Die Thematik der Teilsättigung ist ein aktuelles Themengebiet der Bodenmechanik, das intensiv diskutiert und erforscht wird. Häufig treten in der Natur Vorgänge auf (Versagen von Böschungen, unerklärbare Porenwasserdrücke etc.), welche mit Ansätzen aus der konventioneller Bodenmechanik nicht erklärt werden können. Die Teilsättigung könnte ein mitverantwortlicher Faktor für das Auftreten dieser Phänomene sein. Diese Arbeit befasst sich mit dem „quasi-gesättigten“ Zustand unterhalb des Wasserspiegels, also jener Zone, in der positive Porenwasserdrücke vorherrschen. Mithilfe eines Modellversuches sollen dabei Erkenntnisse darüber gewonnen werden, inwiefern sich eine Auflaständerung, indiziert durch eine Wasserspiegelschwankung über der Geländeoberkannte, auf den Porenwasserdruckverlauf in einer Bodenschicht auswirkt. Um ein möglichst umfangreiches Bild zu erhalten, wurden dabei die Eingangsparameter wie z.B. die Materialart und die Art der Wasserspiegelschwankungen (Geschwindigkeit, Anfangsrichtung, etc.) variiert. Anschließend wurden die im Modellversuch durchgeführten Versuche mit einer FE-Software modelliert. Dabei ging es vor allem darum, das numerische Modell hinsichtlich der dafür notwendigen Parameter, an dem Modellversuch zu kalibrieren, um dieses in der weiteren Folge für reale Probleme anzuwenden.

Abstract

The topic of partial saturation is a current issue of soil mechanics, which has been focus of intense discussions and international research. Sometimes certain phenomena observed in nature (failure of slopes, questionable pore pressures etc.) cannot be explained by means of classical soil mechanics. Partial saturation of soils might be a reason for these phenomena. In this thesis the special case of “quasi-saturated” soil under the water level, the zone where positive pore water pressures occur, is discussed. Based on a model test, the pore pressure propagation in a soil column due to external fluctuating water levels (above the ground surface) has been investigated. In the test the soil type (high and low permeability) and the simulation of the water level changes (velocity, start direction of the water level fluctuation, etc.) were varied to cover a large spectrum of influencing factors. Subsequently this experimental model test was simulated with a Finite Element Software to calibrate the numerical model for the application to real practical problems.

Inhalt

1	Einleitung	1
2	Kurzer Überblick über den Stand der Forschung	2
2.1	Arten der möglichen Sättigungszustände im Boden	2
2.2	Druckabhängige Sättigung und Kompression des Porenfluids	3
3	Experimentelle Versuche	7
3.1	Grundkonzept und allgemeiner Versuchsaufbau	7
3.1.1	Versuchszylinder	10
3.1.2	Messtechnik	12
3.1.3	Simulation der Wasserspiegelschwankungen	15
3.2	Versuchsmaterialien	18
3.2.1	Schluff	19
3.2.2	Sand	19
3.3	Einbau	20
3.3.1	Einbau Schluff	21
3.3.2	Einbau Sand	24
3.4	Sättigung	26
3.5	Versuchsdurchführung	27
3.6	Ausbau	29
3.7	Ergebnisse & Interpretation der Modellversuche	35
3.7.1	Ergebnisse der Versuche mit Schluff	35
3.7.2	Ergebnisse der Versuche mit Sand	42
3.7.3	Gegenüberstellung der Versuche mit Schluff und Sand	45
3.7.4	Unterschied der Startrichtung bei der Wasserspiegelschwankung	46
4	Vergleichende numerische Berechnungen	47
4.1	Modellierung „quasi-gesättigter“ Böden in Plaxis 2D	47
4.2	Mögliche Varianten der Darstellung des Porenwasserdrucks in Plaxis	50
4.3	Ergebnisse der FEM-modellierten Laborversuche	51
4.3.1	Vergleichsrechnungen Schluff	52

4.3.2	Vergleichsrechnungen Sand	63
4.4	Ergänzende Analyse	67
5	Diskussion & Schlussfolgerung	71
5.1	Erkenntnisse aus der Durchführung der experimentellen und numerischen Untersuchungen	71
5.2	Beurteilung der experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse 72	
6	Ausblick.....	75
7	Literatur.....	76
8	Anhang.....	77
8.1	Experimentelle Ergebnisse Schluff.....	77
8.2	Experimentelle Ergebnisse Sand.....	79

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1 Unterschiedliche Sättigungsarten (Ausweger & Schweiger, 2016)	2
Abb. 2 Schematische Darstellung der Sättigungszonen in einem Bodenprofil (vgl. Montenegro, 2015)	3
Abb. 3 Skempton-B-Parameter in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (Black & Lee, 1973).....	6
Abb. 4 Skizze des entwickelten Versuchsaufbaus	8
Abb. 5 Gesamter Versuchsaufbau.....	9
Abb. 6 Detailskizze des Versuchsbehälters (links); Versuchsbehälter (rechts)	10
Abb. 7 Grundausslässe für die Sättigungsphase.....	11
Abb. 8 Auf dem Behälter befestigter Deckel mit angeschlossenen Leitungen (linker Anschluss: Leitung zum Speichergefäß für die Sättigung, rechter Anschluss: Leitung zur Spindel für die Wasserspiegelschwankungen)	11
Abb. 9 HBM QuantumX.....	12
Abb. 10 Digibar	12
Abb. 11 Aufbau der Messgeräte für die Kalibrierung (rechts), Kontrolle der Kalibrierung nach dem Anschluss an den Zylinder (links).....	14
Abb. 12 Angeschlossene und ausgerichtete Überdruckmessgeräte	14
Abb. 13 Spindel zur Simulation der Wasserspiegelschwankungen.....	15
Abb. 14 Berechnungsskizze für einen rapiden Abstau.....	17
Abb. 15 Körnungslinie Schluff aus eigener Laboranalyse	19
Abb. 16 Körnungslinie Sand aus eigener Laboranalyse	20
Abb. 17 Vorbereitung des Versuchszylinders vor dem Einbau des Bodens.....	21
Abb. 18 Messpunkte zur Bestimmung der Einbauschichtdicke	22
Abb. 19 Einbau des Schluffs in den Zylinder	22
Abb. 20 Einbau des Sands in den Zylinder	24
Abb. 21 Wasserfilm auf der Oberfläche nach dem Verdichten der letzten Sandschicht	25
Abb. 22 Wasserbehälter oberhalb des Versuchszylinders (Wasserspeicher für die Sättigung, ständige Kontrolle der Masse über die Waage)	26
Abb. 23 Ausstechzylinder ($V = 14,5475 \text{ cm}^3$).....	30
Abb. 24 Masse Tara	30
Abb. 25 Einpressen des langen Rohres	31
Abb. 26 Ablassen des restlichen Wassers.....	31
Abb. 27 Lagenweises Ausbauen des Bodens.....	31
Abb. 28 Eingepresste Zylinder beim Ausbau	31

Abb. 29 Bearbeiten der Probe	31
Abb. 30 Masse feucht + Masse Tara	31
Abb. 31 Ausbauebenen der vorgefertigten Ausstechzylinder	32
Abb. 32 Getrockneter Probekörper (links: Probe 6, rechts: Probe 9)	34
Abb. 33 Skizze zur Versuchsauswertung	35
Abb. 34 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Schluff bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 2400 \times k_{\text{Schluff}}$)	37
Abb. 35 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Schluff bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 2000 \times k_{\text{Schluff}}$)	37
Abb. 36 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Schluff bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 21000 \times k_{\text{Schluff}}$)	38
Abb. 37 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Schluff bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 28000 \times k_{\text{Schluff}}$)	38
Abb. 38 Porenfluidüberdruck über die Tiefe nach dem Abstau des Konsolidierungsversuchs.....	39
Abb. 39 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Schluff (Abstau, $v \approx 35000 \times k_{\text{Schluff}}$)	40
Abb. 40 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches bei hohem Druckniveau (Abstau, $v \approx 50000 \times k_{\text{Schluff}}$)	41
Abb. 41 Ergebnisdiagramm des Ab-Aufstau Versuches mit Stillstandszeiten zwischen den Lastwechseln.....	42
Abb. 42 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Sand bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$)	43
Abb. 43 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Sand bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 175 \times k_{\text{Sand}}$)	43
Abb. 44 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Sand bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$)	44
Abb. 45 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Sand (Abstau, $v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$).....	45
Abb. 46 Auswirkung der Startrichtung der Wasserspiegelschwankung, links: Porenwasserüberdruck, rechts: Porenwasserunterdruck.....	46
Abb. 47 Modell für die FEM-Berechnung.....	47
Abb. 48 Tabelle für die Anwendung von porenwasserdruckabhängigen Sättigungsgraden	48
Abb. 49 Abfolge eines modellierten Auf- und Abstaus	49
Abb. 50 Spannungspunkte, an denen der Porenwasserdruck ausgewertet wurde.....	50

Abb. 51 Unterschied p_{active} und p_{water} in Plaxis.....	51
Abb. 52 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Langsam ($v \approx 2000 \times k_{Schluff}$)	53
Abb. 53 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Schnell ($v \approx 10000 \times k_{Schluff}$)	54
Abb. 54 Vergleichsrechnung Ab-Auf-Langsam ($v \approx 2400 \times k_{Schluff}$)	54
Abb. 55 Vergleichsrechnung Ab-Konsolidierung ($v \approx 35000 \times k_{Schluff}$)	55
Abb. 56 Vergleichsrechnung Ab-Konsolidierung (hohes Druckniveau, $v \approx 50000 \times k_{Schluff}$)	56
Abb. 57 Vergleichsrechnung Auf-Konsolidierung ($v \approx 25000 \times k_{Schluff}$)	56
Abb. 58 Vergleichsrechnung eines Ab-Aufstau Versuches mit Stillstandszeiten.....	57
Abb. 59 Vergleich des Porenfluiddrucks im unteren Bereich des Bodenkörpers mit unterschiedlichen Steifigkeiten	58
Abb. 60 Vergleich des Porenfluiddrucks im unteren Bereich des Bodenkörpers mit unterschiedlichen Steifigkeiten und Durchlässigkeiten	59
Abb. 61 Unterschiedliche Sättigungen im unteren Bereich	60
Abb. 62 Unterschiedliche Sättigungen im oberen Bereich	61
Abb. 63 Vergleich des Modells mit einer Bodenschicht (links) und des Modells mit zwei Schichten (rechts); Auf-Ab-Langsam.....	62
Abb. 64 Vergleich des Modells mit einer Bodenschicht (links) und des Modells mit zwei Schichten (rechts); Auf-Ab-Mittel	62
Abb. 65 Vergleich zwischen Laborergebnis (Sand) und FE-Berechnung (links: $S_{r,ref}=85\%$ & rechts: $S_{r,ref}=95\%$).....	63
Abb. 66 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Langsam ($v \approx 30 \times k_{Sand}$).....	65
Abb. 67 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Mittel ($v \approx 200 \times k_{Sand}$).....	65
Abb. 68 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Schnell ($v \approx 400 \times k_{Sand}$).....	66
Abb. 69 Vergleichsrechnung Ab-Konsolidierung ($v \approx 370 \times k_{Sand}$)	66
Abb. 70 Vergleichsrechnung Auf-Konsolidierung ($v \approx 400 \times k_{Sand}$)	67
Abb. 71 Mehrmaliger Lastwechsel mit langsamer Geschwindigkeit (MC)	69
Abb. 72 Mehrmaliger Lastwechsel mit schneller Geschwindigkeit (MC)	69
Abb. 73 Mehrmaliger Lastwechsel mit langsamer Geschwindigkeit (HSS)	70
Abb. 74 Unterschied der Porenwasserdruckverläufe mit verschiedenen Materialmodellen (links: MC, rechts: HSS)	70
Abb. 75 Arten der Entstehung von Porenwasserüberdrücken	73
Abb. 76 Schematische Darstellung des Porenwasserdruckverlaufs bei einem raschen Abstau.....	74
Abb. 77 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Schluff bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 8900 \times k_{Schluff}$).....	77

Abb. 78 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Schluff bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 10000 \times k_{\text{Schluff}}$)	77
Abb. 79 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Schluff (Aufstau) ($v \approx 31000 \times k_{\text{Schluff}}$)	78
Abb. 80 Ergebnisdiagramm des Auf-Abstau Versuches mit Stillstandszeiten zwischen den Lastwechseln an der Schluffprobe	78
Abb. 81 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Sand bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 400 \times k_{\text{Sand}}$)	79
Abb. 82 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Sand bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 200 \times k_{\text{Sand}}$)	79
Abb. 83 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Sand bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$)	80
Abb. 84 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Sand (Aufstau, $v \approx 400 \times k_{\text{Sand}}$)	80

Tabellenverzeichnis

Tab. 1 Eigenschaften Schluff.....	19
Tab. 2 Eigenschaften Sand	19
Tab. 3 Protokoll über den Einbau des Schluffs	23
Tab. 4 Protokoll über den Einbau des Sands, erster Versuchsdurchgang	25
Tab. 5 Protokoll über den Einbau des Sands, zweiter Versuchsdurchgang	25
Tab. 6 Experimentell durchgeführte Wasserspiegelsimulationen.....	28
Tab. 7 Ergebnisse der Auswertung der ausgebauten Bodenproben aus den vorgefertigten Ausstechzylindern (oben), Ergebnisse aus dem zersägten Rohr (unten)	33
Tab. 8 Parameter für die Nachrechnung.....	51
Tab. 9 Nachgerechnete Versuche	52
Tab. 10 Parameter für die in Abb. 60 dargestellten Ergebnisse.....	59
Tab. 11 Parameter für die in Abb. 61 & Abb. 62 dargestellten Ergebnisse	60
Tab. 12 Parameter für die Berechnung mit unterschiedlichen Bodeneigenschaften	62
Tab. 13 Bodenparameter für den mehrmaligen Lastwechsel	68

Formelzeichen und Abkürzungen

Große Buchstaben

B	[-]	Skempton-B-Parameter
C_g	[m ² /kN]	Kompressibilität der Luft
C_w	[m ² /kN]	Kompressibilität des Wasser
C_{wg}	[m ² /kN]	Kompressibilität des Wasser-Gas-Gemisches (Porenfluid)
$C_{wg(p_w)}$	[m ² /kN]	Porenwasserdruckabhängiger Kompressibilität des Wasser-Gas-Gemisches
E_s	[kN/m ²]	Steifemodul/Ödometersteifigkeit (E_{oed})
K_w	[kN/m ²]	Kompressionsmodul des Wassers
P_a	[kN/m ²]	Atmosphärendruck
S_r	[-]	Sättigungsgrad
$S_{r,ref}$	[-]	Referenzsättigungsgrad
$S_{r(p_w)}$	[-]	Porenwasserdruckabhängiger Sättigungsgrad
$S_{r(p_w=0)}$	[-]	Referenzsättigungsgrad bei $p_w=0$

Kleine Buchstaben

c	[kN/m ²]	Kohäsion
dh	[kN/m ²]	Höhenänderung
dp	[kN/m ²]	Porenwasserdruckveränderung
e	[-]	Porenzahl
v	[m/s]	Geschwindigkeit
h	[-]	Henry Parameter
Δh	[m]	Höhendifferenz
k_f	[m/s]	Durchlässigkeit
$k_{f,q-g}$	[m/s]	Durchlässigkeit bei „quasi-gesättigten“ Zustand
k_{Sand}	[m/s]	Durchlässigkeit Sand
$k_{Schluff}$	[m/s]	Durchlässigkeit Schluff
m_d	[g]	Trockenmasse des Bodens
m_f	[g]	Feuchtmasse des Bodens
m_w	[g]	Masse Wasser
n	[-]	Porenanteil
p_a	[kN/m ²]	Porenluftdruck
p_{aktive}	[kN/m ²]	aktiver Porenwasserdruck (Plaxis)
p_w	[kN/m ²]	Porenwasserdruck
Δp_w	[m/s]	Porenwasserüberdruck/Porenwasserunterdruck

ρ_{water}	[kN/m ²]	Porenwasserdruck (Plaxis)
s	[-]	Saugspannung
t	[s]	Zeit
w	[%]	Wassergehalt

Griechische Buchstaben

γ_{sat}	[-]	Saturierte Wichte
γ_{unsat}	[-]	Nicht saturierte Wichte
ν	[-]	Poissonzahl/Querdehnzahl
ρ_w	[g/cm ³]	Dichte Wassers
ρ_s	[g/cm ³]	Korndichte
ρ_d	[g/cm ³]	Trockendichte
$\rho_{d,DL}$	[g/cm ³]	Trockendichte (dichteste Lagerung)
$\rho_{d,LL}$	[g/cm ³]	Trockendichte (lockerste Lagerung)
σ_{tot}	[kN/m ²]	Totale Spannungen
σ'	[kN/m ²]	Effektive Spannungen
φ	[°]	innerer Reibungswinkel des Bodens
ψ	[°]	Dilatanzwinkel

Abkürzungen

FEM	Finite Elemente Methode
GOK	Geländeoberkante
HSS	Hardening soil small strain
MC	Mohr-Coulomb

1 Einleitung

In vielen Anwendungen der Bodenmechanik ist die Annahme einer völligen Sättigung unterhalb des Grundwasserspiegels üblich, mit dem Wissen, dass diese, zumindest bis zu einer gewissen Tiefe, nur bedingt erzielt werden kann oder nur sehr selten tatsächlich vorhanden ist. Es stellt sich jedoch unter gewissen Randbedingungen die Frage, welchen Einfluss eine nicht vollständige Sättigung durch eingeschlossene Luft („Quasi-Sättigung“) auf bodenmechanische Problemstellungen hat. Von besonderem Interesse ist die Porenwasserdruckentwicklung in „quasi-gesättigten“ Böden zufolge Wasserspiegelschwankungen oder Auflaständerungen oberhalb der Geländeoberkante (GOK). Während es bei der vollen Sättigung zu einem zeitgleichen Anstieg/Abfall des Porenwasserdruckes mit der Wasserspiegeländerung oberhalb der GOK in allen Bodenschichten kommt (Inkompressibilität des Wassers und der Gesteinskörnung aber nicht des Korngerüstes), ist beim „quasi-gesättigten“ Boden eventuell mit der Entstehung von Porenwasserüber- und Porenwasserunterdrücken zu rechnen. Da bereits kleine Mengen an Luft zu einer starken Veränderung der Kompressibilität des Wasser/Gas-Gemisches in den Poren führen, kann dies im Weiteren einen großen Einfluss auf den zeitlichen Verlauf der Porenwasserdruckveränderung im Boden haben.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit dem Thema der Porenwasserdruckveränderung, verursacht durch Wasserspiegelveränderungen über der Geländeoberkante. Hierzu wurde ein Versuch entwickelt, der es möglich macht, in einer Bodenschicht (ca. 35 cm) den Porenwasserdruckverlauf während einer solchen Wasserspiegelschwankung aufzuzeichnen. Neben dem experimentellen Versuch wurden auch Nachrechnungen mit dem FE-Programm Plaxis 2D (Brinkgreve et al., 2016) gemacht. Zweck dieser Nachrechnungen war einerseits das Kalibrieren des FE-Modells an dem Laborexperiment und andererseits wurde untersucht, ob beide Untersuchungsmethoden ähnliche Ergebnisse ergeben. Auf die genauen Versuchsabläufe, die nötigen Annahmen und die Ergebnisse des Laborexperimentes wird in Kapitel 3 eingegangen. Die Resultate und daraus gezogene Schlussfolgerungen sollen helfen, die Gültigkeit der am Anfang beschriebenen Hypothesen zu klären. Des Weiteren soll durch die Kapitel 3.7 & 4 dazu beigetragen werden, dass durch die im Modellversuch gewonnenen Erkenntnisse, in zukünftigen FE-Berechnungen das Verhalten „quasi-gesättigter“ Böden besser modelliert werden kann.

2 Kurzer Überblick über den Stand der Forschung

2.1 Arten der möglichen Sättigungszustände im Boden

Bekannt ist, dass in einem Bodenprofil meist mehrere Arten der Sättigung vorhanden sind. Unter anderem ist der Bereich nahe dem vorhandenen Wasserspiegel von besonderem Interesse. Die folgende Abbildung (Abb. 1) von Ausweger & Schweiger (2016) zeigt dabei die vier möglichen Sättigungsarten.

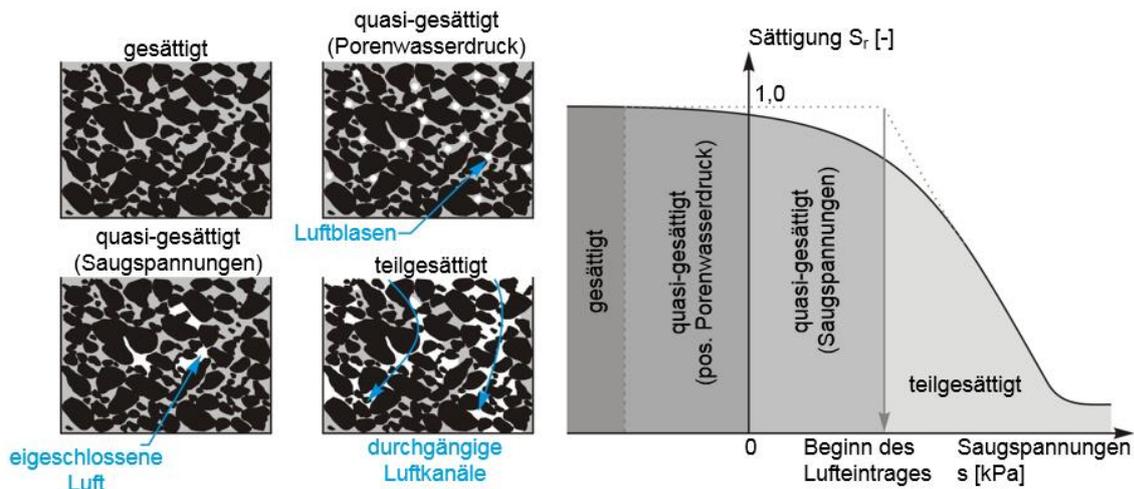


Abb. 1 Unterschiedliche Sättigungsarten (Ausweger & Schweiger, 2016)

Diese vier Sättigungszustände beschreiben dabei, ausgehend von der vollen Sättigung, bei der die Porenräume vollständig mit Wasser gefüllt sind, den „quasi-gesättigten“ sowie auch den teilgesättigten Bereich. Teilgesättigt bedeutet dabei, dass sowohl die Wasser- als auch die Luftphase durchgängig sind. Der Übergang in diesen Zustand wird dabei als Beginn des Lufteintrags (air entry value) bezeichnet. Für diese Arbeit sind vor allem die Auswirkungen und Einflüsse, die bei einer „quasi-gesättigten“ Situation herrschen interessant. Genaugenommen ist dieser Zustand sowohl über als auch unter dem Grundwasserspiegel vorhanden. Der Unterschied liegt darin, dass über dem Grundwasserspiegel negative Porenwasserdrücke (Saugspannungen) und unter dem Grundwasserspiegel positive Porenwasserdrücke vorhanden sind. Das Auftreten von Saugspannungen (s), welche durch den Kontakt des Wassers mit der Gesteinskörnung hervorgerufen werden, führt zu einer Erhöhung der effektiven Spannungen im Boden. Bei positiven Porenwasserdrücken unterhalb des Wasserspiegels befinden sich kleine Luftblasen im Porenwasser, die aber nicht in Kontakt mit der Gesteinskörnung stehen. Diese eingeschlossene Luft beeinflusst dabei aber maßgeblich die Kompressibilität des Porenfluids. (Boutonnier, 2010)

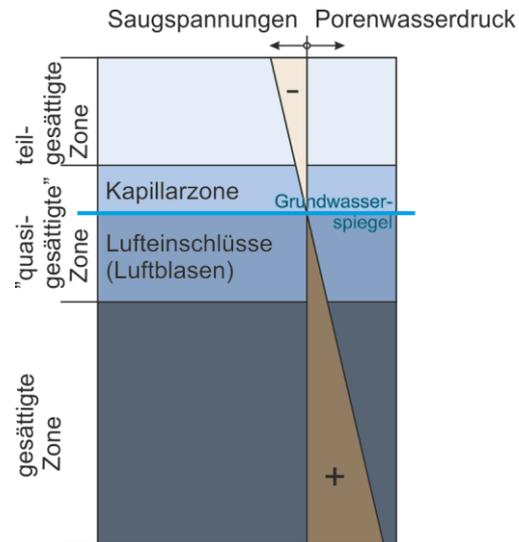


Abb. 2 Schematische Darstellung der Sättigungszonen in einem Bodenprofil (vgl. Montenegro, 2015)

Da bei diesen Versuchen der Einfluss von Porenwasserdruckveränderungen bei Wasserspiegelschwankungen über der Geländeoberkante untersucht wird, ist lediglich der „quasi-gesättigte“-Zustand mit positiven Porenwasserdrücken von Bedeutung.

2.2 Druckabhängige Sättigung und Kompression des Porenfluids

Bei bodenmechanischen Untersuchungen wird der Spezialfall der vollen Sättigung bei vielen Berechnungen als Randbedingung angenommen. Daher wird das Wasser in den meisten Fällen als inkompressibel definiert, was genau genommen nicht korrekt ist, aber unter den meisten Randbedingungen als ausreichend genau angesehen werden kann.

Betrachtet man nun einen nicht voll gesättigten („quasi-gesättigten“) Boden und kommt es dabei zu Wasserdruckänderungen, wird es auch zu einer Änderung des Sättigungsgrades, aufgrund der Kompressibilität der eingeschlossenen Luft kommen. Es wird dabei angenommen, dass in den Luftblasen ein annähernd gleicher Druck wie im Porenwasser herrscht. Es gibt bereits verschiedenste Ansätze, die eine solche Änderung des Sättigungsgrades berücksichtigen und mit denen man auch eine damit verbundene Kompressibilitätsänderung des Porenfluids beschreiben kann. Für eine Untersuchung eines „quasi-gesättigten“ Bodens muss auf jeden Fall der Sättigungsgrad bei einem bestimmten Druckniveau (Referenzsättigungsgrad) bekannt sein. Kommt es nun zu einer Druckänderung, kann sich der Sättigungsgrad um mehrere Prozent ändern. (Montenegro et al., 2015 aus Alsherif et al., 2015)

Eine Möglichkeit den porenwasserdruckabhängigen Sättigungsgrad für positive Porenwasserdrücke abzuleiten ist mittels der Gesetze nach Boyle und Henry.

$$S_{r(p_w)} = \frac{1}{1 - h + \frac{P_a}{p_w + P_a} * \frac{S_{r(p_w=0)} * (h - 1) + 1}{S_{r(p_w=0)}}} \quad (1)$$

$S_{r(p_w)}$ [-]	Porenwasserdruckabhängiger Sättigungsgrad
P_a [kN/m ²]	Atmosphärendruck
p_w [kN/m ²]	Porenwasserdruck
$S_{r(p_w=0)}$ [-]	Referenzsättigungsgrad bei $p_w=0$
h [-]	Henry Parameter

Der Henry-Parameter steht dabei für die Lösbarkeit von Luft in Wasser und wird im Allgemeinen mit $h=0,2$ angenommen. Bei sehr schnellen Laständerungen wird dieser Parameter zu $h=0$, da für den Prozess des Lösens von Luft in Wasser einige Zeit benötigt wird (Ausweger & Schweiger, 2016).

Mit der Kompressibilität des Wassers ($C_w = 4,5 \cdot 10^{-7}$ [m/N]) und jener der Luft (C_g) ist es mit Hilfe der Formel nach Fredlund & Rahardjo (1993) möglich, die porenwasserdruckabhängige Wasser-Gas-Gemisch Kompressibilität (C_{wg}) zu berechnen (Ausweger & Schweiger, 2016).

$$C_{wg(p_w)} = S_{r(p_w)} * C_w + (1 - S_{r(p_w)} + h * S_{r(p_w)}) * C_g \quad (2)$$

$C_{wg(p_w)}$ [m ² /kN]	Porenwasserdruckabhängige Kompressibilität des Wasser-Gas-Gemisches
$S_{r(p_w)}$ [-]	Porenwasserdruckabhängiger Sättigungsgrad
C_w [kN/m ²]	Kompressibilität des Wassers
h [-]	Henry Parameter
C_g [kN/m ²]	Kompressibilität der Luft

$$C_g = \frac{1}{P_a + p_a} \quad (3)$$

P_a [kN/m ²]	Atmosphärendruck
p_a [kN/m ²]	Porenluftdruck

Mit Hilfe des Skempton B-Parameters ist es möglich, die Porenwasserdruckänderung zufolge einer isotropen, mechanischen Belastung (einaxiale Belastung bei behinderter Seitendehnung) unter undrängierten Bedingungen zu ermitteln. Dabei wird von einem konstanten Sättigungsgrad ausgegangen. $B=1$ charakterisiert eine völlige Sättigung, bei der die zusätzliche Last komplett vom Wasser (als inkompressibel angenommen) aufgenommen wird. $B<1$ hingegen beschreibt ein kompressibles Porenfluid, bei dem die Auflaständerung vom Boden und dem Porenfluid (Wasser-Gas-Gemisch) aufgenommen werden muss. (Montenegro et al., 2015)

$$B = \frac{1}{1 + n * C_{wg} * E_s} \quad (4)$$

$$C_{wg} = \frac{S_r}{K_w} + \frac{(1 - S_r)}{(P_a + p_w)} \quad (5)$$

C_{wg}	[m ² /kN]	Kompressibilität des Wasser-Gas-Gemisches
S_r	[-]	Sättigungsgrad
K_w	[kN/m ²]	Kompressibilität des Wassers
P_a	[kN/m ²]	Atmosphärendruck
p_w	[kN/m ²]	„mittlerer“ Porenwasserdruck
B	[-]	Skempton-B-Parameter
E_s	[kN/m ²]	Steifemodul

Darauf aufbauend kann entsprechend die Reaktion des Porenwasserdrucks direkt unter der GOK zufolge einer Wasserspiegeländerung wie folgt berechnet werden:

$$dp = (B - 1) * dh * \gamma_w \quad (6)$$

dp	[kN/m ²]	Porenwasserdruckveränderung
$dh * \gamma_w$	[kN/m ²]	Laständerung

Wie in Abb. 3 zu sehen, hat bereits ein kleiner Anteil an Luft im Porenfluid einen großen Einfluss auf die Kompressibilität des Porenfluids und in weiterer Folge auf die Porenwasserdruckentwicklung im Untergrund.

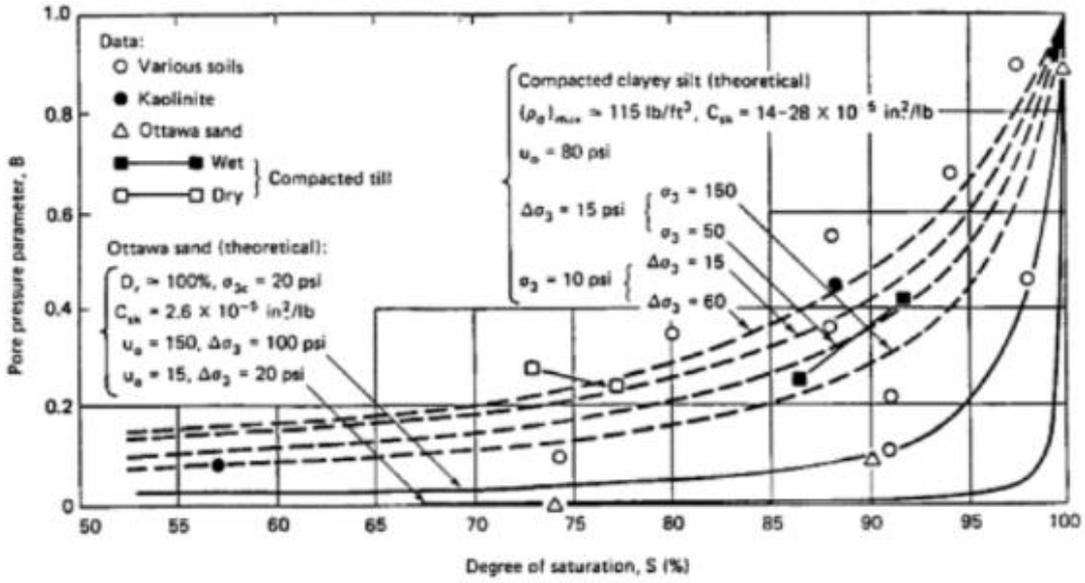


Abb. 3 Skempton-B-Parameter in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (Black & Lee, 1973)

3 Experimentelle Versuche

Im folgenden Kapitel wird auf den experimentellen Teil dieser Arbeit eingegangen. Dieser beinhaltet die Versuchsentwicklung, den Aufbau, die Durchführung und die Auswertung der Ergebnisse. Dieses Kapitel steht in Verbindung mit den Masterprojekten Widmoser (2016) und Vostrel (2016). Zur Ergänzung sind hier die wichtigsten Punkte zusammengefasst, die in gewissen Bereichen erweitert wurden.

3.1 Grundkonzept und allgemeiner Versuchsaufbau

In Verbindung mit dem vorangegangenen Masterprojekt wurde ein Laborversuch konzipiert, bei dem die Porenwasserdruckentwicklung im „quasi-gesättigten“ Boden zufolge Wasserspiegelschwankungen über der Geländeoberkannte (ähnlich einem Speicherteich eines Pumpspeicherkraftwerkes) simuliert werden kann. Das Masterprojekt (Widmoser, 2016) befasste sich dabei mit dem Entwurf und der Planung, sowie dem Versuchsaufbau und das Masterprojekt (Vostrel, 2016) mit dem Einbau und der Sättigung des Bodens. Ein Hauptaugenmerk lag dabei auf der Auswahl geeigneter Messtechnik, welche sehr maßgebend für die Qualität der Messergebnisse verantwortlich ist. Dafür sind im Rahmen des Masterprojekts einige Vorversuche mit Wasser gemacht worden. Auf die Einzelheiten der verschiedenen Entwicklungsstufen während der Versuchsvorbereitung wird in dieser Arbeit nicht genauer eingegangen sondern auf das Masterprojekt (Widmoser, 2016) verwiesen. Mit dem nun vorhandenen Versuchsaufbau konnten schlussendlich Versuche mit ausgewählten Bodenmaterialien, welche im Kapitel 3.2 näher erläutert werden, durchgeführt werden.

In den folgenden Kapiteln wird auf die Hauptbestandteile sowie das im Versuch angewandte Messequipment genauer eingegangen und der Versuchsablauf erklärt.

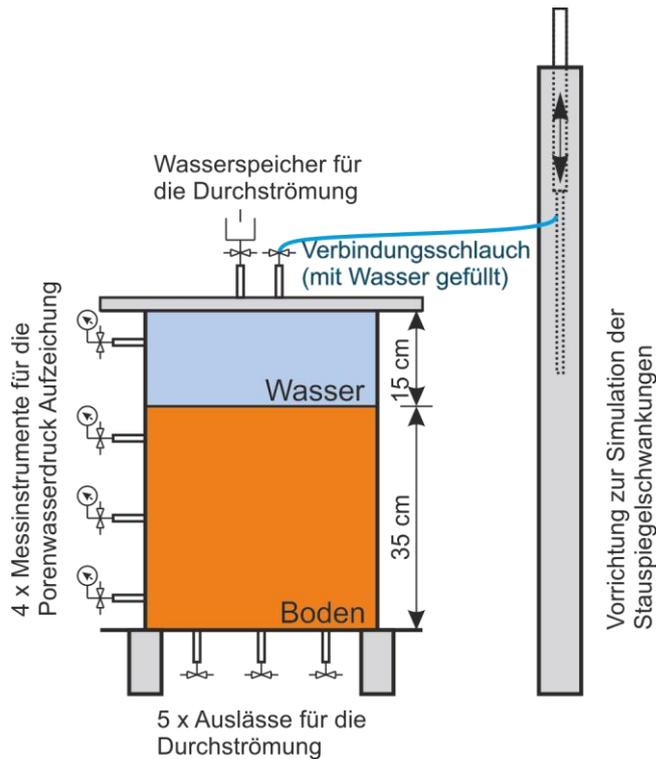


Abb. 4 Skizze des entwickelten Versuchsaufbaus

Für den Versuch wurde eine 35 cm dicke Bodenschicht in einem Stahlzylinder mit einer vorher definierten Einbaudichte eingebaut. Nach dem dichten Verschließen des Deckels (Dichtung zwischen Deckel und Flansch) und dem Sättigungsprozess bis zu einem gewünschten Sättigungsgrad konnte mit Hilfe einer Hebevorrichtung eine Porenwasserdruckveränderung über der Geländeoberkannte aufgebracht werden. Die gleichmäßige Durchströmung beim Sättigen wurde durch die fünf Auslässe im Boden des Zylinders gewährleistet. Der Porenwasserdruck wurde in vier verschiedenen Höhen, durch seitlich an den Zylinder angeschlossene Messgeräte, aufgezeichnet (siehe Abb. 4). Drei Messebenen befanden sich dabei im Boden und eine als Referenz im Wasser. Die Hauptkomponenten des Versuchsaufbaus (Versuchszylinder, Deckel, etc.), die Messtechnik, die Funktion der Hebevorrichtung sowie der Aus- und Einbau werden in den folgenden Kapiteln genauer erklärt.

Für den Versuch wurden folgende Komponenten benötigt:

- Versuchszylinder
- Digitale Überdruckmessgeräte (HBM Digibar II)
- Messverstärker (HBM QuantumX)
- Laptop
- Spindel zur Drucksteuerung mit Frequenzumrichter zur Steuerung der Geschwindigkeit
- Durchsichtige Leitungen (um Lufteinschlüsse in den Leitungen erkennen zu können), $\varnothing=8$ mm, max. Druck=8 bar
- Kleinteile (Kugelhähne, Steckverbinder, etc.)

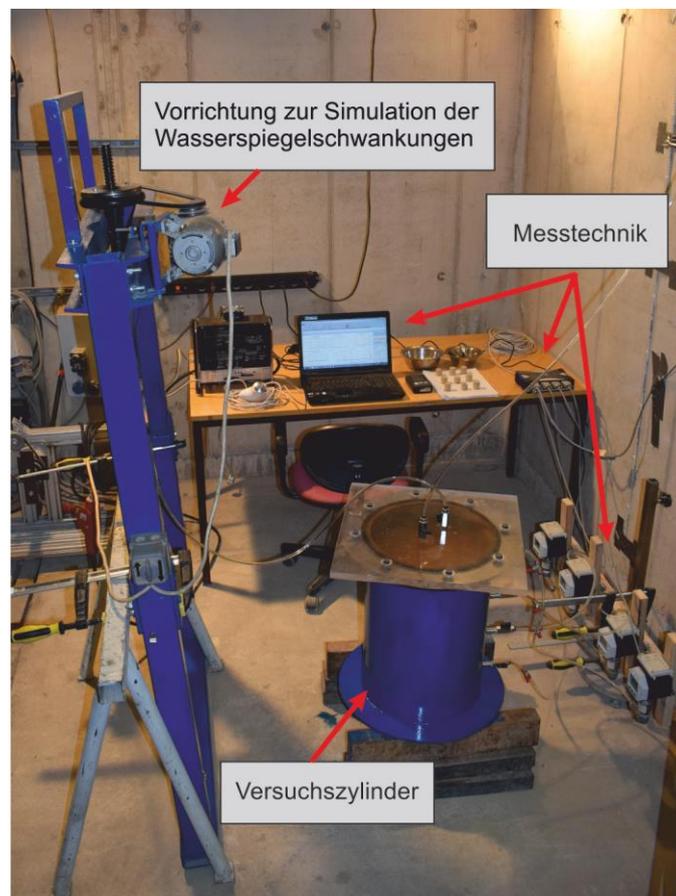


Abb. 5 Gesamter Versuchsaufbau

3.1.1 Versuchszylinder

Versuchszylinder:

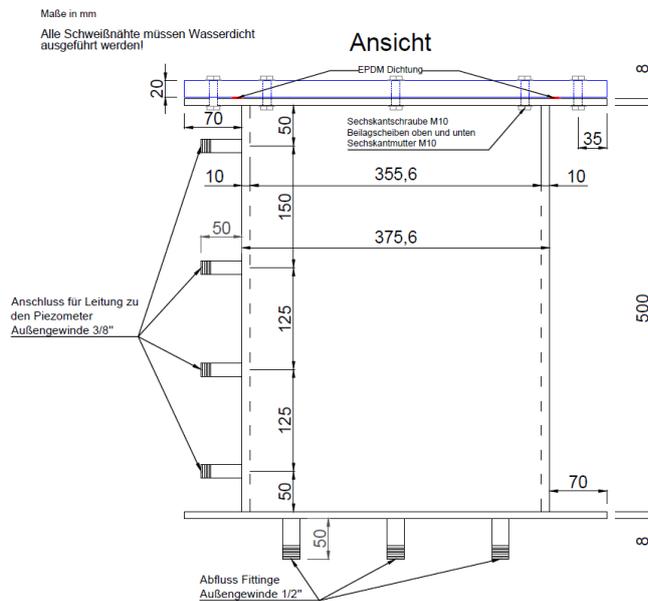


Abb. 6 Detailskizze des Versuchsbehälters (links); Versuchsbehälter (rechts)

Der Versuchszylinder (siehe Abb. 6) besteht aus einem 8mm dicken Stahlrohr und wurde eigens für diesen Versuch angefertigt. Seitlich besitzt dieser vier Anschlüsse, an welche die Messgeräte zur Aufzeichnung des Druckes angeschlossen wurden. Es war möglich die Messgeräte vom Zylinder über die Kugelventile an den Auslässen vom Systemdruck zu entkoppeln. Außerdem konnten alle Leitungen durch die Verwendung der Schnellverschlussstecker individuell an und abgeschlossen werden, was vor allem beim Entlüften hilfreich war.

Um den eingebauten Boden vor den Versuchen sättigen zu können (von oben nach unten), wurden im Boden des Zylinders fünf Auslässe vorgesehen. Diese sind symmetrisch angeordnet, um eine möglichst gleichmäßige Durchströmung des Bodens zu gewährleisten.



Abb. 7 Grundauslässe für die Sättigungsphase

Verschlossen wird der Zylinder mit einem 2 cm starken Plexiglasdeckel, der mittels acht Sechskantschrauben am oberen Flansch angeschraubt wurde. Um den Behälter wasserdicht verschließen zu können, ist hierfür eine 4mm dicke EPDM-Dichtung eingelegt worden. Für das Befüllen, die Sättigung, die Entlüftung und das Aufbringen der Wasserspiegelschwankungen sind im Deckel zwei Auslässe (wiederum mit Kugelventilen verschließbar) vorgesehen.



Abb. 8 Auf dem Behälter befestigter Deckel mit angeschlossenen Leitungen (linker Anschluss: Leitung zum Speichergefäß für die Sättigung, rechter Anschluss: Leitung zur Spindel für die Wasserspiegelschwankungen)

3.1.2 Messtechnik

Bei der Konzeptionierung des Versuchsaufbaus sind für die Messung des Drucks verschiedene Messtechniksysteme getestet worden. Dabei hat sich herausgestellt, dass sich die digitalen Überdruckmessgeräte Digibar II der Firma HBM in diesem Fall als am sinnvollsten erweisen und die besten Ergebnisse liefern.

Für die Stromversorgung der Messtechnik und die Datenerfassung wurde ein Messverstärker der Firma HBM (HBM QuantumX) eingesetzt, der in Verbindung mit der Software (Catman Easy) verwendet wurde (Widmoser, 2016).



Abb. 9 HBM QuantumX



Abb. 10 Digibar

Allgemeine Produktdaten:

Produktname	HBM Digibar II: K-PE350/001B
Messprinzip	Dünnschicht-DMS-Technologie
Messbereich	0-1,0 bar (0-20mA)
Genauigkeit	±2,0 cm (lt. Datenblatt) ±0,5 cm (eigene Kalibrierung)
Anmerkungen	Automatische Luftdruckkompensierung

Um die digitalen Überdruckmessgeräte mit der vorhandenen Software verwenden zu können, war es erforderlich diese zu kalibrieren. Dabei wurden nach dem Verbinden aller Messgeräte miteinander und der sorgfältigen Entlüftung des gesamten Systems, mit Hilfe der firmeninternen Kalibrierung die Messgeräte an einer Haltevorrichtung so ausgerichtet, dass sie alle den Wert 0 (lt. interner Kalibrierung) am Display des Digibar II anzeigten (Druckdifferenz $\Delta p = \pm 1$ mm). Der dabei vorliegende Wasserstand in den Schläuchen wurde als Null-Punkt herangezogen. Anschließend wurden durch Aufbringen einer Wassersäule (mit Hilfe eines Schlauches und Meterstabes) die digitalen Überdruckmessgeräte kalibriert (0; 0,03; 0,2 bar). Durch Kontrollversuche, welche mehrmals auch nach dem Anschluss an den Behälter durchgeführt wurden, konnten die Absolutwerte des Wasserdrucks sehr genau gemessen werden ($\pm 2 - 3$ mm). (Widmoser, 2016)

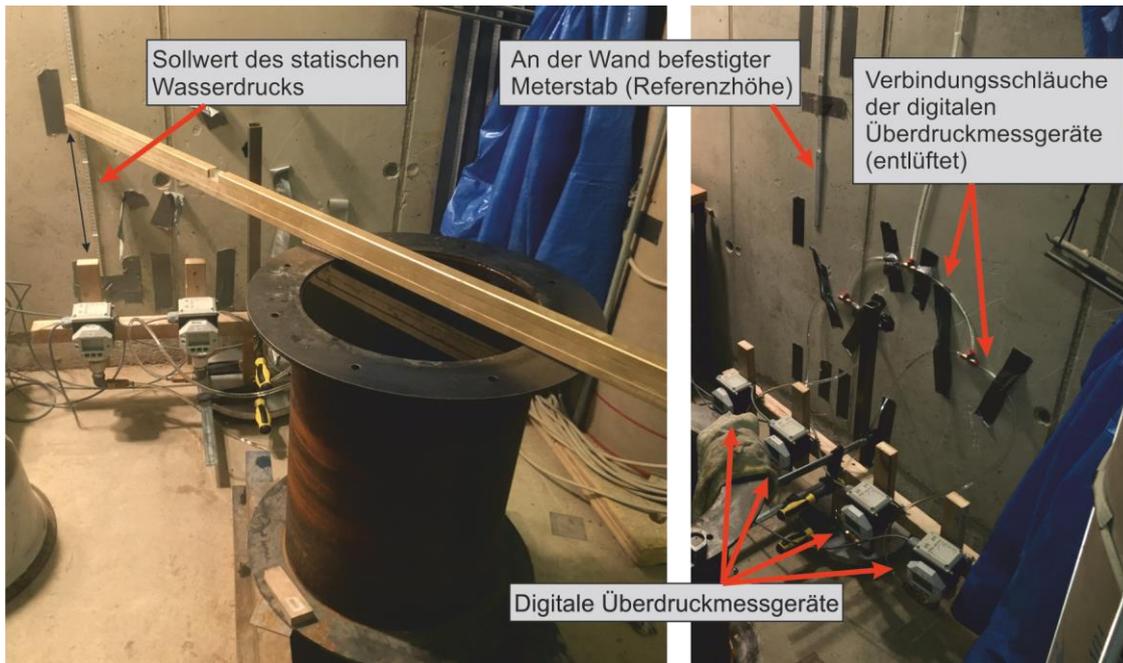


Abb. 11 Aufbau der Messgeräte für die Kalibrierung (rechts), Kontrolle der Kalibrierung nach dem Anschluss an den Zylinder (links)

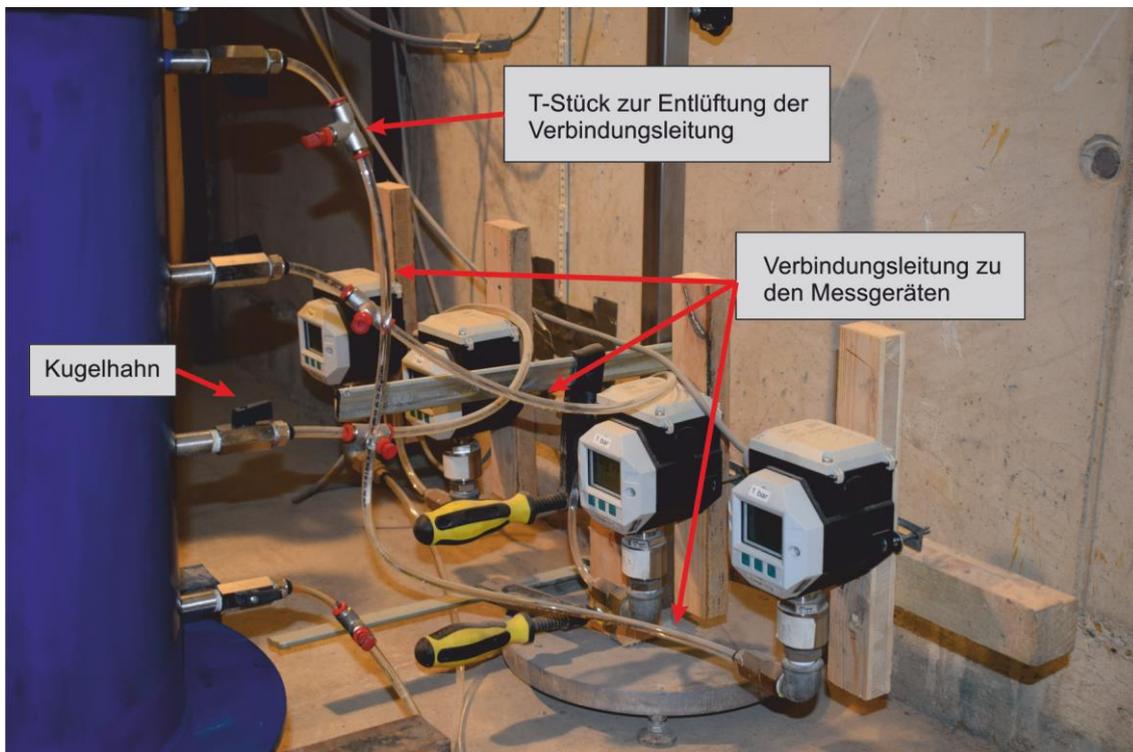


Abb. 12 Angeschlossene und ausgerichtete Überdruckmessgeräte

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit dieses Messsystems wurden Vorversuche mit Wasser am geschlossenen Versuchszylinder durchgeführt. Dabei wurden statische Drücke und dynamische Drucklaststufen auf das System aufgebracht. Ergebnis dieser Tests war, dass eine unpräzise Kalibrierung zu „drifts“ und willkürlichen Druckdifferenzen führt, die nicht in Korrelation mit den aufgetragenen Belastungsstufen stehen. Eine präzise Kalibrierung (sorgfältiges Entlüften, gutes Fixieren der Leitungen, Einrichten der Messgeräte auf dieselbe Höhe, Kalibrieren aller Messgeräte zugleich) beseitigt diese Probleme (Widmoser, 2016). Somit konnte eine Genauigkeit zufolge der eigenen Kalibrierung von $\pm 0,5$ cm erreicht werden

3.1.3 Simulation der Wasserspiegelschwankungen

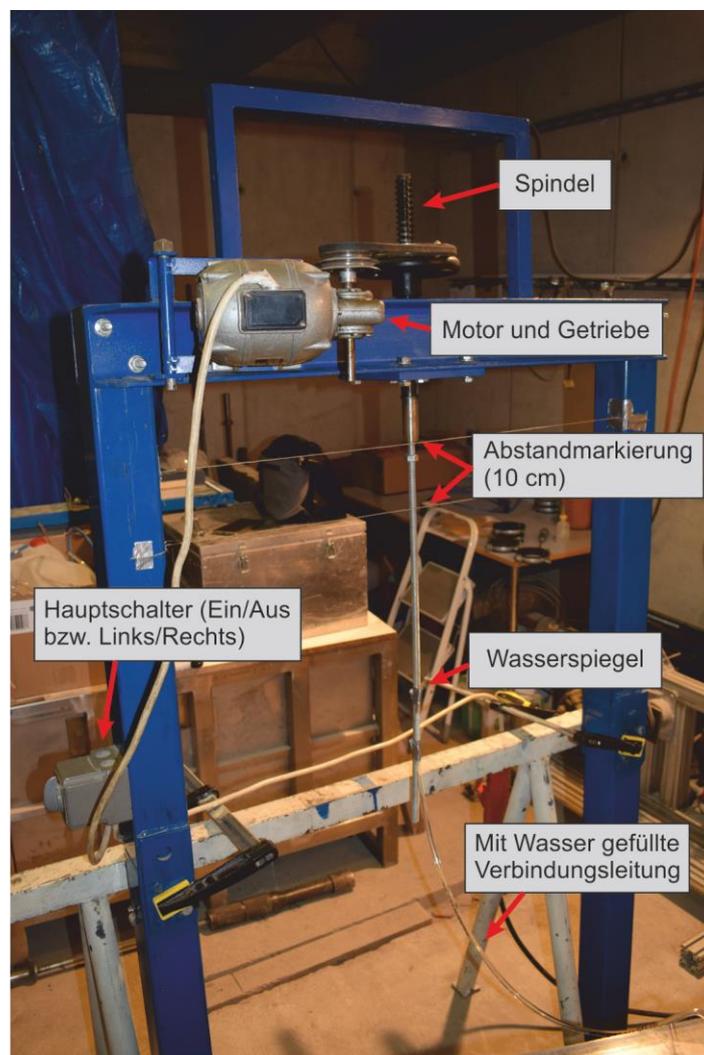


Abb. 13 Spindel zur Simulation der Wasserspiegelschwankungen

Für die Simulation der Wasserspiegelschwankungen über der Geländeoberfläche wurden zwei verschiedene Konzepte verfolgt. Anfangs war die Idee, ein geschlossenes Drucksystem umzusetzen, bei welchem die Druckänderungen über Luftdruck gesteuert wurden. Diese wurde aber wegen der unpräzisen Steuerungsmöglichkeit sowie den zusätzlichen Unsicherheiten (Verhalten der Luftblase bei der Druckänderung) verworfen.

Zur Anwendung kam schlussendlich eine elektrisch betriebene Spindel, welche an einem Rahmen fixiert war und mittels eines Frequenzumrichters auf unterschiedliche Geschwindigkeiten eingestellt werden konnte. Auf dieser Spindel wurde der mit dem Deckel des Versuchsbehälters verbundene Schlauch, welcher mit Wasser gefüllt war, befestigt. Über den Frequenzumrichter konnte eine gewünschte Geschwindigkeit eingestellt werden, die für die Wasserspiegelschwankungssimulation konstant blieb. Durch die Betätigung des Hauptschalters wurde nun die Auf- bzw. Abwärtsbewegung gestartet.

Bei den Wasserspiegelschwankungen musste darauf geachtet werden, kein Versagen im Boden zu erzeugen. Die effektiven Spannungen im Boden durften durch ein sehr rasches Absenken des Wasserspiegels nicht zu null werden. Wie schon Montenegro et al. (2015) erläutert haben, ist die Definition der Begriffe „schnell“ bzw. „langsam“, bezogen auf die Laständerungsrate der Wasserspiegeländerung, sehr stark von der hydraulischen Durchlässigkeit abhängig. Die verzögerte Druckänderung ist auf die Kompression/Extension der Gasphase in Zusammenhang mit den Strömungsvorgängen im Porenraum zurückzuführen. Die erforderliche Zeit für den Druckausgleich (hydrostatischer Zustand) ist maßgebend von der Bodenart und dessen hydraulischen Eigenschaften abhängig.

Bei dem im Versuch verwendeten Druckniveau von 45 cm über GOK (Versuchsstart) und der Annahme, dass der volle Porenwasserdruck in der untersten Schicht des Bodens durch ein rasches Absenken des Wasserspiegels erhalten bleibt, ergibt sich bei einer gesättigten Wichte des Bodens von $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ aus der nachfolgenden Berechnung eine maximale plötzliche Absenkhöhe von 35 cm vom Ausgangsniveau.

Weiters musste darauf geachtet werden, dass während der Versuche die Verbindungsleitung stets bis zur Oberkannte gefüllt war, um einen definierten Wasserdruck bzw. einen konstanten Wasserspiegel zu garantieren. Dies wurde durch kontinuierliches Eintropfen von Wasser oder durch Abfließen des überflüssigen Wassers gewährleistet. Grund dafür ist die Veränderung des Sättigungsgrades bei einer Druckänderung. Das heißt, dass bei einem höheren Druckniveau der Sättigungsgrad steigt und somit mehr Wasser ins Versuchssystem einfließt. Bei einem Abstau am Ende eines Zyklus konnte sich der Druck selbständig über die freie Wasserspiegeloberfläche abbauen. Die durch die Extension der Wasserbläschen verdrängte Wassermenge konnte über die Verbindungsleitung druckfrei abfließen und ein konstanter Wasserspiegel war gegeben.

3.2 Versuchsmaterialien

Für den experimentellen Versuch kamen zwei unterschiedliche Materialien zur Anwendung. Dabei wurde versucht, hinsichtlich der hydraulischen Eigenschaften ein möglichst unterschiedliches Bodenmaterial zu verwenden. Zum Einsatz kamen ein feinsandiger Schluff mit sehr geringem Tonanteil (Si sa' cl', siehe Abb. 15) und ein sehr eng gestufter Sand mit einem geringen Anteil an Schluff (Sa si', siehe Abb. 16). Um die Beschreibungen zu vereinfachen, werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit die beiden Materialien als Schluff bzw. Sand bezeichnet.

Da für die Numerik und auch die Interpretation der Ergebnisse der Durchlässigkeitsparameter im „quasi-gesättigten“ Zustand ($k_{f,q.-g.}$) von Bedeutung ist, wurden im Zuge dieser Arbeit Durchlässigkeitsversuche an beiden Materialtypen durchgeführt. Dazu wurde das Bodenmaterial mit der erforderlichen Einbaudichte in eine Durchlässigkeitszelle eingebaut und bei einem Zelldruck von 0,5 bar mit einer Druckhöhendifferenz von in etwa 0,37 bar durchströmt. Auch war es erforderlich die Steifigkeitsparameter zu bestimmen. Für den Schluff und den Sand wurden dazu Kompressionsversuche durchgeführt. Alle Parameter sind in einer Tabelle beim jeweiligen Materialtyp zusammengefasst dargestellt.

3.2.1 Schluff

Tab. 1 Eigenschaften Schluff

ρ_s	2,71	g/cm^3
E_{oed}	20000	kPa
p_{ref}	100	kPa
$k_{\text{f,q-g.}}$	8E-8	m/s
φ	20	°
c	10	kPa

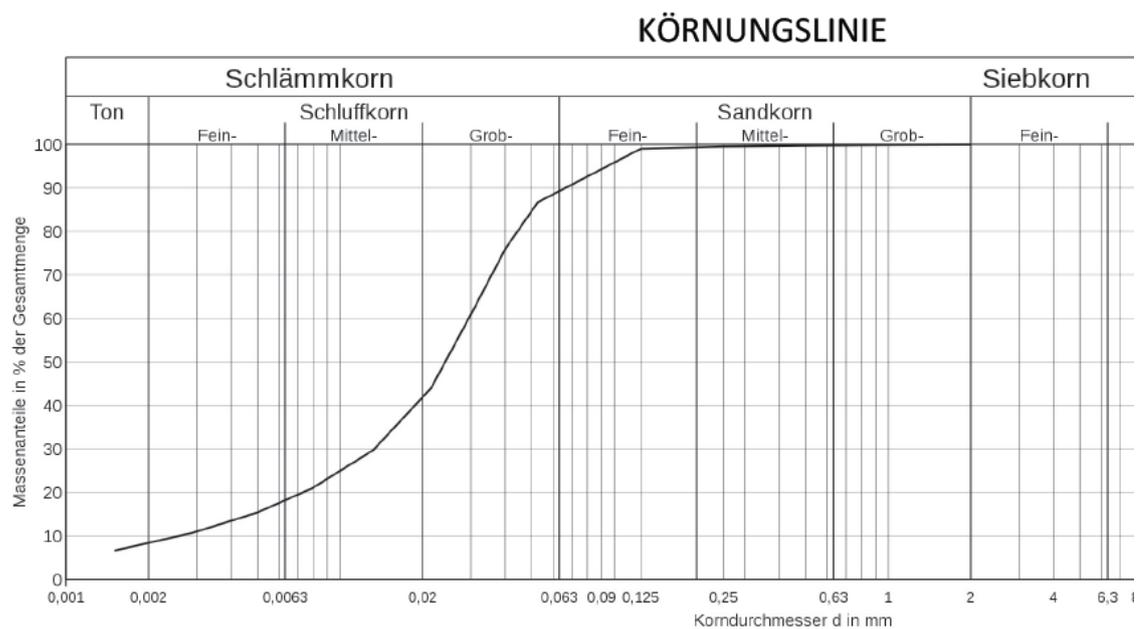


Abb. 15 Körnungslinie Schluff aus eigener Laboranalyse

3.2.2 Sand

Tab. 2 Eigenschaften Sand

ρ_s	2,72	g/cm^3
E_{oed}	40000	kPa
p_{ref}	100	kPa
$\rho_{\text{d,DL}}$	1,4	g/cm^3
$\rho_{\text{d,LL}}$	1,7	g/cm^3
$k_{\text{f,q-g.}}$	1E-5	m/s
φ	37	°
c	0	kPa

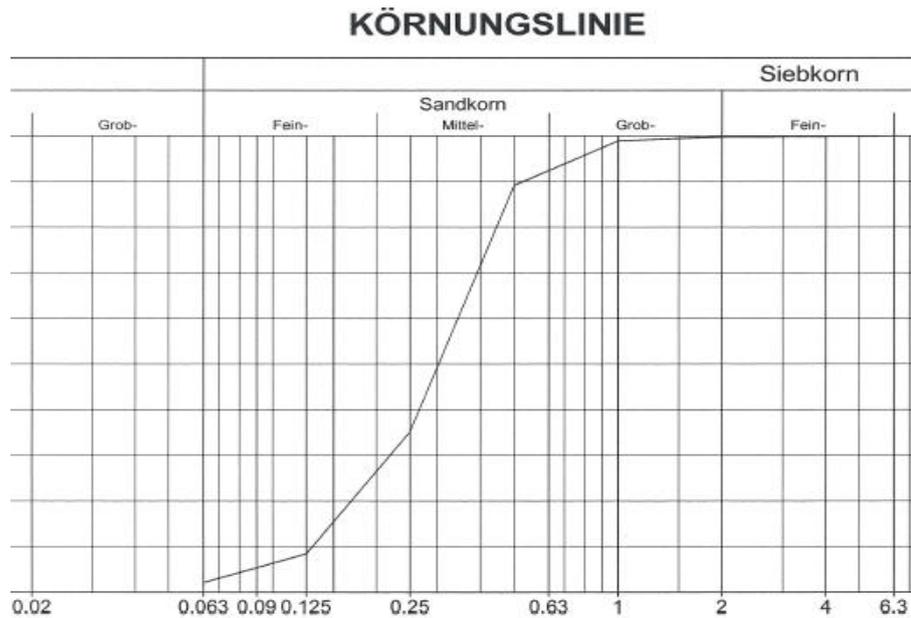


Abb. 16 Körnungslinie Sand aus eigener Laboranalyse

3.3 Einbau

Kapitel 3.3 und 3.4 sind in Zusammenarbeit mit dem Masterprojekt Vostrel (2016) entstanden. Jene Teile, die für diese Arbeit besonders relevant sind, wurden dabei noch einmal angeführt und um einige Details ergänzt.

Bevor mit dem Einbau des Bodenmaterials begonnen werden konnte, war es erforderlich, die Auslässe und die Anschlüsse zu den Messgeräten mit einem Sieb (Maschenweite 0,063 mm) zu verschließen. Dadurch wurde verhindert, dass Feinteile während der Sättigungsphase ausgespült werden. Um große Lufteinschlüsse durch die Bodenabläufe zu verhindern, wurden diese vor dem Einbau des Bodens mit Wasser gefüllt.



Abb. 17 Vorbereitung des Versuchszylinders vor dem Einbau des Bodens

Zu den Einbauverfahren ist zu sagen, dass diese sich geringfügig unterscheiden können, da durch den ständigen Lernprozess der zuvor durchgeführten Versuche die Methodik verbessert werden konnte. Die Abläufe während einer Versuchsserie sind dabei stets gleich geblieben. Bei beiden Materialien wurde in den Zylinder eine Bodenschicht von in etwa 35 cm eingebaut.

3.3.1 Einbau Schluff

Der Schluff wurde mit einem Sättigungsgrad von $S_r = 94\%$ eingebaut, was bei einer Porenzahl $e = 0,748$ einem Wassergehalt von $w = 26\%$ entspricht. Mit der Korndichte von $\rho_s = 2,71 \text{ g/cm}^3$ und einer gewünschten Trockendichte $\rho_d = 1,55 \text{ g/cm}^3$ ergibt sich eine Trockenmasse und eine Masse Wasser für den Einbau von 5 cm-Schichten:

$$m_d = \rho_d * V_{5\text{cm}} = 1,55 * 5 * 33,6^2 \frac{\pi}{4} = 6871,8\text{g} \quad (12)$$

$$m_w = m_d * w = 6871,8 * 0,26 = 1783,7\text{g} \quad (13)$$

m_d	[g]	Trockenmasse
m_w	[g]	Masse Wasser
ρ_d	[g/cm ³]	Trockendichte
w	[%]	Wassergehalt

Daraus ergibt sich eine theoretische Feuchtdichte für den Schluff von $\rho_f = 1,95 \text{ g/cm}^3$.

Für die insgesamt sieben Schichten wurde das Material getrennt eingewogen, angerührt und anschließend in den Zylinder eingebaut. Der Schluff wurde dabei mit einem Proctorhammer gleichmäßig verdichtet, bis die geforderte Schichtdicke von 5 cm erreicht war. Gemessen wurde dabei von der Oberkante aus an 5 Punkten (in Abb. 18 dargestellt). Die in Tab. 3 angeführten Mittelwerte (MW) der Schichten ergaben sich aus dem Mittel der fünf Messpunkte.

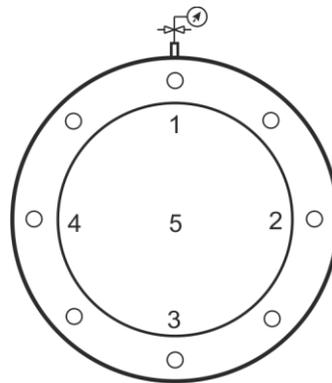


Abb. 18 Messpunkte zur Bestimmung der Einbauschichtdicke



Abb. 19 Einbau des Schluffs in den Zylinder

Mit steigender Anzahl an eingebauten Schichten wurde das Bodenmaterial immer plastischer. Grund dafür war der hohe Wassergehalt von 26 %, der über dem optimalen Wassergehalt von in etwa 20 % liegt. Es wurde ein so hoher Wassergehalt verwendet, da ansonsten die Sättigung des Bodens zu viel Zeit in Anspruch genommen hätte. Insgesamt konnte der Boden auf eine etwa 36 cm dicke Schicht verdichtet werden. Durch das plastische Verhalten war es nicht möglich die oberste Schicht ausreichend zu verdichten. Dabei wurde Wasser ausgepresst, was zudem zu einer Veränderung des Sättigungsgrades in dieser Schicht führte. In Tab. 3 ist ein Protokoll des Einbaus und der dabei erreichten Schichten angeführt. Es muss an dieser Stelle erwähnt werden, dass die gemessenen Schichtdicken lediglich als ungefähre Richtwert dienen sollen, da die Messgenauigkeit bei dieser Methode in etwa bei $\pm 0,25$ cm liegt.

Tab. 3 Protokoll über den Einbau des Schluffs

MW cm	Ist-Dicke cm	Soll-Dicke cm	Δ -Dicke cm	V-Ist cm ³	ρ_{f-ist} g/cm ³
50,9	5,0	5	5,0	4468,9	1,94
45,9	10,2	10	5,1	4557,6	1,90
40,8	15,7	15	5,5	4894,5	1,77
35,2	20,5	20	4,8	4256,1	2,03
30,4	26,2	25	5,7	5089,6	1,70
24,7	31,4	30	5,1	4539,8	1,91
19,6	36,7	35	5,3	4734,9	1,83
14,2	50,9	51	14,2	12626,4	
			Mittelwert		1,87
			Summe	32541,3	1,86

3.3.2 Einbau Sand

Beim Sand wurde mit einer Trockendichte $\rho_d = 1,61 \text{ g/cm}^3$ und einem Wassergehalt von $w = 20 \%$ beim Einbau gearbeitet. Bei einer Porenzahl von $e = 0,689$ und einer Korndichte von $\rho_s = 2,72 \text{ g/cm}^3$ ergibt das einen Sättigungsgrad beim Einbau von $S_r = 79 \%$. Um den Einbauprozess zu beschleunigen, wurden drei 10 cm-Schichten und eine 5 cm-Schicht eingebaut. Daraus ergibt sich für eine 10 cm-Schicht die Trockenmasse und die Masse Wasser von:

$$m_d = \rho_d * V_{10\text{cm}} = 1,61 * 10 * 33,6^2 \frac{\pi}{4} = 14275,6\text{g} \quad (14)$$

$$m_w = m_d * w = 14275,6 * 0,20 = 2855,1\text{g} \quad (15)$$

Daraus folgt eine theoretische Feuchtdichte für den Sand von $\rho_f = 1,93 \text{ g/cm}$.

Der restliche Verlauf (Prozedere beim Anrühren, Messen der eingebauten Schichten, etc.) war gleich wie auch beim Schluff. Zum Verdichten wurde allerdings ein Stempel mit einer größeren Kopfplatte verwendet, da damit eine bessere Verdichtung möglich war.



Abb. 20 Einbau des Sands in den Zylinder

Das Hauptproblem bei Sand war, dass ab einem gewissen Verdichtungsgrad sich ein Wasserfilm an der Oberfläche bildete. Ab diesem Zeitpunkt war die maximale Verdichtbarkeit erreicht. Dieser Effekt verstärkte sich mit zunehmender Schichtdicke, aber es konnte trotzdem die gesamte Bodenschicht auf 35,5 cm eingebaut werden.



Abb. 21 Wasserfilm auf der Oberfläche nach dem Verdichten der letzten Sandschicht

Tab. 4 Protokoll über den Einbau des Sands, erster Versuchsdurchgang

MW cm	Ist-Dicke cm	Soll-Dicke cm	Δ -Dicke cm	V-Ist cm ³	ρ_{f-ist} g/cm ³	
50,94	10,2	10	10,2	9044,2	1,89	
40,74	20,24	20	10,04	8902,3	1,92	
30,7	30,3	30	10,06	8920,0	1,92	
20,64	36,02	35	5,72	5071,8	1,69	
14,92	50,94	51	14,92	13229,3		
Mittelwert						1,86
Summe				31938,3		1,88

Tab. 5 Protokoll über den Einbau des Sands, zweiter Versuchsdurchgang

MW cm	Ist-Dicke cm	Soll-Dicke cm	Δ -Dicke cm	V-Ist cm ³	ρ_{f-ist} g/cm ³	
50,94	10,04	10	10,04	8902,3	1,92	
40,9	20,16	20	10,12	8973,2	1,91	
30,78	30,46	30	10,3	9132,8	1,88	
20,48	35,46	35	5	4433,4	1,93	
15,48	50,94	51	15,48	13725,9		
Mittelwert						1,91
Summe				31441,8		1,91

3.4 Sättigung

Nach dem Einbau der Bodenschicht mit dem höchstmöglichen Wassergehalt wurde der Versuchsbehälter mit dem Plexiglasdeckel wasserdicht verschlossen. Anschließend wurde der Restraum zwischen Boden und Deckel mit Wasser aufgefüllt und mit dem Sättigen der Bodenschicht begonnen. Wichtig war dabei den Zylinder so gut als möglich zu entlüften, um durch etwaige eingeschlossene Luft oberhalb des eingebauten Bodens die Testergebnisse nicht zu verfälschen. Durch teilweises Öffnen der Befestigungsschrauben des Deckels und mit Hilfe der Anschlüsse im Deckel konnte beinahe die gesamte Luft aus dem Zwischenraum entfernt werden.



Abb. 22 Wasserbehälter oberhalb des Versuchszylinders (Wasserspeicher für die Sättigung, ständige Kontrolle der Masse über die Waage)

Für die Sättigung wurde über einen Wasserbehälter, welcher ca. drei Meter über dem Testzylinder platziert wurde, ein Druck von 0,3 bar aufgebracht. An die Bodenauslässe wurde ein Auffangbehälter angeschlossen. Die Differenz zwischen oben eingeströmter und unten ausgeströmter Wassermenge ergab die im Boden verbliebene zusätzliche Wassermenge, die den Sättigungsgrad erhöhte. Die Menge des einströmenden Wassers wurde dabei über eine Waage ständig mit aufgezeichnet. Der Auffangbehälter der Bodenausläufe musste über eine externe Waage vor und nach der Sättigung abgewogen werden.

Addiert man nun die vom Boden zusätzlich aufgenommene Wassermenge zu der Einbauwassermenge, ergibt das einen theoretischen Sättigungsgrad des Schluffs von $S_r = 96 \%$ und des Sands von $S_r = 85 \%$. Diese Werte sind nur als theoretische Werte anzusehen, da wie in den vorigen Kapiteln beschrieben wurde bereits durch den Einbau Wasser aus dem Boden gepresst worden war. Auf den vorhanden gewesenen Sättigungsgrad wird in Kapitel 4.3.2 noch näher eingegangen.

3.5 Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau des Bodens, der Sättigung der Bodenschicht, dem Entlüften aller Leitungen zu den Messgeräten und dem Anbringen der mit Wasser gefüllten Verbindungsleitung zwischen Zylinderdeckel und Spindel, konnte mit den eigentlichen Versuchen, den Wasserspiegelschwankungen, begonnen werden. Insgesamt wurden drei Versuchsreihen durchgeführt, bei denen der Schluff einmal und der Sand zwei Mal untersucht wurde. Um möglichst viele Szenarien abzudecken, wurden mit den jeweiligen Bodenproben verschiedenste Wasserspiegelschwankungen simuliert. Dazu wurden sowohl die Geschwindigkeit des Auf- bzw. Abstaus und auch die Richtung (Auf-Ab; Ab-Auf) mehrmals verändert. In der nachfolgenden Tabelle (Tab. 6) sind alle Laborversuche aufgelistet, die im Laufe dieser Arbeit gemacht wurden. Ein Auf- bzw. Abstau bedeutet dabei eine Wasserspiegelveränderung von in etwa 10 cm.

Tab. 6 Experimentell durchgeführte Wasserspiegelsimulationen

Schluff				
	Simulation	Geschwindigkeit	Zyklen	
Messung 1	Auf-Ab	langsam	1	Schrauber
Messung 2	Auf-Ab	schnell	2	
Messung 3	Auf-Ab	langsam	2	
Messung 4	Auf-10 min konst.-Ab-10 min konst.-Auf-20 min konst.-Ab	langsam	-	
Messung 5	Auf-Ab	mittel	4	Spindel
	Auf-Ab	langsam	4	
	Auf-Ab	schnell	4	
Messung 6	Auf-10 min konst.-Ab-10 min konst.-Auf-20 min konst.-Ab	mittel	-	
Messung 7	Auf-Konsolidieren	mittel	-	
Messung 8	Ab-Auf	mittel	4	
Messung 9	Ab-Auf	langsam	4	
Messung 10	Ab-Auf	schnell	4	
	Ab-Auf	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	3	
Messung 11	Ab-10 min konst.-Auf-10 min konst.-Ab-20 min konst.-Auf	mittel	-	
Messung 13	Ab-Konsolidieren (Druckn. 0,45m)	mittel	-	
Messung 14	Auf-Ab	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	3	
	Ab-Konsolidieren (Druckn. 0,9m)	-	-	
Sand 1				
Messung 1	Auf-Ab	mittel	4	Spindel
	Auf-Ab	langsam	4	
	Auf-Konsolidieren	mittel	-	
Messung 2	Ab-Auf	mittel	4	
	Ab-Auf	langsam	4	
	Ab-Konsolidieren	mittel	-	
Messung 3	Auf-Ab	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	1	
	Auf-Konsolidieren	mittel	-	
	Ab-Auf	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	1	
Sand 2				
Messung 1	Auf-Ab	schnell	4	Spindel
	Auf-Konsolidieren	schnell	-	
	Ab-Auf	schnell	4	
	Ab-Konsolidieren	schnell	-	
Messung 2	Auf-Ab	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	1	
	Auf-Konsolidieren	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	-	
	Ab-Auf	sehr langsam ($\approx 10\text{cm}$ in 10min)	1	

Wie schon in Kapitel 2.2 beschrieben bezieht sich die Geschwindigkeitsangabe (schnell bzw. langsam), mit der die Druckdifferenzen aufgebracht wurden, auf die Durchlässigkeit der verwendeten Bodenarten. Dementsprechend sind die Bezeichnungen der Geschwindigkeit in der Tabelle nur als grobe Richtwerte zu sehen. Die genauen Geschwindigkeiten bei den einzelnen Versuchen sind aus den Versuchsergebnissen abzuleiten. Ebenso sind die exakten Höhendifferenzen aus den Diagrammen der Auswertungen zu entnehmen. Es war aufgrund der unpräzisen

Einstellmöglichkeit der Geschwindigkeitssteuereinrichtung des Frequenzumrichters nicht möglich, exakt dieselben Geschwindigkeiten für die jeweiligen Geschwindigkeitsstufen wiederholt gleich einzustellen. Diese Abweichungen unter den Versuchen wurden aber gesondert in der Numerik berücksichtigt, wo die tatsächlichen Geschwindigkeiten und Druckdifferenzen für die Berechnung herangezogen wurden. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass das Verhältnis von v/k_f sich für den Schluff im Bereich von $v = 2000$ bis $50000 \times k_{f, \text{Schluff}}$ und für den Sand von $v = 30$ bis $400 \times k_{f, \text{Sand}}$ befand.

3.6 Ausbau

Beim Ausbau der Bodenprobe aus dem Zylinder wurde das Hauptaugenmerk darauf gelegt, den vorhandenen Sättigungsgrad bei hydrostatischem Druck mit dem Wasserspiegel auf der GOK so gut als möglich zu bestimmen, da dieser für die Interpretation der Ergebnisse sowie für die numerische Nachrechnung besonders von Bedeutung war und während des Einbaus nicht exakt bestimmt werden konnte (siehe Kapitel 3.4).

Dazu wurden neun Stechzylinder aus Messing (Durchmesser 2,6 cm, Höhe ca. 3 cm) angefertigt, von denen die Volumina und Masse sehr genau bekannt waren. Es wurden in drei Ebenen jeweils drei Mini-Zylinder von Hand eingepresst und mit dem umgebenden Material vorsichtig ausgebaut. Nach dem Entfernen des überschüssigen Materials wurden mit einem Messer die beiden Ränder eben abgezogen und die Zylinder samt einer Schüssel gewogen (=Masse feucht + Tara). Die Tara beinhaltet dabei die Masse der Schüssel sowie die Masse des Ausstechzylinders. All diese Vorgänge sind sehr rasch erfolgt, um ein allzu großes Verdunsten von Wasser zu verhindern. Nach dem Trocknen aller neun Proben bis zur Massenkonstanz, konnte der Sättigungsgrad wie folgt bestimmt werden.

$$w = \frac{m_w}{m_d} = \frac{m_f - m_d}{m_d} \quad (16)$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (17)$$

$$S_r = \frac{w * \rho_s}{e * \rho_w} \quad (18)$$

w	[%]	Wassergehalt
m_w	[g]	Masse Wasser
m_d	[g]	Trockenmasse

m_f	[g]	Feuchtmasse
e	[-]	Porenzahl
ρ_d	[g/cm ³]	Trockendichte
ρ_s	[g/cm ³]	Korndichte
S_r	[%]	Sättigungsgrad
ρ_w	[g/cm ³]	Dichte Wasser

Beim Schluff wurde zusätzlich ein Messingrohr mit ca. 50 cm Länge vor dem Ablassen des Wassers über der Bodenschicht per Hand eingepresst, welches als Vergleichsprobe zu den vorgefertigten Hülsen dienen sollte. Dieses Rohr wurde am Ende in ca. 5 cm lange Stücke zersägt und die einzelnen Stücke ebenfalls bis zur Massenkonstanz getrocknet. Die Bestimmung der Volumina und der Tara erfolgte nach der Trocknung der Proben.



Abb. 23 Ausstechzylinder ($V = 14,5475 \text{ cm}^3$)



Abb. 24 Masse Tara



Abb. 25 Einpressen des langen Rohres



Abb. 26 Ablassen des restlichen Wassers



Abb. 27 Lagenweises Ausbauen des Bodens



Abb. 28 Eingepresste Zylinder beim Ausbau



Abb. 29 Bearbeiten der Probe



Abb. 30 Masse feucht + Masse Tara

Äußerst wichtig war dabei, dass die Zylinder möglichst gerade eingepresst wurden, da die Bestimmung des Sättigungsgrades sehr sensibel auf einen etwaigen Masseverlust von Wasser bzw. Bodenmaterial ist. Aus diesem Grund war es vor allem beim Sand nicht möglich, repräsentative Proben zu gewinnen. Die folgenden Ergebnistabellen zeigen deutlich, dass der Schluff realistische Ergebnisse mit relativ geringer Streuung lieferte. Beim Sand hingegen ist eine sehr große Streuung der Werte erkennbar. Teilweise sogar Sättigungsgrade wesentlich unter jenem des Einbau-Sättigungsgrades. Begründet kann dies damit werden, dass dieser einen sehr engen Bereich zwischen lockerster und dichtester Lagerung aufweist. Kleinste Abweichungen in der Einwaage bzw. geringste Verluste, welche unvermeidbar sind, machen die Ergebnisse unbrauchbar.

Deswegen musste für den Sand der Sättigungsgrad grob abgeschätzt werden. Dies geschah, indem nach dem Befüllen und Entlüften des Versuchszylinders bei der Sättigungsphase die Differenzwassermenge zwischen der Wassermenge, die oben eingefüllt und jener, die unten aus den Auslässen heraus kam, bestimmt wurde. Dieses zusätzliche Wasser wurde zur Einbauwassermenge addiert und erhöhte den Sättigungsgrad auf ca. 85 %.

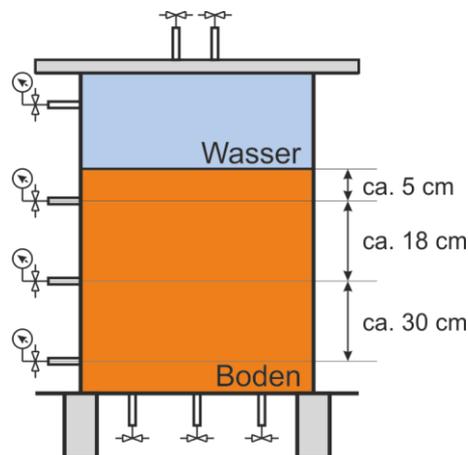


Abb. 31 Ausbauebenen der vorgefertigten Ausstechzylinder

Tab. 7 Ergebnisse der Auswertung der ausgebauten Bodenproben aus den vorgefertigten Ausstechzylindern (oben), Ergebnisse aus dem zersägten Rohr (unten)

	Tiefe im Boden (von oben)	Proben Nr.	Schluff			Sand 1			Sand 2		
			pf	pd	Sr	pf	pd	Sr	pf	pd	Sr
			g/cm ³	g/cm ³	-	g/cm ³	g/cm ³	-	g/cm ³	g/cm ³	-
Schicht 1	ca. 5 cm	1	1,83	1,48	0,96	1,83	1,48	0,78	1,91	1,54	0,85
		2	1,77	1,44	0,90	1,77	1,44	0,71	1,82	1,47	0,76
		3	1,77	1,43	0,87	1,77	1,43	0,71	1,81	1,46	0,76
Schicht 2	ca. 18 cm	4	1,77	1,45	0,89	1,77	1,45	0,69	1,82	1,48	0,76
		5	1,72	1,43	0,87	1,72	1,43	0,62	1,86	1,51	0,78
		6	1,79	1,48	0,87	1,79	1,48	0,70	1,76	1,43	0,71
Schicht 3	ca. 28 cm	7	1,74	1,44	0,87	1,74	1,44	0,65	1,76	1,44	0,69
		8	1,70	1,41	0,90	1,70	1,41	0,60	1,71	1,43	0,60
		9	1,71	1,43	0,86	1,71	1,43	0,60	1,71	1,42	0,61
			1,76	1,44	0,89	1,76	1,44	0,67	1,80	1,46	0,73

		pf	pd	Sr
		g/cm ³	g/cm ³	-
oben	20-15 cm	1,93	1,54	0,90
	25-20 cm	1,93	1,54	0,89
	30-25 cm	1,94	1,57	0,89
unten	35-30 cm	1,96	1,58	0,92

Somit ergibt sich ein mittlerer Sättigungsgrad, wie in Tab. 7 angeführt, von 90 % für den Schluff und im Bereich von ca. 85 % für den Sand (Abschätzung aus der Wasserbilanz).

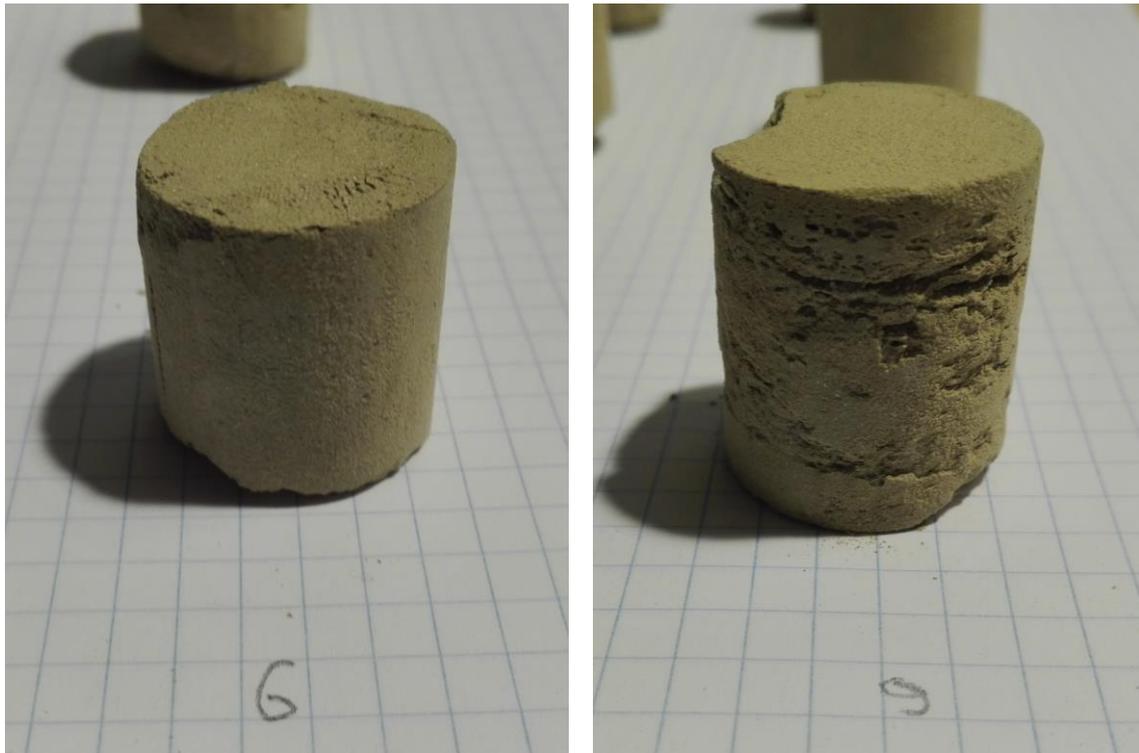


Abb. 32 Getrockneter Probekörper (links: Probe 6, rechts: Probe 9)

Vergleicht man die beiden Proben in Abb. 32, so ist deutlich zu erkennen, dass beim Schluff auch bei sehr sorgfältigem Ausstechen der Bodenprobe, durch die Reibung zwischen Rohr und Boden Hohlräumeinschlüsse entstehen können. Vergleicht man nun die Dichten dieser Proben in Tab. 7 erkennt man genau, dass bei Probe 9 eine geringere Dichte auf Grund der Hohlräumeinschlüsse erzielt wurde. Grundsätzlich ist der Schwankungsbereich aber gering. Lediglich die erste Schicht weist einen etwas höheren Sättigungsgrad auf, da im oberen Bereich die Luft aus dem Porenraum eher entweichen kann als in tieferen Bodenschichten und diese daher stärker gesättigt wurde.

Weiters ist zu erwähnen, dass der Verbund zwischen dem Boden und der Stahlzylinderoberfläche sehr gut war. Eine Wasserwegigkeit war nicht zu erkennen und es konnten beim Ausbau auch keine durchgängigen Kanäle festgestellt werden. Begünstigt wurde dies sicherlich durch die unbehandelte, raue Stahloberfläche. Eine horizontale Schichtung des Bodens, die auf den lagenweisen Einbau zurückzuführen ist, war kaum zu erkennen.

3.7 Ergebnisse & Interpretation der Modellversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der experimentellen Versuche vorgestellt und interpretiert. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse werden an ausgewählten Versuchen diskutiert. Alle weiteren grafischen Darstellungen zu den weiteren Versuchen, sind im Anhang (Kapitel 8) dieser Arbeit zu finden, da die Prozesse sich vom Verhalten her nicht wesentlich unterscheiden.

Zur Erklärung der Ergebnisdiagramme ist in Abb. 33 noch einmal der Versuchsaufbau schematisch dargestellt. Die Skizze zeigt die Bezeichnungen der Messebenen (unten, mitte, oben, Wasserspiegel) und auf welches Bezugsniveau sich die dargestellten Ergebnisse beziehen.

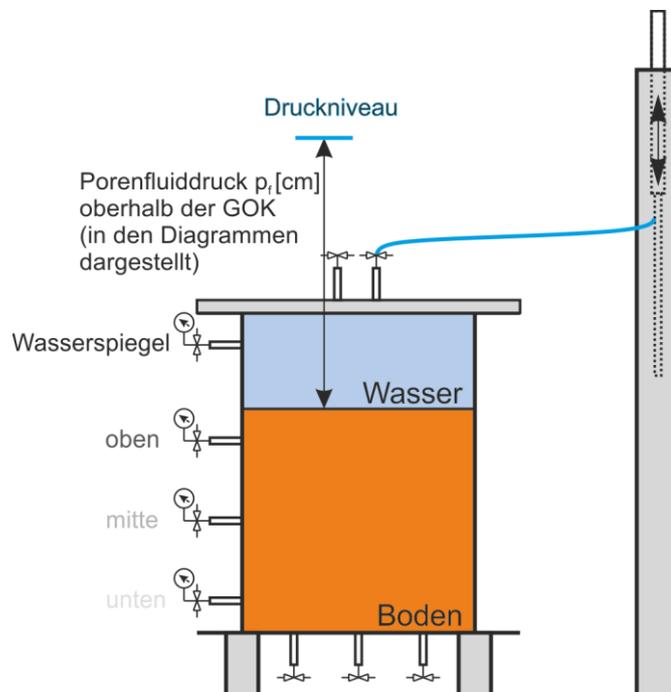


Abb. 33 Skizze zur Versuchsauswertung

3.7.1 Ergebnisse der Versuche mit Schluff

Die Ergebnisse der Versuche mit Schluff zeigten, dass bei einem Sättigungsgrad von ca. 90 % eine Dämpfung der Porenwasserdruckentwicklung bei Wasserspiegelschwankungen über der Geländeoberkante (GOK) in den Bodenschichten bei allen Geschwindigkeitsstufen erkennbar ist. Dies bedeutet, dass bei „quasi-gesättigten“ Böden die Druckänderung an der Geländeoberfläche in tieferen Bodenschichten nicht mehr in voller Größe zu erkennen ist wie man dies von vollgesättigten Böden kennt. Das heißt es entstehen Porenwasserüber- und Porenwasserunterdrücke. Aus diesem Grund wurde beim Schluff ein breiter

Geschwindigkeitsbereich (angegeben durch das Verhältnis v/k_f) in Bezug auf die Wasserspiegelschwankungen bei den Versuchen abgedeckt. Dieser reichte von $v \approx 2000 - 50000 \times k_{\text{Schluff}}$. Eine schnelle Geschwindigkeit verursachte dabei bei einer geringen hydraulischen Durchlässigkeit den größten Porenwasserüber- bzw. Porenwasserunterdruck. Auf den Versuch umgelegt heißt das, dass der unterste Sensor bei einer raschen Wasserspiegeländerung über der GOK beinahe keine Druckänderung erfährt. Die Geschwindigkeit der Wasserspiegeländerung muss in diesem Fall um ein vielfaches reduziert werden, damit in tieferen Schichten eine Druckänderung zufolge der Wasserspiegeländerungen über der GOK erfolgen kann. Der Vergleich von Abb. 34 und Abb. 37 veranschaulicht den Einfluss der Geschwindigkeit sehr deutlich. Abb. 34 zeigt zudem besonders gut, dass sich bei mehrmaligen langsamen Lastwechseln ($v \approx 2400 \times k_{\text{Schluff}}$) die Porenwasserdrücke in den unteren Bodenschichten einem mittleren Wert annähern (siehe Abb. 35), um welchen diese anschließend schwanken. Interessant wäre dabei, ab wann sich ein „Einquatern“ der Kurven ergeben würde. Am Ende eines Versuches wurde der Wasserspiegel wieder auf dem Ausgangslevel konstant gehalten. Der dabei erzeugte Porenwasserunterdruck im unteren Teil der Probe benötigte nun einige Zeit, um sich abzubauen (siehe Abb. 34, ab $t \approx 3200$ Sek.).

Auffallend ist, dass sich im Falle einer langsamen Wasserspiegeländerung eine Verzögerung in den unteren Porenwasserdruckgebern hinsichtlich der Richtungsänderung (siehe Abb. 34) ergibt. Dies konnte bei einer schnelleren Geschwindigkeit nicht bzw. nur in geringerem Ausmaß festgestellt werden. Ein sehr ähnliches Verhalten zeigen auch die numerischen Untersuchungen (siehe Kapitel 4.3.1). Diese Unterschiede könnten unter Umständen auf die unterschiedlichen Fließrichtungen im Boden, welche sich bei unterschiedlichen v/k -Verhältnissen einstellen oder ähnliches zurückgeführt werden. Hierzu sind weitere numerische Untersuchungen notwendig.

In Abb. 36 und Abb. 37 sind die Ergebnisse der Versuche mit „mittlerer“ ($v \approx 21000 \times k_{\text{Schluff}}$) und „schneller“ ($v \approx 28000 \times k_{\text{Schluff}}$) Geschwindigkeit dargestellt. Vergleicht man diese zwei Versuche trotz ihres geringen Geschwindigkeitsunterschiedes so fällt auf, dass auch schon bei der „mittleren“ Geschwindigkeit ein etwas geringerer Porenwasserunterdruck im Vergleich zum „schnellen“ Versuch auftritt.

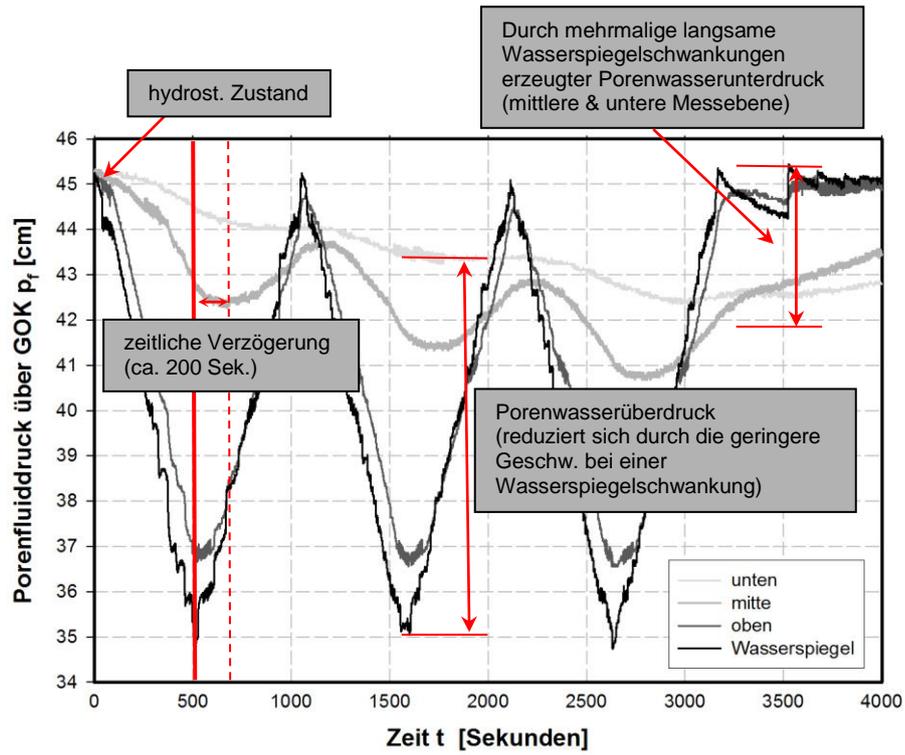


Abb. 34 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Schluff bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 2400 \times k_{\text{Schluff}}$)

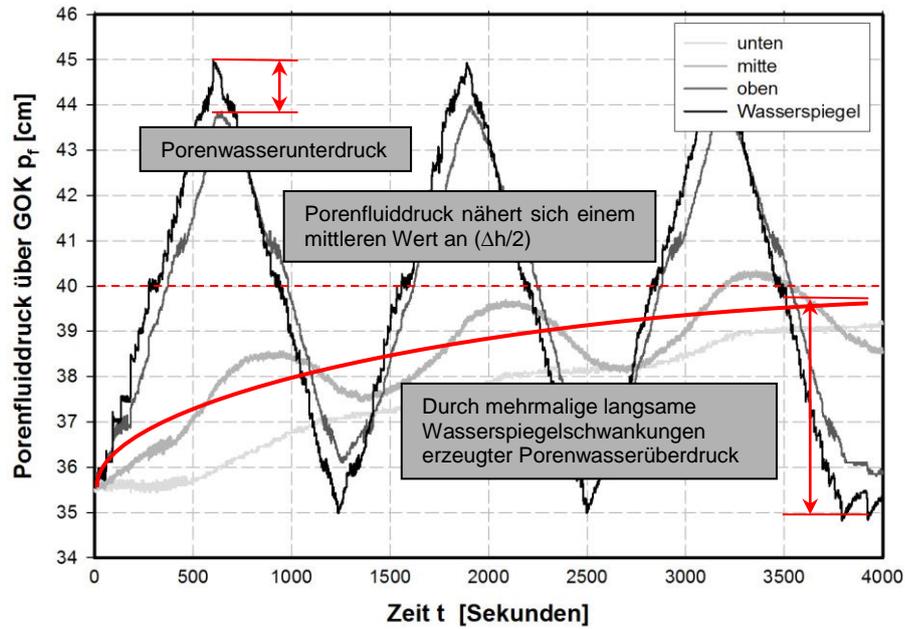


Abb. 35 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Schluff bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 2000 \times k_{\text{Schluff}}$)

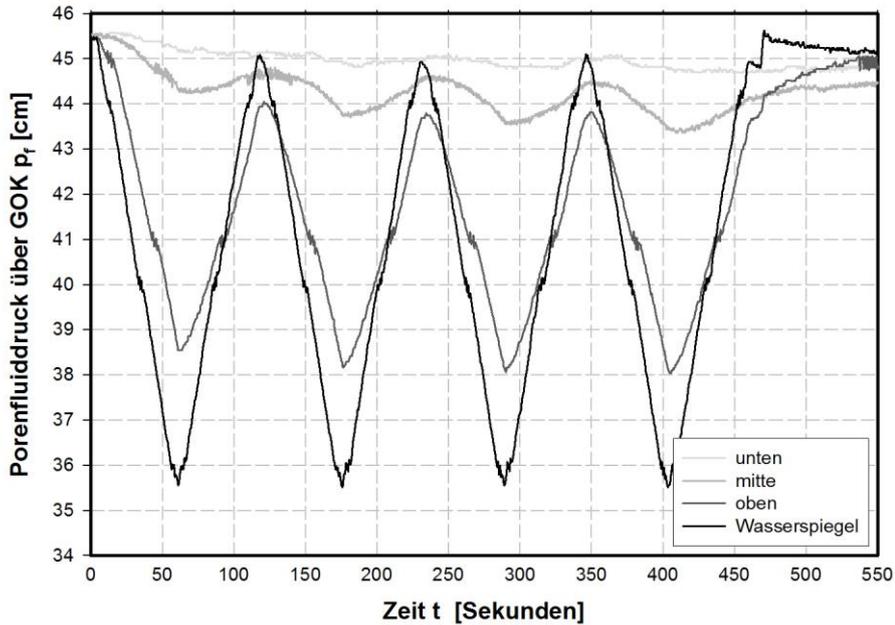


Abb. 36 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Schluff bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 21000 \times k_{\text{Schluff}}$)

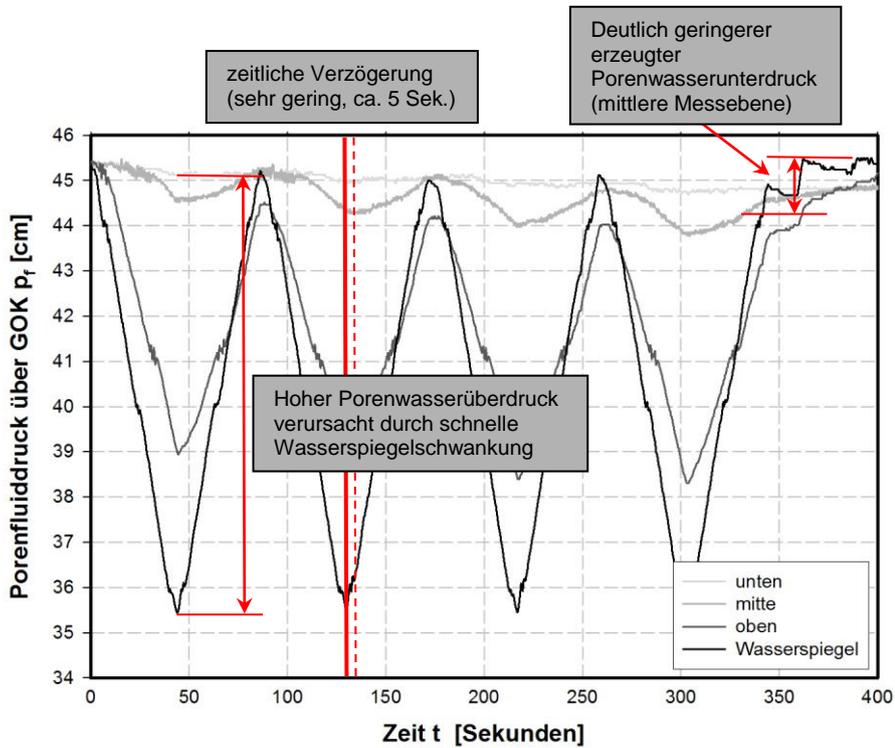


Abb. 37 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Schluff bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 28000 \times k_{\text{Schluff}}$)

Um den Einfluss von Luftblasen im Porenwasser auf das Konsolidierungsverhalten zu untersuchen, wurden mit der Schluffprobe drei eigene Konsolidierungsversuche durchgeführt. Bei einer relativ schnellen Wasserspiegeländerung ($v \approx 35000 - 50000 \times k_{\text{Schluff}}$), dargestellt in Abb. 39 und Abb. 40, zeigten alle drei Sensoren im Boden eine Verzögerung in der Porenwasserdruckveränderung. Dadurch beginnt in der Bodenprobe über die volle Höhe ein Konsolidierungsvorgang bei gleichbleibendem Druckniveau auf der GOK. Vergleicht man die beiden Konsolidierungsversuche mit unterschiedlichen Druckniveaus (45 cm und 90 cm), so war klar ersichtlich, dass ein höheres Druckniveau zu kürzeren Konsolidierungszeiten führte (vgl. Abb. 39 & Abb. 40). Die Hintergründe dafür könnten das höhere Druckniveau sein oder es herrschte nach dem Abstauvorgang ein geringerer Porenwasserüberdruck, der sich in weiterer Folge rascher abbauen konnte. Dazu wurde, wie in Abb. 38 dargestellt, der Porenwasserüberdruck nach dem Abstau der beiden Konsolidierungsversuche (45 cm und 90 cm) untersucht. Die Erkenntnis daraus war, dass in beiden Fällen ein ähnlicher Porenwasserüberdruckverlauf vorherrscht und somit das höhere Druckniveau für die kürzere Konsolidierungszeit verantwortlich ist.

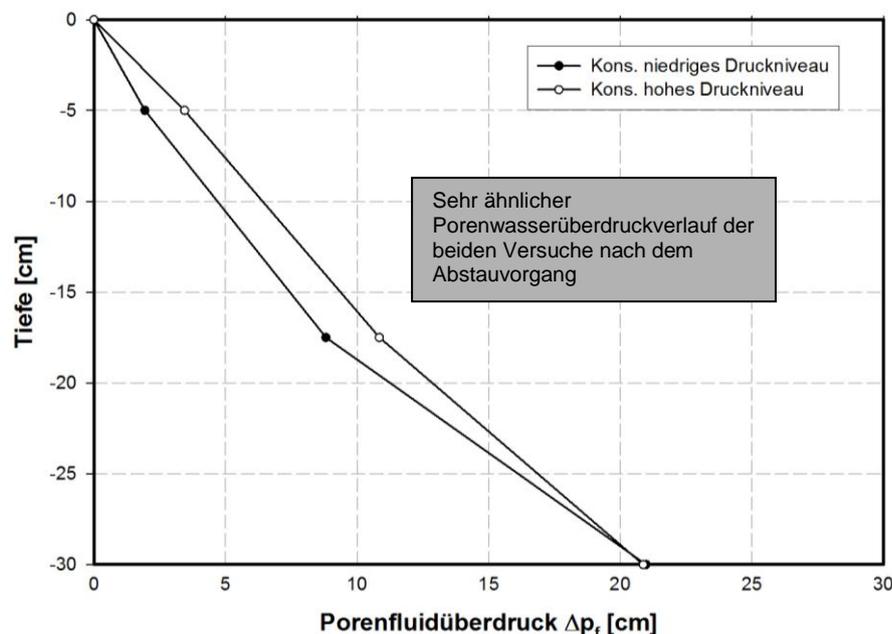


Abb. 38 Porenfluidüberdruck über die Tiefe nach dem Abstau des Konsolidierungsversuchs

Der plötzliche Druckabfall in Abb. 40 ($t=6300$ Sek.) ist nicht konkret erklärbar, verbindet man jedoch die Porenwasserdruckverläufe vor und nach den Sprung, so ergibt sich in etwa dieselbe Krümmung.

Der qualitative Verlauf der Porenwasserdrücke war in allen Konsolidierungsversuchen sehr ähnlich. Die Versuche wurden abgebrochen, wenn alle Druckgeber annähernd dasselbe Druckniveau ($\pm 0,5$ cm) anzeigten. Beim Aufstau-Konsolidierungsversuch (siehe Anhang Abb. 79) war es wegen der Sättigungsgradänderung nach einer Druckerhöhung nötig, den Wasserspiegel sehr lange, durch Nachfüllen der Verbindungsleitung an der Spindel, konstant zu halten (gut erkennbar am Verlauf des Wasserspiegels). Deshalb wurde dieser Versuch verfrüht abgebrochen. Eine Druckdifferenz von max. 0,5 cm als Toleranzgrenze für den Versuchsabbruch ist hinsichtlich der Messgenauigkeit der Druckgeber als ausreichend genau anzusehen. Ergänzend wird erwähnt, dass die kleinen Druckänderungen während des Nachfüllens teilweise in der ersten Bodenschicht erkennbar waren. Im gegenläufigen Versuch (Abstau-Konsolidierung) kam es durch die Entlastung über der GOK zum einem Druckabbau im Bodenkörper. Durch die Volumenvergrößerung der Luftblasen wurde das Wasser aus der Bodenprobe gepresst und konnte über den Verbindungsschlauch druckfrei abfließen.

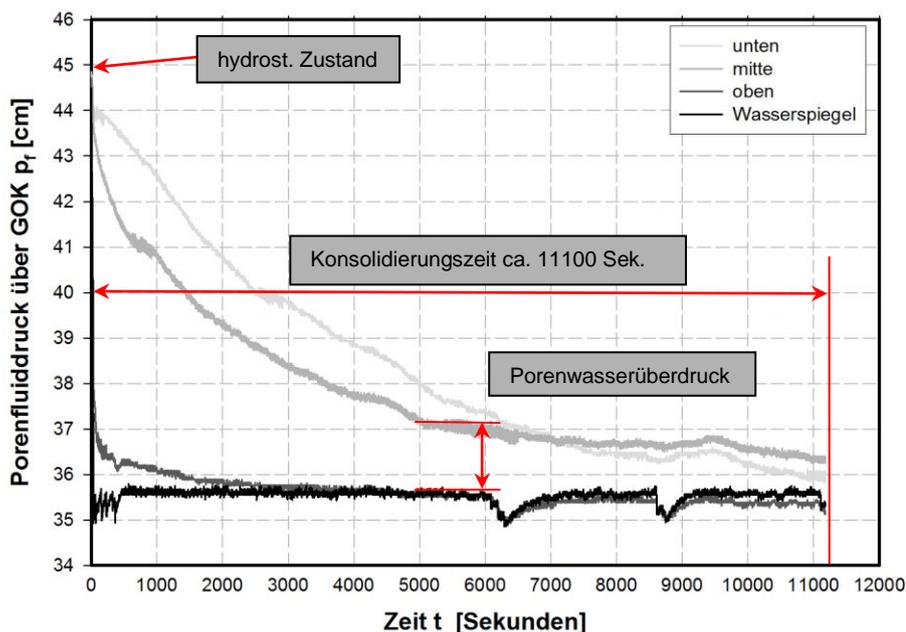


Abb. 39 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Schluff (Abstau,
 $v \approx 35000 \times k_{\text{Schluff}}$)

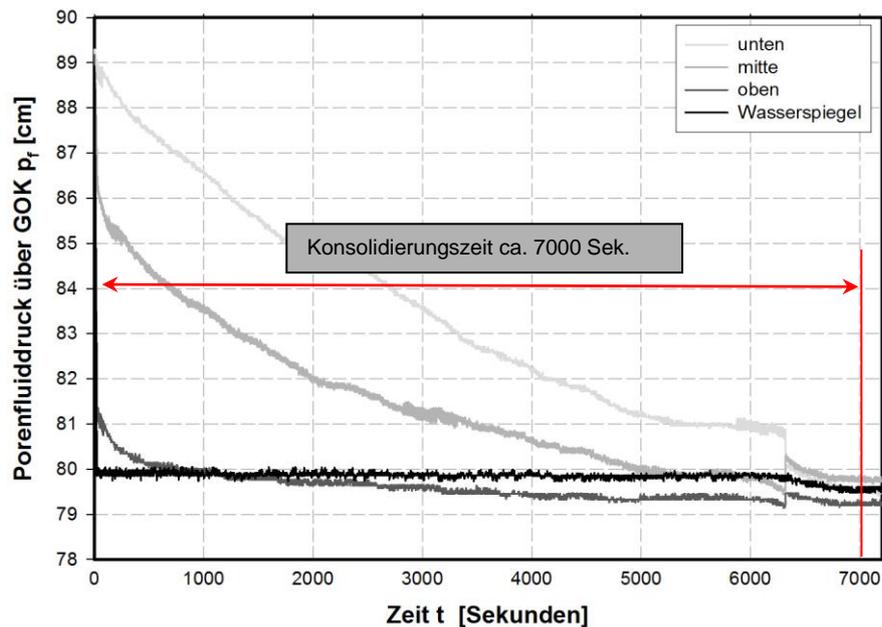


Abb. 40 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches bei hohem Druckniveau (Abstau, $v \approx 50000 \times k_{\text{Schluff}}$)

Die Ergebnisse der Wasserspiegelschwankungen mit definierten Stillstandszeiten zeigten eine Kombination aus Wasserpegelschwankungen und Konsolidierungsphasen. Die große Anzahl an Einflussfaktoren macht diesen Versuch aber für eine detaillierte Interpretation ungeeignet. Er diente zur Veranschaulichung, welche Vorgänge im Falle eines solchen Szenarios im Untergrund in etwa ablaufen.

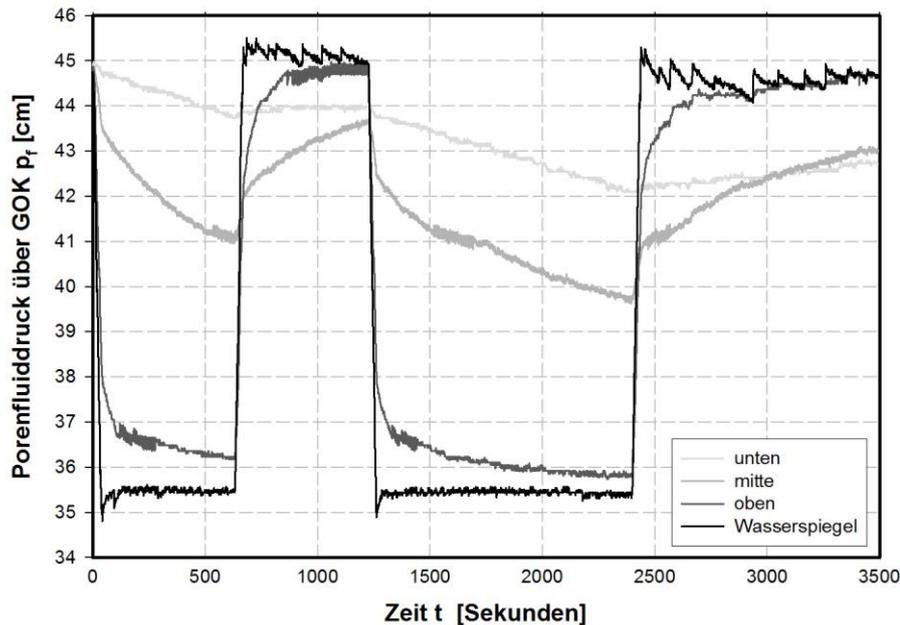


Abb. 41 Ergebnisdiagramm des Ab-Aufstau Versuches mit Stillstandszeiten zwischen den Lastwechseln

3.7.2 Ergebnisse der Versuche mit Sand

Da die Bestimmung des Sättigungsgrades beim Ausbau des Sandes keine plausiblen Ergebnisse lieferte, kann nur angenommen werden, dass dieser größer als 85 % gewesen sein muss, da vor Versuchsbeginn in der Sättigungsphase zum Initialzustand (79 %) noch Wasser hinzugefügt wurde. Aus der Nachrechnung geht hervor, dass offensichtlich ein höherer Sättigungsgrad vorhanden gewesen sein muss, worauf aber näher in Kapitel 4.3.2 eingegangen wird. Eine „schnelle“ Wasserpegelschwankung ($v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$) wie in Abb. 42 dargestellt, ließ eine geringe Verzögerung der Porenwasserdrücke bei den Wasserspiegelschwankungen erkennen. Es bauten sich außerdem geringe Porenwasserüber-/unterdrücke auf. Die Geschwindigkeit der Pegelschwankungen bezogen auf die Durchlässigkeit beeinflusste diese zwei Effekte sehr stark, sodass bei langsameren Geschwindigkeiten ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$) wie erwartet keine Verzögerungen mehr ersichtlich waren. Die hohe Durchlässigkeit war für die simultane Druckänderung während der Wasserspiegelschwankungen über die gesamte Tiefe (siehe Abb. 44) maßgebend verantwortlich.

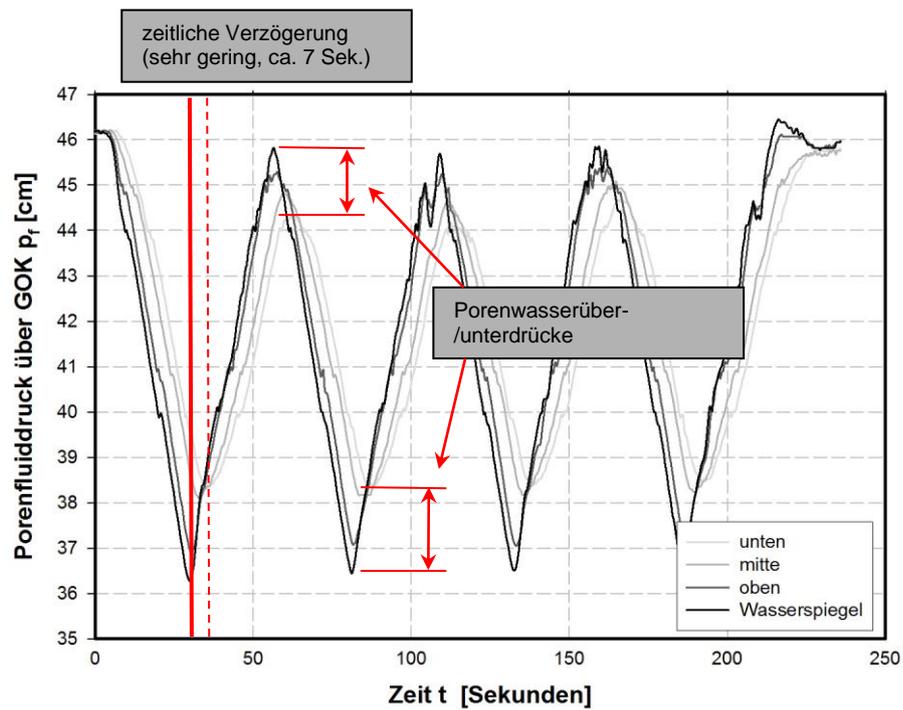


Abb. 42 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Sand bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$)

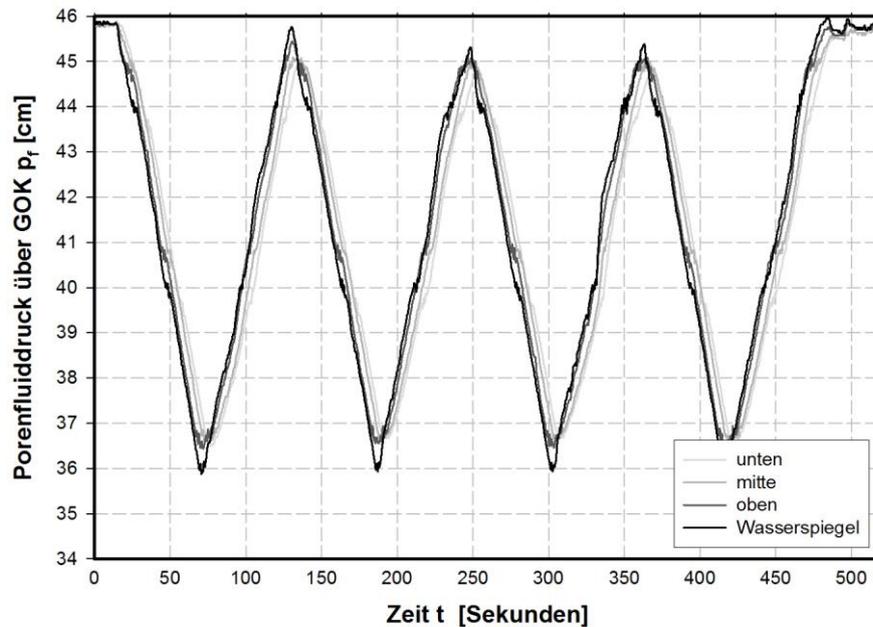


Abb. 43 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Sand bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 175 \times k_{\text{Sand}}$)

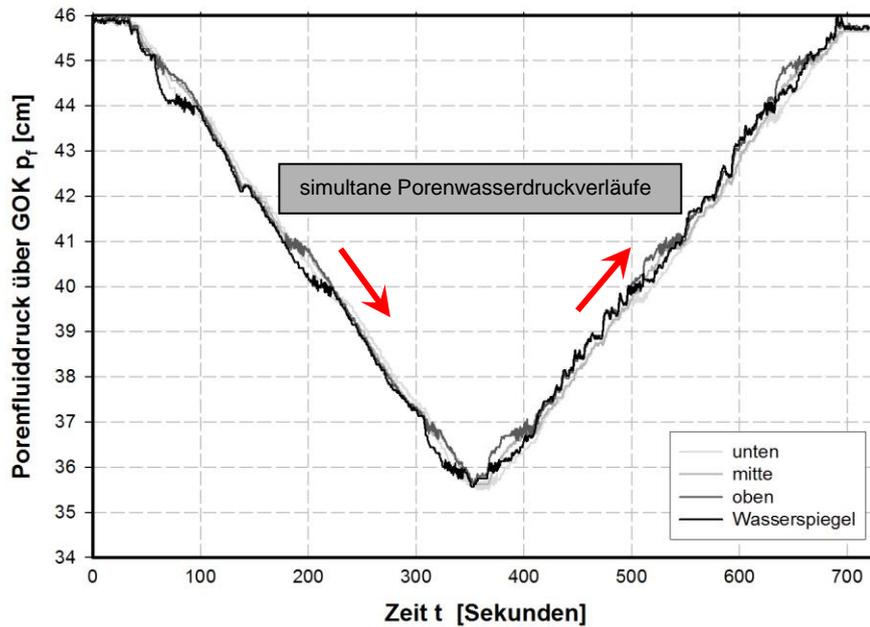


Abb. 44 Ergebnisdiagramm des Ab-Auf-Stau-Versuches mit Sand bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$)

Auch beim Sand wurden Konsolidierungsversuche gemacht. Die Absenkgeschwindigkeit betrug dabei in etwa $v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$. Diese zeigten bei näherer Betrachtung eine leicht verzögerte Reaktion der Porenwasserdrücke bei Wasserspiegeländerungen mit anschließend sehr kurzen Konsolidierungszeiten. Die entstandenen Porenwasserüber-/ Porenwasserunterdrücke waren nach dem Erreichen des neuen Wasserspiegels deutlich zu erkennen und betragen in beiden Fällen (Auf- und Abstau) im Maximalfall in etwa 2 cm (siehe Abb. 45 und Anhang Abb. 84).

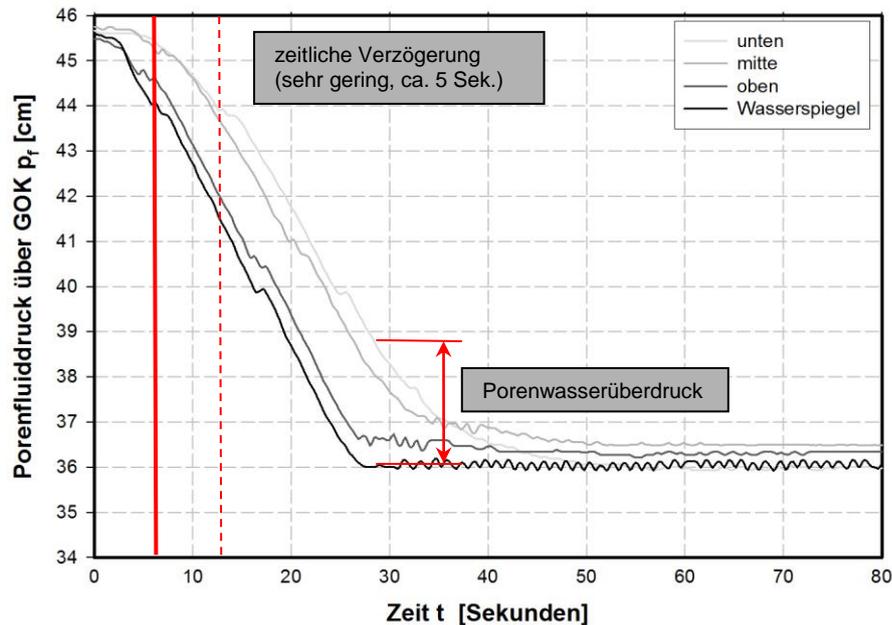


Abb. 45 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Sand (Abstau, $v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$)

Der zeitliche Aufwand bei den Versuchen mit Sand ist deutlich geringer, als beim Schluff. Die Konsolidierungszeiten verkürzten sich beim Sandmaterial auf Grund der hohen Durchlässigkeit um ein Vielfaches. Der hydrostatische Zustand im Versuchszylinder wurde bereits kurz nach der letzten Wasserspiegeländerung erreicht. Aufgrund dessen konnte mit dem Sand eine zweite Versuchsreihe durchgeführt werden. Die Ergebnisse entsprechen jenen der ersten Versuchsreihe.

3.7.3 Gegenüberstellung der Versuche mit Schluff und Sand

Vergleicht man die Versuche von Schluff und Sand wird deutlich, dass die Porenwasserdruckausbreitung (d.h. die Entstehung von Porenwasserüber-/Porenwasserunterdrücken) im Wesentlichen vom Verhältnis der Geschwindigkeit der Wasserspiegelschwankung zur Durchlässigkeit des Bodenmaterials (v/k_i) abhängt. Beim Schluff müssten die Pegelschwankungen mit einer viel geringeren Geschwindigkeit durchgeführt werden, um einen simultanen An- oder Abstieg des Porenwasserdruckes in der Bodenschicht vorzufinden. Der Sand hingegen lässt deutlich schnellere Geschwindigkeiten für eine Porenwasserdruckentwicklung ohne Über-/Unterdrücke zu.

Eine weitere Erkenntnis ist, dass sobald in einer Bodenschicht aus Schluff oder Sand ein „quasi-gesättigter“ Zustand herrscht, es in beiden Fällen auch möglich ist, eine simultane Porenwasserdruckänderung zu erreichen. Dazu muss das Verhältnis der Geschwindigkeit der Wasserspiegeländerung zur Durchlässigkeit gering genug sein (z.B.: siehe Abb. 44, $v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$).

3.7.4 Unterschied der Startrichtung bei der Wasserspiegelschwankung

Die Versuchsergebnisse machen deutlich, dass es keinen signifikanten Unterschied der Kurvenverläufe hinsichtlich der Startrichtung der Wasserspiegeländerung (d.h. ob mit Ab- oder Aufstau begonnen wird) bei Versuchsbeginn gibt. Für die möglichen Auswirkungen einer Wasserspiegelschwankung auf das bodenmechanische Verhalten macht es durchaus einen Unterschied, ob mit einem Auf- oder Abstau begonnen wird. Die in Abb. 46 rot gekennzeichneten Bereiche zeigen dabei, dass im einen Fall ein Überdruck (Startrichtung: Abstau) und im anderen Fall ein Unterdruck (Startrichtung: Aufstau) entsteht. Hinsichtlich des Versagens eines „quasi-gesättigten“ Bodens, zeigt ein rascher Abstau deutlich schlechtere Effekte als ein rascher Aufstau, weil durch das Wegfallen der Wasserauflast und das Vorhandenbleiben des hohen Porenwasserüberdruckes die effektiven Spannungen stark reduziert werden können.

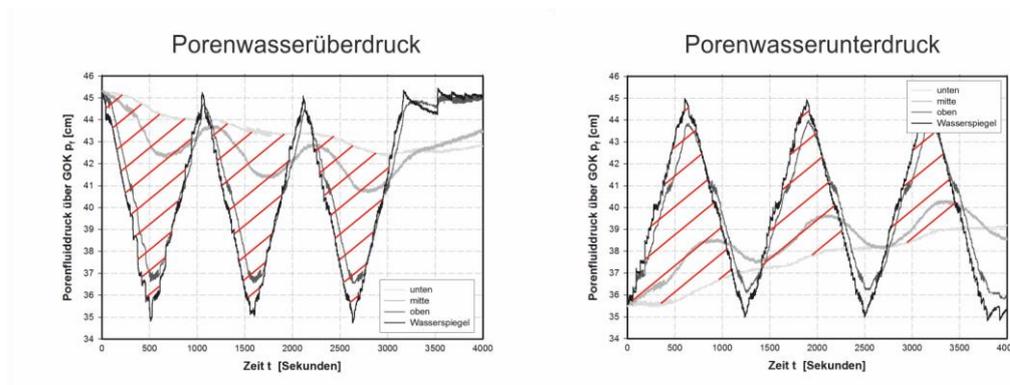


Abb. 46 Auswirkung der Startrichtung der Wasserspiegelschwankung, links: Porenwasserüberdruck, rechts: Porenwasserunterdruck

4 Vergleichende numerische Berechnungen

Zur Kalibrierung und Validierung der numerischen Modellierung „quasi-gesättigter“ Böden wurden die Laborversuche nachlaufend mit der Finite-Elemente-Software Plaxis 2D (Brinkgreve et al., 2016) analysiert. Anhand eines rotationssymmetrischen Modells (Maße 35 x 17 cm), wie in Abb. 47 ersichtlich, wurden ein großer Teil der Versuche nachgebildet. Es wurden ca. 1850 15-knotige Elemente verwendet.

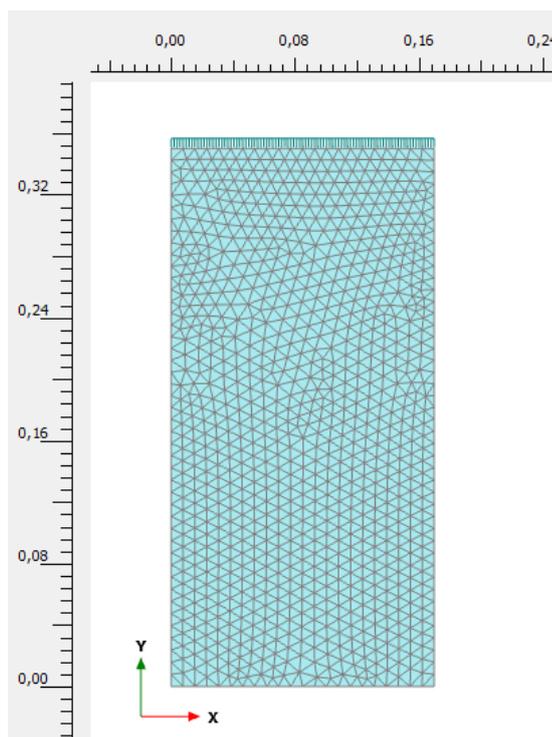


Abb. 47 Modell für die FEM-Berechnung

Die verwendeten Bodenparameter wurden teilweise aus Laborversuchen bestimmt oder angenommen. Als Materialmodell wurde das linear-elastisch, ideal-plastische Mohr-Coulomb (MC) Modell verwendet. Bei einer Untersuchung (Kapitel 4.4) wurde zum Vergleich mit dem höherwertigen elasto-plastischen Modell „Hardening soil small strain“ (HSS) gearbeitet, welches auch die hohe Steifigkeit bei geringen Dehnungen berücksichtigt.

4.1 Modellierung „quasi-gesättigter“ Böden in Plaxis 2D

In Plaxis 2D ist es möglich einen Zusammenhang zwischen Porenwasserdruck und Sättigungsgrad zu definieren. Dazu wurde für die Modellierung in Plaxis 2D der porenwasserdruckabhängige Sättigungsgrad, wie im Kapitel 2.2 erklärt, implementiert. In Plaxis 2D kann dabei sowohl mit positiven als auch mit negativen

Porenwasserdrücken gearbeitet werden. In den Materialeigenschaften wurde dafür im Reiter „Groundwater“ unter Datensatz der Typ „User-defined“ ausgewählt. Im rechten Bereich des Menüs konnte im Reiter Tabelle nun die erforderliche Kurve für die porenwasserdruckabhängigen Sättigungsgrade $S_r(\psi)$ definiert werden. Weiters wurde die relative Durchlässigkeit $K_r(\psi)$ in Abhängigkeit vom Porenwasserdruck definiert. Für den Porenwasserdruck gilt, dass positive Porenwasserdrücke mit einem negativen Vorzeichen und Saugspannung mit einem positiven Vorzeichen einzusetzen sind.

Mit Hilfe der Formel nach Boutonnier (2010) konnte für jedes Porenwasserdruckniveau der zugehörige Sättigungsgrad berechnet werden (siehe Formel 1). Auf eine Änderung der Durchlässigkeit zufolge der Porenwasserdruckänderung wurde in diesem Fall verzichtet, da sich die eingegebene Durchlässigkeit bereits auf die „quasi-gesättigte“ Durchlässigkeit bezog und sich die relative Durchlässigkeit bei dem relevanten kleinen Druckbereich kaum ändert.

	$-\psi$ [m]	$K_r(\psi)$ [-]	$S_r(\psi)$ [-]
1	2,000	1,000	0,01000E
2	0,000	1,000	0,8902
3	-0,01000	1,000	0,8903
4	-0,02000	1,000	0,8904
5	-0,03000	1,000	0,8905
6	-0,04000	1,000	0,8906
7	-0,05000	1,000	0,8907
8	-0,06000	1,000	0,8908
9	-0,07000	1,000	0,8909
10	-0,08000	1,000	0,8910
11	-0,09000	1,000	0,8911
12	-0,1000	1,000	0,8912
13	-0,1500	1,000	0,8917
14	-0,2000	1,000	0,8921
15	-0,3000	1,000	0,8931
16	-0,4000	1,000	0,8940
17	-0,5000	1,000	0,8949

Abb. 48 Tabelle für die Anwendung von porenwasserdruckabhängigen Sättigungsgraden

Nach der Eingabe der Geometrie und der restlichen Materialeigenschaften (Steifigkeit, Durchlässigkeit, etc.) konnte unter dem Tab „Flow conditions“ der Wasserspiegel zur Simulation der Wasserspiegelschwankungen eingeben werden. Hierzu war es notwendig, jede Wasserspiegeländerung als eigene Phase mit eigenem Wasserspiegel und „Head function“ einzugeben.

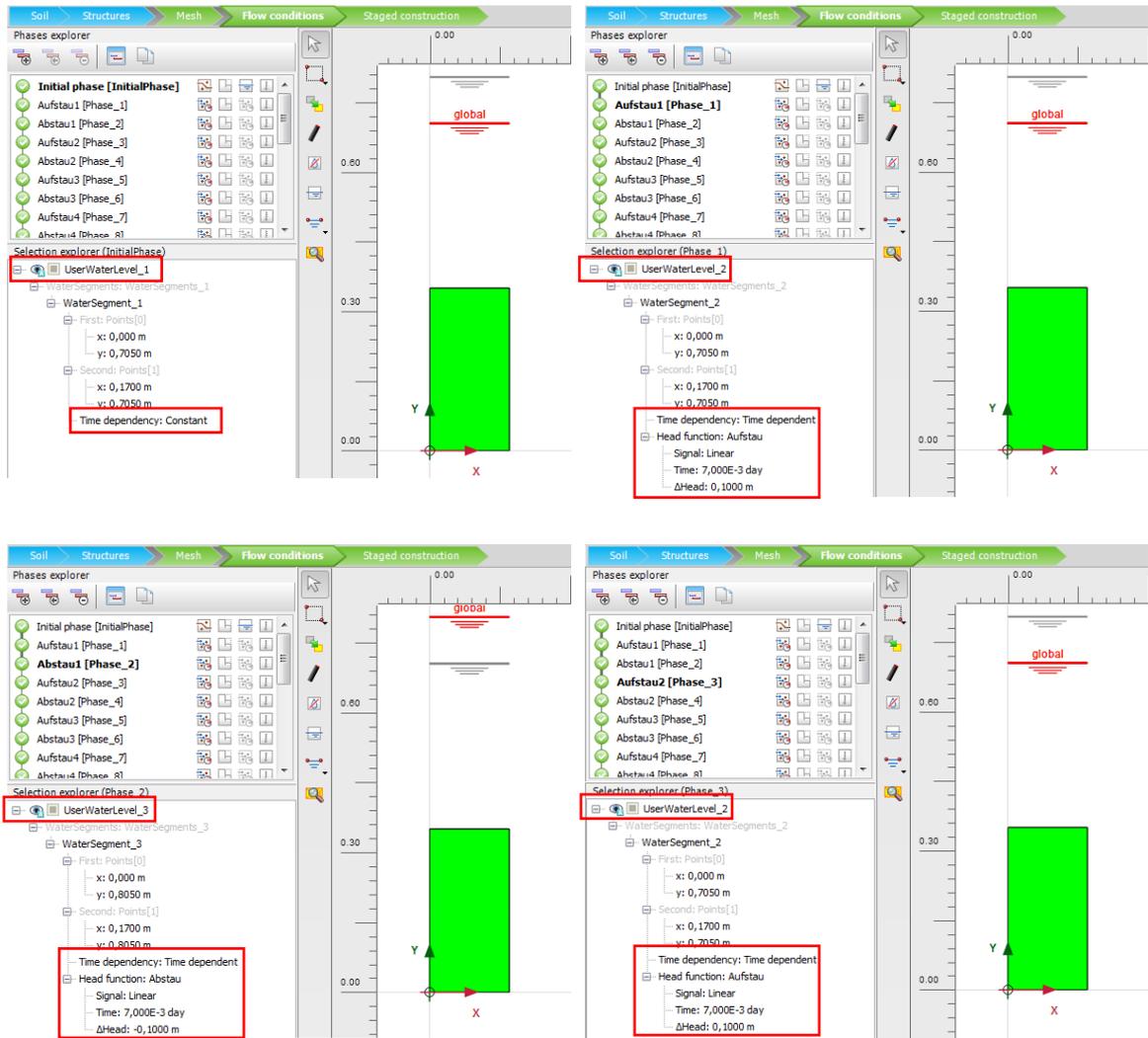


Abb. 49 Abfolge eines modellierten Auf- und Abstaus

Als „Calculation type“ wurde in der Anfangsphase „Gravity loading“ und in allen weiteren Phasen „Fully coupled flow-deformation“ verwendet. Weiters war noch das „Time interval“ in den Phasen auf jenen Wert zu setzen, der für diese Phase auch in der „Head function“ angesetzt war.

Für das Auslesen des Porenwasserdruckes im FEM-Modell wurden dieselben Höhen wie auch schon im Versuch verwendet (siehe Abb. 50). Der Punkt K wurde als „unten“, Punkt L als „mitte“, Punkt M als „oben“ und Punkt N als „Wasserspiegel“ bezeichnet.

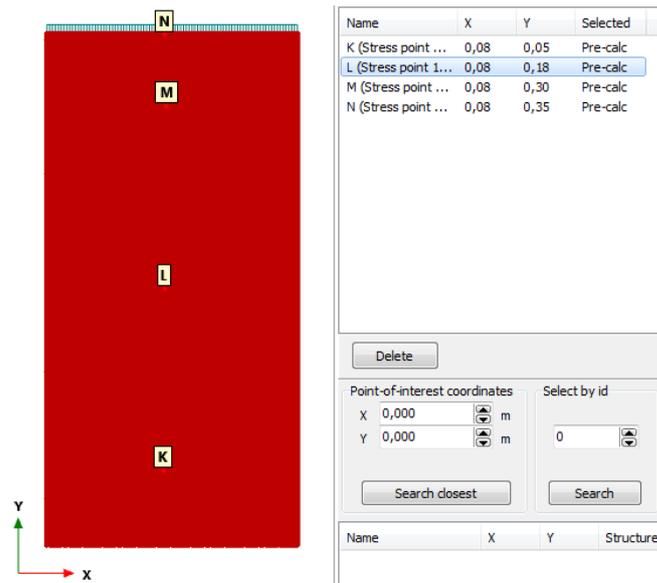


Abb. 50 Spannungspunkte, an denen der Porenwasserdruck ausgewertet wurde

4.2 Mögliche Varianten der Darstellung des Porenwasserdrucks in Plaxis

In Plaxis gibt es mehrere Arten sich den Porenwasserdruck einer Berechnung anzeigen zu lassen. Dabei ist darauf zu achten, dass für die jeweilige Problemstellung der richtig Ausgabewert betrachtet wird. Bei der Darstellung der Ergebnisse der Berechnungen muss in Plaxis zwischen dem „aktiven“ Porenwasserdruck (p_{active}) und dem Porenwasserdruck (p_{water}) unterschieden werden. Die Beziehung zwischen diesen beiden Porenwasserdrücken ist dabei:

$$p_{active} = S_r * p_{water} \quad (19)$$

Aus dieser Beziehung wird klar, dass p_{active} abhängig vom Sättigungsgrad ist. Dieser beschreibt nicht den tatsächlich im Wasser vorherrschenden Druck, sondern bezieht sich auf die Ermittlung der effektiven Spannungen. Die im Porenfluid vorherrschenden Porenwasserdrücke werden durch p_{water} beschrieben, was für negative und positive Porenwasserdrücke gilt. Die qualitativen Verläufe der beiden Porenwasserdrücke über und unter dem Grundwasserspiegel sind in Abb. 51 dargestellt.

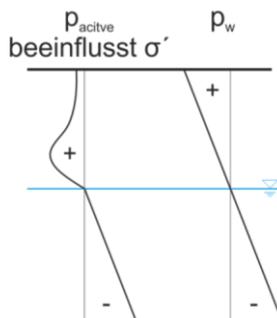


Abb. 51 Unterschied p_{active} und p_{water} in Plaxis

4.3 Ergebnisse der FEM-modellierten Laborversuche

Ausgewählte Modellversuche (Tab. 9) wurden mit Plaxis 2D nachgerechnet, um die Funktionsweise von Plaxis 2D in Zusammenhang mit „quasi-gesättigten“ Böden zu zeigen. Die für die Berechnungen benötigten Parameter wurden wie folgt gewählt:

Tab. 8 Parameter für die Nachrechnung

	Schluff	Sand		Quelle
Materialmodell	MC	MC		
γ_{unsat}	18,6	19,3	kN/m ³	Labor
γ_{sat}	19,8	20,2	kN/m ³	
E_{oed}	20000	40000	kN/m ²	Labor ($p_{ref}=100$ kN/m ²)
ν'	0,3	0,3	-	Annahme
c'	10	0	kN/m ²	
ϕ'	20	37	°	
ψ	0	0	°	
$k_{f,q-g.}$	8E-8	1E-5	m/s	Labor bei „quasi-gesättigten“ Zustand
$S_{r,ref}$	89	95 ¹⁾	%	Aus Modellversuch <small>1) adaptiert</small>

Es wurden, wie schon in Kapitel 3.2 kurz erwähnt, Ödometerversuche im Labor durchgeführt, um die Steifigkeit (E_{oed}) für die Bodenmaterialien bestimmen zu können. Diese ergaben in beiden Fällen sehr kleine Steifigkeitswerte für das im Laborversuch vorhandene niedrige Spannungsniveau. Auf Grund der hohen Verdichtungsarbeit beim Einbau und dem Einfluss der „small strain stiffness“ wurden deswegen höhere Werte für die Steifigkeiten angenommen. Diese basieren auf für diese Materialien übliche Werte. Die Durchlässigkeitsparameter wurden, wie schon erwähnt, mit Hilfe einer Triaxial-Zelle bestimmt und beziehen sich immer auf den „quasi-gesättigten“ Zustand.

Tab. 9 Nachgerechnete Versuche

Material	Versuch	Zyklen
Schluff	Auf-Ab-Langsam	3
	Auf-Ab-Schnell	4
	Ab-Auf-Langsam	3
	Ab-Konsolidierung	-
	Ab-Konsolidierung (hohes Druckniveau)	-
	Auf-Konsolidierung	-
	Ab-Auf mit Stillstandszeiten	-
Sand	Auf-Ab-Langsam	1
	Auf-Ab-Mittel	4
	Auf-Ab-Schnell	4
	Ab-Konsolidierung	-
	Auf-konsolidierung	-

4.3.1 Vergleichsrechnungen Schluff

Die erste Nachrechnung (Abb. 52) ergab eine sehr gute Korrelation zwischen gemessenen und berechneten Werten. Lediglich im unteren Bereich konnte man einen leichten Unterschied im Verlauf erkennen. Eine bessere Übereinstimmung würde sich ergeben, wenn die Steifigkeit im unteren Bereich höher und die Sättigung im oberen Bereich niedriger wäre. Dies ergibt insofern Sinn, da durch das intensive Verdichten im unteren Bereich wahrscheinlich eine höhere Steifigkeit als die angenommene vorhanden war. Die minimalen Abweichungen im oberen Bereich stehen aller Voraussicht nach in Zusammenhang mit einer erhöhten Sättigung in diesem Bereich, die auch bei der Auswertung der ausgebauten Stechzylinder erkennbar war (siehe Tab. 7). Man muss an dieser Stelle aber erwähnen, dass Abweichungen im Ausmaß jener in Abb. 52 zum größten Teil im Rahmen der Messgenauigkeit der digitalen Überdruckmessgeräte liegen und somit Diskussionen bezüglich der Bodenparameter relativiert werden.

Auch beim schnellen Auf-Ab-Stau konnten dieselben Unstimmigkeiten der Kurvenverläufe wie beim langsamen Auf-Ab-Stau beobachtet werden. Auffallend ist dabei der Verlauf der oberen Messebene eine deutlich größere Abweichung aufweist. Die höhere Sättigung in den ersten Zentimetern der Bodenschicht hatte offensichtlich bei diesem Versuch mit höherer Geschwindigkeit größere Auswirkungen auf den Porenwasserdruck als beim langsamen Auf-Ab-Stau.

Abb. 54 stellt den gegenläufigen Versuch zu Abb. 52 dar. Im Großen und Ganzen waren diese Versuche vom Verlauf her sehr ident. Der Vergleich veranschaulichte noch einmal die schon beschriebenen Effekte und deren Ursachen.

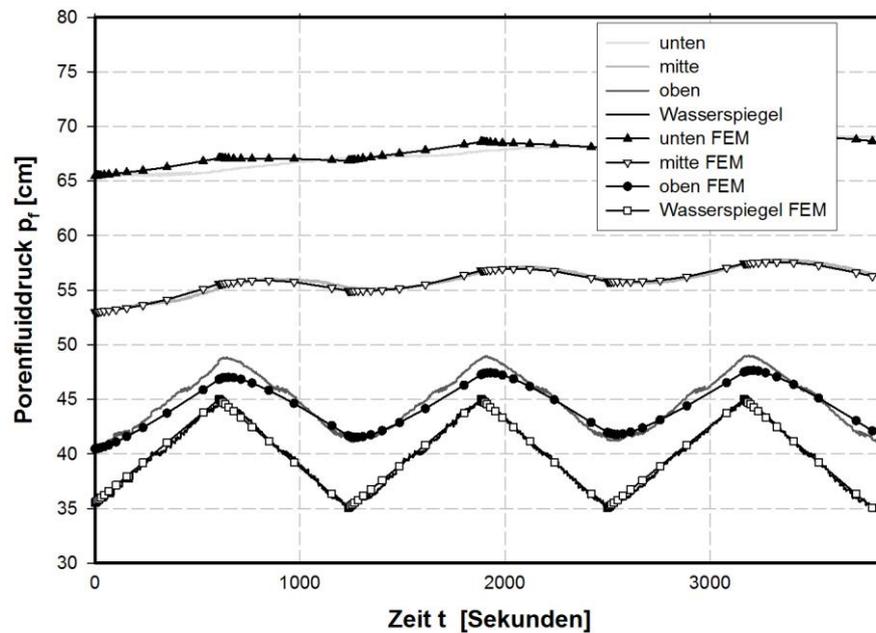


Abb. 52 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Langsam ($v \approx 2000 \times k_{\text{Schluff}}$)

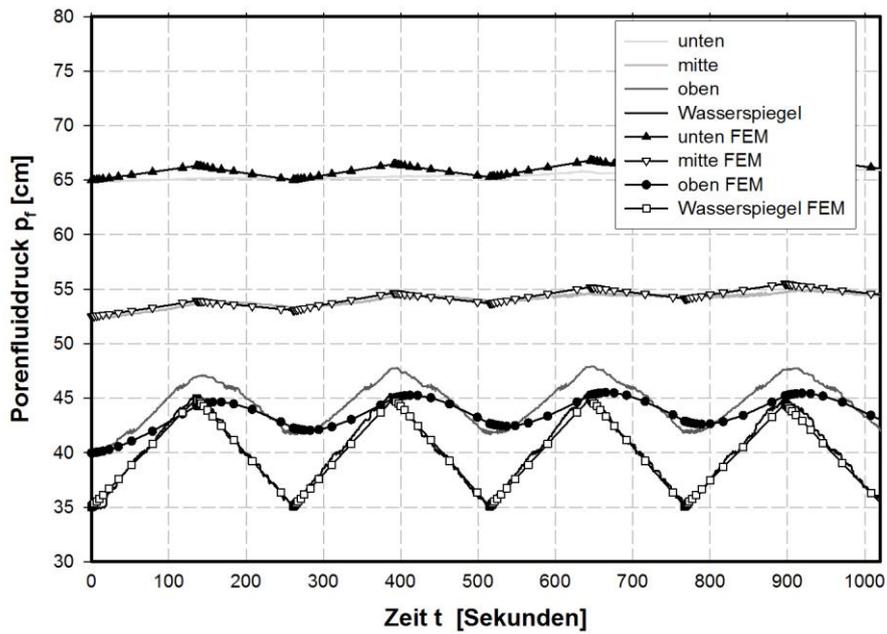


Abb. 53 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Schnell ($v \approx 10000 \times k_{\text{Schluff}}$)

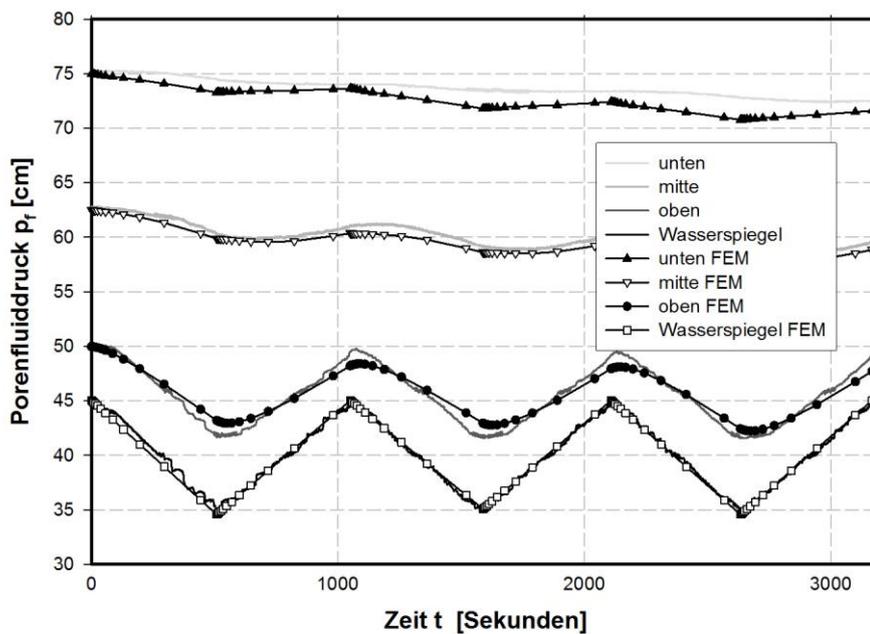


Abb. 54 Vergleichsrechnung Ab-Auf-Langsam ($v \approx 2400 \times k_{\text{Schluff}}$)

In den weiteren drei Diagrammen sind die Konsolidierungsversuche abgebildet. Auch diese Versuche konnten mit der Numerik gut nachgebildet werden. Der rasche Ab- bzw. Aufstau bewirkte dabei bei allen Versuchen eine Verzögerung in den tieferen Bodenschichten mit anschließender Konsolidierung. Auch die Numerik zeigte dieses Phänomen, wobei in gewissen Bereichen (vor allem in der Startphase der Wasserspiegeländerung) keine exakte Übereinstimmung erreicht wurde. In den Konsolidierungsversuchen gilt hinsichtlich der Übereinstimmung für den oberen und unteren Messpunkt das zuvor gesagte hinsichtlich Steifigkeit und Sättigungsgrad. Zudem wird auch hier die Messgenauigkeit der Überdruckmessgeräte einen Einfluss haben. Die Aussagekraft der Ergebnisse war deswegen nicht wesentlich beeinflusst. Vergleicht man Abb. 55 mit Abb. 56 so sieht man, dass ein höheres Druckniveau auch in der Numerik zum gleichen Ergebnis wie im Modellversuch (schnellere Konsolidierung) führt.

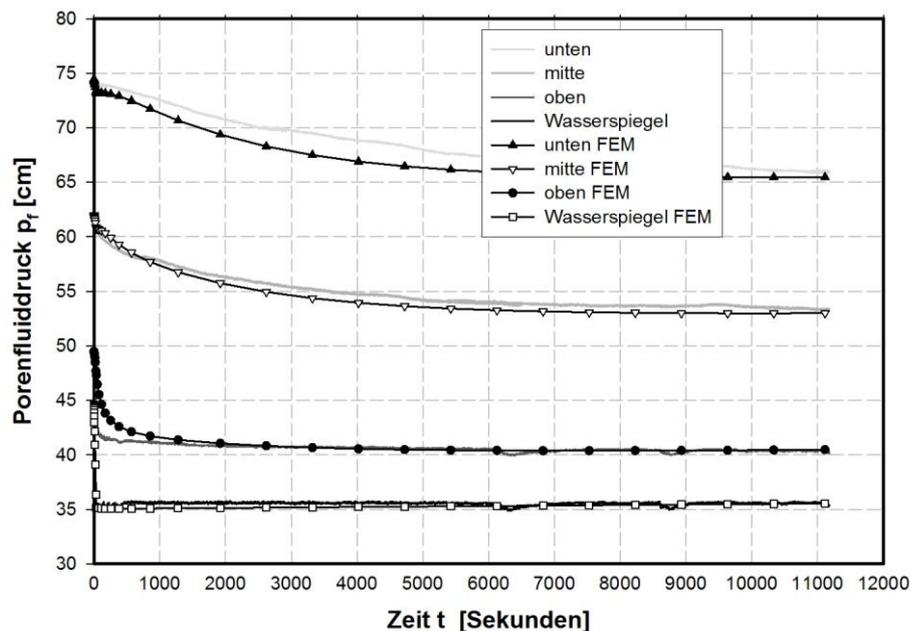


Abb. 55 Vergleichsrechnung Ab-Konsolidierung ($v \approx 35000 \times k_{\text{Schluff}}$)

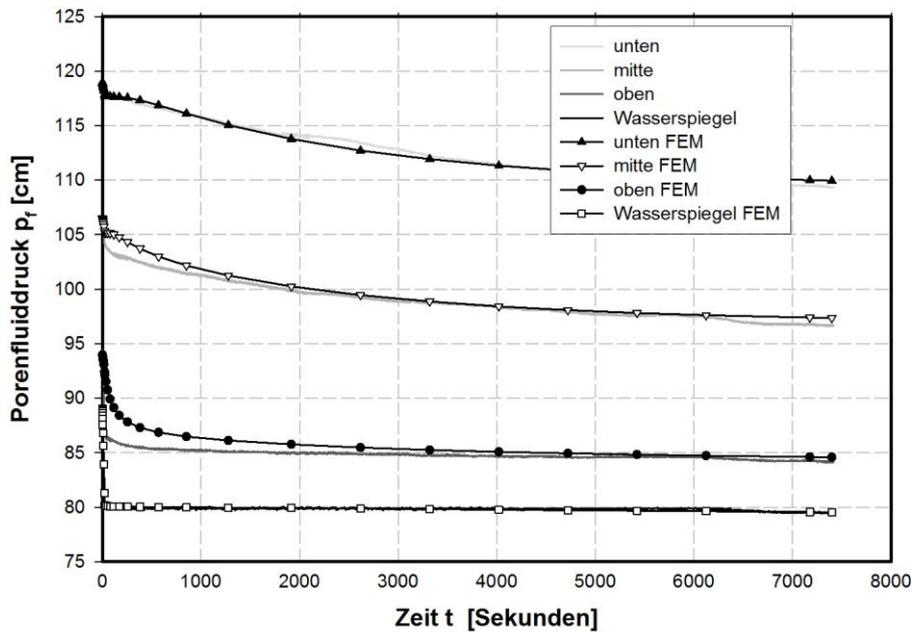


Abb. 56 Vergleichsrechnung Ab-Konsolidierung (hohes Druckniveau, $v \approx 50000 \times k_{\text{Schluff}}$)

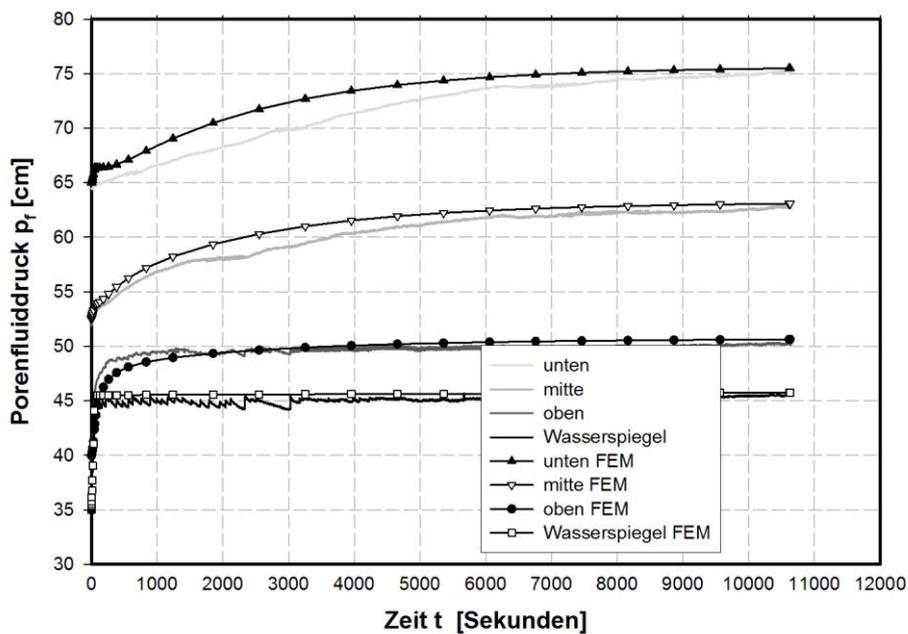


Abb. 57 Vergleichsrechnung Auf-Konsolidierung ($v \approx 25000 \times k_{\text{Schluff}}$)

Zuletzt wurde der in Abb. 41 dargestellte Versuch mit den Ergebnissen der Numerik verglichen. Bis auf den untersten Drucksensor stimmten die Ergebnisse sehr gut überein. Vor allem die Kurven des mittleren Messquerschnittes waren bei dieser Analyse nahezu ident. Die höhere Steifigkeit im unteren Bereich ist aller Voraussicht nach auch hier der Grund für die nicht exakte Übereinstimmung der Verläufe. Gleich wie bei der Numerik war aber auch im Versuch ein Abfall des Porenwasserdruckes im unteren Drucksensor über die Versuchsdauer bis hin zum letzten Wiederaufstau zu erkennen. Auch der gegenläufige Versuch zeigte eine stetige Änderung des Porenwasserdruckes (in diesem Fall eine Zunahme) in der untersten Schicht.

Die Verläufe des oberen Messquerschnittes zeigten trotz der geringen Überdeckung sowohl im Laborversuch als auch in der Numerik ein ausgeprägtes Nachlaufen des Druckabfalls bzw. Druckanstieges.

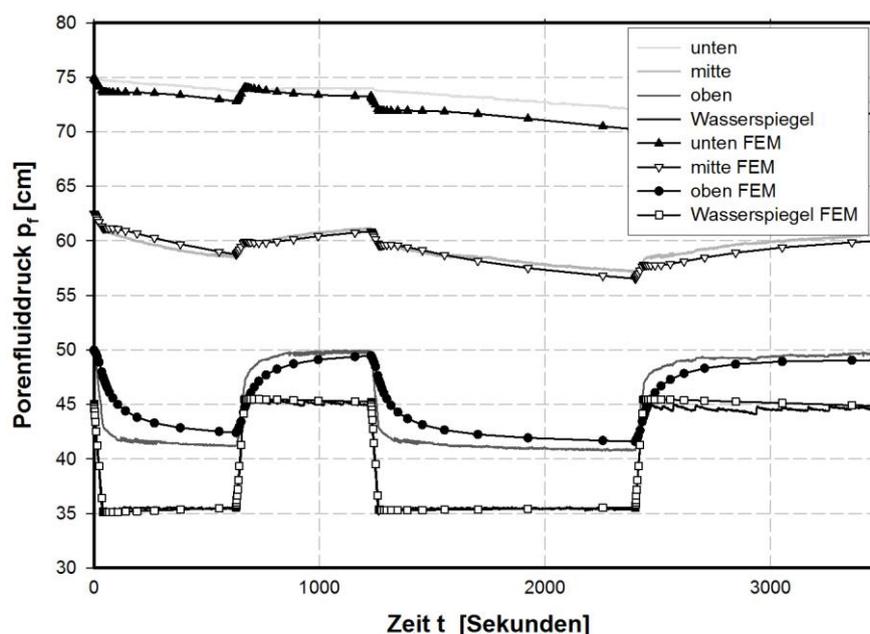


Abb. 58 Vergleichsrechnung eines Ab-Aufstau Versuches mit Stillstandszeiten

Die im Laufe dieses Kapitels gezeigten Abweichungen führten dazu, dass ergänzende Untersuchungen diesbezüglich durchgeführt wurden. Es kann gezeigt werden, dass sich eine bessere Übereinstimmung ergeben würde (siehe Abb. 63 und Abb. 64), wenn man die Parameter der Sättigung und der Steifigkeit im richtigen Maß ändert. Um den Einfluss genannter Bodenparameter auf die Porenwasserdrücke in „quasi-gesättigten“ Böden zu untersuchen, wurde deswegen eine Parameterstudie am langsamen Auf-Ab-

Stau ($v \approx 2000 \times k_{\text{Schluff}}$) durchgeführt. Dabei wurden die Steifigkeit, die Durchlässigkeit und der Referenzsättigungsgrad variiert.

Variation der Steifigkeit und der Durchlässigkeit

Im ersten Schritt wurde der Einfluss einer Steifigkeitsänderung überprüft. Die Durchlässigkeit im „quasi-gesättigten“ Zustand $k_{f,q-g} = 8e-8$ [m/s], der Referenzsättigungsgrad $S_{r,ref} = 89$ [%] und die Höhe der aufgetragenen Wasserspiegeländerung $\Delta h = 10$ cm wurden dabei als Ausgangswerte durch die Laborversuche definiert und sind unverändert geblieben.

In den zwei nachfolgenden Abbildungen sind die Ergebnisse der Parameterstudie im Vergleich zu dem Modellversuchsergebnis mit Schluff dargestellt. Daraus ging hervor, dass im unteren Bereich des im Zylinder eingebauten Bodens eine höhere Steifigkeit vorhanden gewesen sein muss, die auf die Verdichtung während des Einbaus zurückzuführen ist.

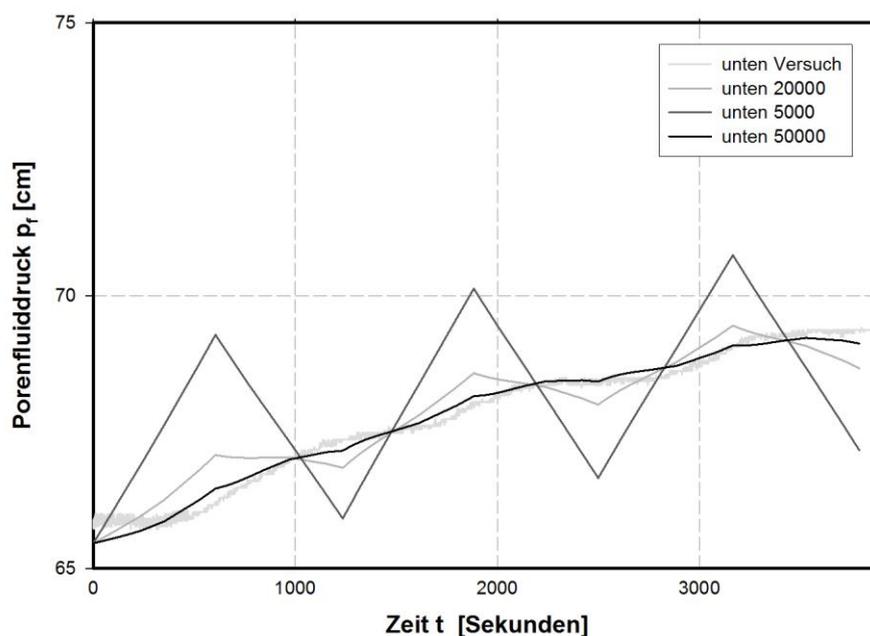


Abb. 59 Vergleich des Porenfluiddrucks im unteren Bereich des Bodenkörpers mit unterschiedlichen Steifigkeiten

Danach wurde überprüft, in wie fern sich die Steifigkeit in Verbindung mit der Durchlässigkeit auf die Ergebnisse auswirkte ($S_{r,ref} = 89\%$). Die Hauptecknergebnis von den in Abb. 60 gezeigten Ergebnissen ist, dass die Steifigkeit kaum einen Einfluss hatte, sobald die Durchlässigkeit erhöht wurde. Für die geringe Durchlässigkeit gilt das zuvor gesagte.

Tab. 10 Parameter für die in Abb. 60 dargestellten Ergebnisse

	1	2	3	4	
E_{oed}	20000	5000	20000	5000	kPa
$k_{f,q-g.}$	8E-8	8E-8	1E-5	1E-5	m/s

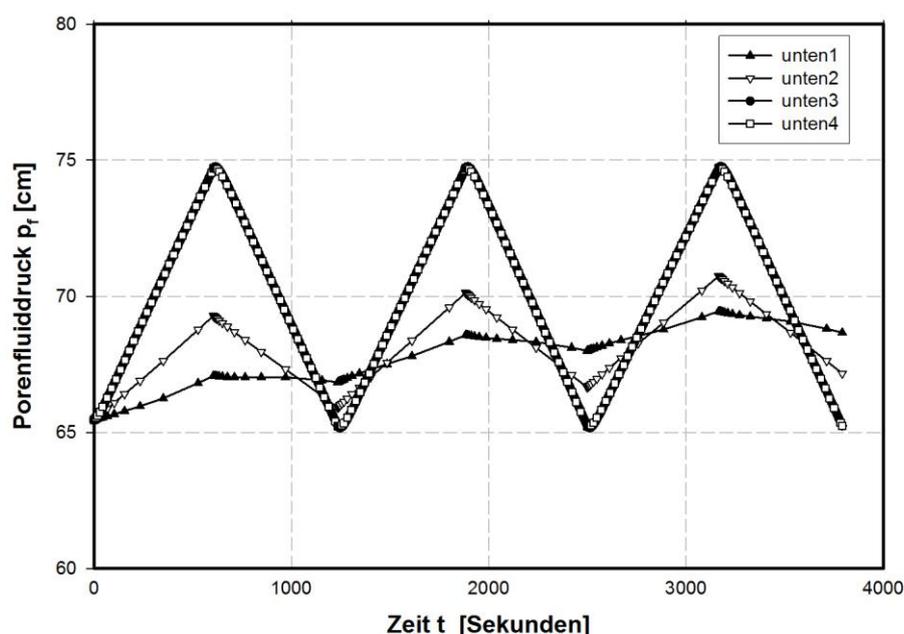


Abb. 60 Vergleich des Porenfluiddrucks im unteren Bereich des Bodenkörpers mit unterschiedlichen Steifigkeiten und Durchlässigkeiten

Variation des Referenzsättigungsgrades

Um den Einfluss des Referenzsättigungsgrades abschätzen zu können, wurde nur dieser wie in Tab. 11 gezeigt variiert, wobei die Steifigkeit sowie auch die Durchlässigkeit dieses Mal konstant blieben.

Tab. 11 Parameter für die in Abb. 61 & Abb. 62 dargestellten Ergebnisse

	1	2	3	
E_{oed}	20000	20000	20000	kPa
$k_{f,q-g}$	8E-8	8E-8	8E-8	m/s
$S_{r,ref}$	85	89	96	%

Der Referenzsättigungsgrad wirkte sich dabei auf die Ergebnisse nur bei Punkt K (unten) maßgebend aus. Eine geringere Sättigung verringert die rasche Übertragung der Porenwasserdruckveränderung. Je weiter sich die Messebene in Richtung GOK verschob, desto geringer waren hingegen die Auswirkungen einer Änderung des Referenzsättigungsgrades.

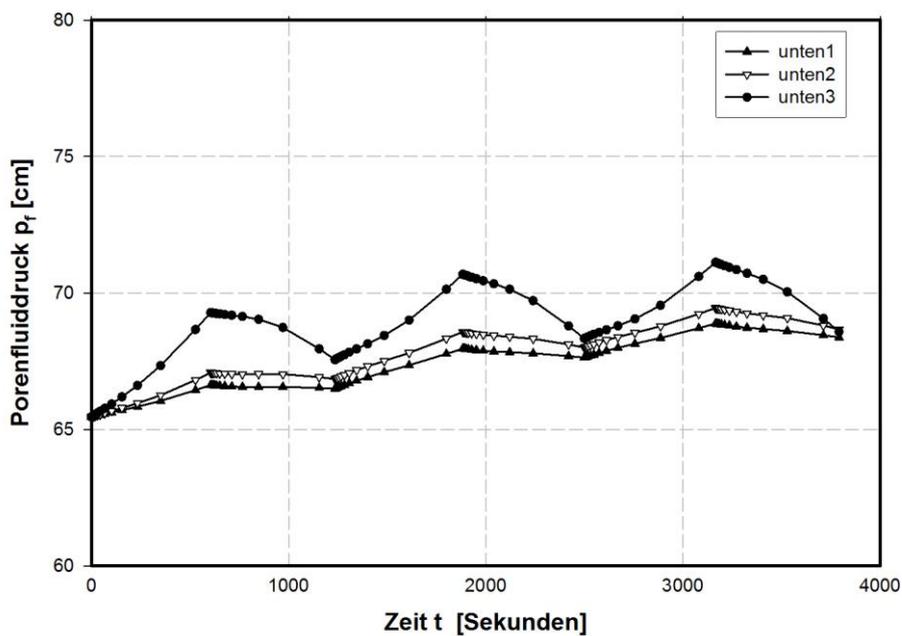


Abb. 61 Unterschiedliche Sättigungen im unteren Bereich

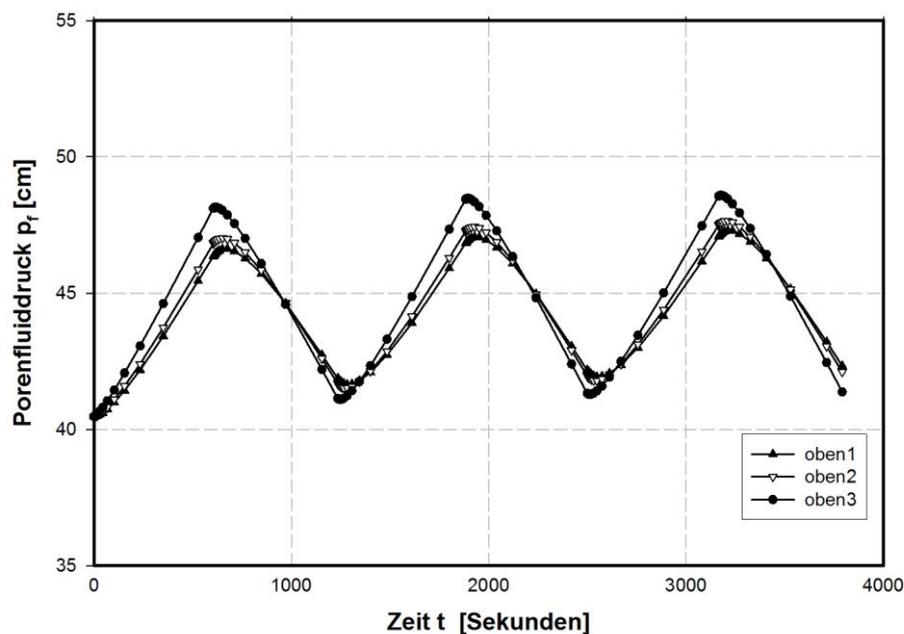


Abb. 62 Unterschiedliche Sättigungen im oberen Bereich

Verwendung unterschiedlicher Bodeneigenschaften

Bei der Nachrechnung der Modellversuchsergebnisse wurde immer mit einem homogenen Bodenkörper gerechnet. Durch die Verwendung von nur einem Material-Cluster war es nicht möglich, dem Boden unterschiedliche Eigenschaften in unterschiedlichen Tiefen zuzuweisen. Da sich bei der Auswertung der Versuche zeigte, dass wahrscheinlich Schwankungen bezüglich des Referenzsättigungsgrades und der Steifigkeit beim Laborversuch vorhanden waren, wurde das bestehende Modell abgeändert, um diese Veränderungen umsetzen zu können. Der Bodenkörper wurde dabei in zwei Bereiche unterteilt. In den ersten 10 cm unterhalb der GOK wurde dabei mit einem höheren Referenzsättigungsgrad und einer niedrigeren Steifigkeit gerechnet. Die untere Bodenschicht wurde wegen der Einbauverdichtung mit einer höheren Steifigkeit versehen. Der Referenzsättigungsgrad blieb in dieser Schicht aber unverändert bei 89%.

Tab. 12 Parameter für die Berechnung mit unterschiedlichen Bodeneigenschaften

	Langsam		Schnell		
	unten	oben	unten	oben	
	0-25 cm	25-35 cm	0-25 cm	25-35 cm	
E_{oed}	30000	20000	30000	20000	kPa
$k_{f,q-g}$	8E-8		8E-8		m/s
$S_{r,ref}$	89	96	89	96	%

Vor allem für den schnellen Lastwechsel ergab sich dadurch im oberen Bereich ein dem Versuch eher entsprechender Verlauf des Porenwasserdruckes. Die Verläufe der unteren Drucksensoren konnten nicht exakt nachgebildet werden. Um die Amplitude dort noch weiter zu verringern, hätte ein deutlich höherer Steifigkeitsparameter (E_{oed}) angesetzt werden müssen, der aber auf Grund des niedrigen Spannungsniveaus unrealistisch wäre.

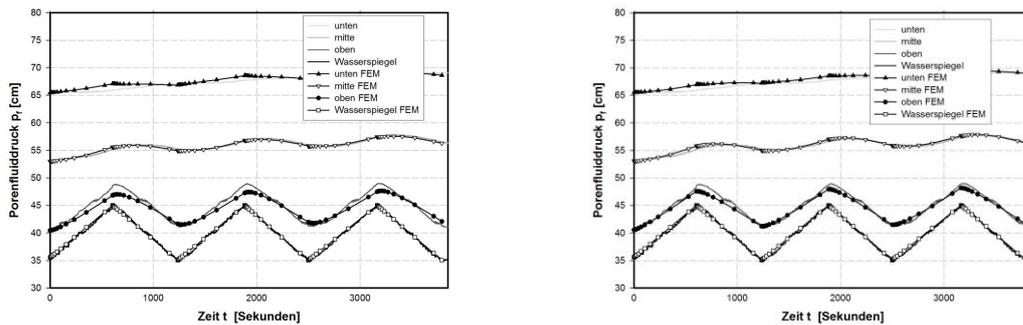


Abb. 63 Vergleich des Modells mit einer Bodenschicht (links) und des Modells mit zwei Schichten (rechts); Auf-Ab-Langsam

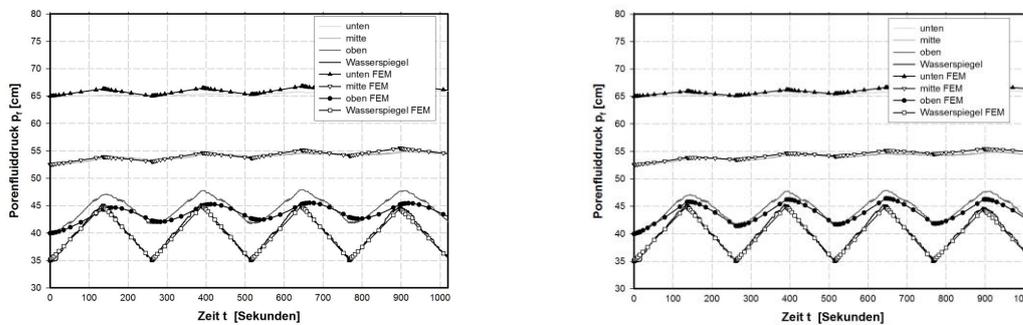


Abb. 64 Vergleich des Modells mit einer Bodenschicht (links) und des Modells mit zwei Schichten (rechts); Auf-Ab-Mittel

4.3.2 Vergleichsrechnungen Sand

Wie schon erwähnt gab es vor allem bei den Versuchen mit Sand einige Unsicherheiten bezüglich des vorhanden gewesenen Referenzsättigungsgrades. Bei den Vergleichen hat sich herausgestellt, dass mit einem Referenzsättigungsgrad von 85 % die Kurvenverläufe von Experiment und Numerik nicht übereinstimmten. Der Einfluss einer Änderung des Referenzsättigungsgrades auf die Berechnungsergebnisse ist bereits im vorangegangenen Kapitel gezeigt worden (siehe Abb. 61 und Abb. 62). Darauf aufbauend wurde untersucht, ob eine Erhöhung eine bessere Übereinstimmung der Porenwasserdruckverläufe liefern würde. Dabei wurden die Parameter für die Steifigkeit mit $E_{oed} = 40000 \text{ kPa}$ und die Durchlässigkeit mit $k_{f,q-g} = 1e-5 \text{ m/s}$ entsprechend den Laborversuchen angenommen. Das Ergebnis war, dass die Berechnungen mit den Versuchen bei einem Referenzsättigungsgrad von in etwa 95 % sehr gut korrelierten. Es wurden alle Sandversuche mit diesem Referenzsättigungsgrad modelliert. Exemplarisch sind in Abb. 65 zwei Vergleiche dargestellt, wobei alle denselben Effekt zeigten.

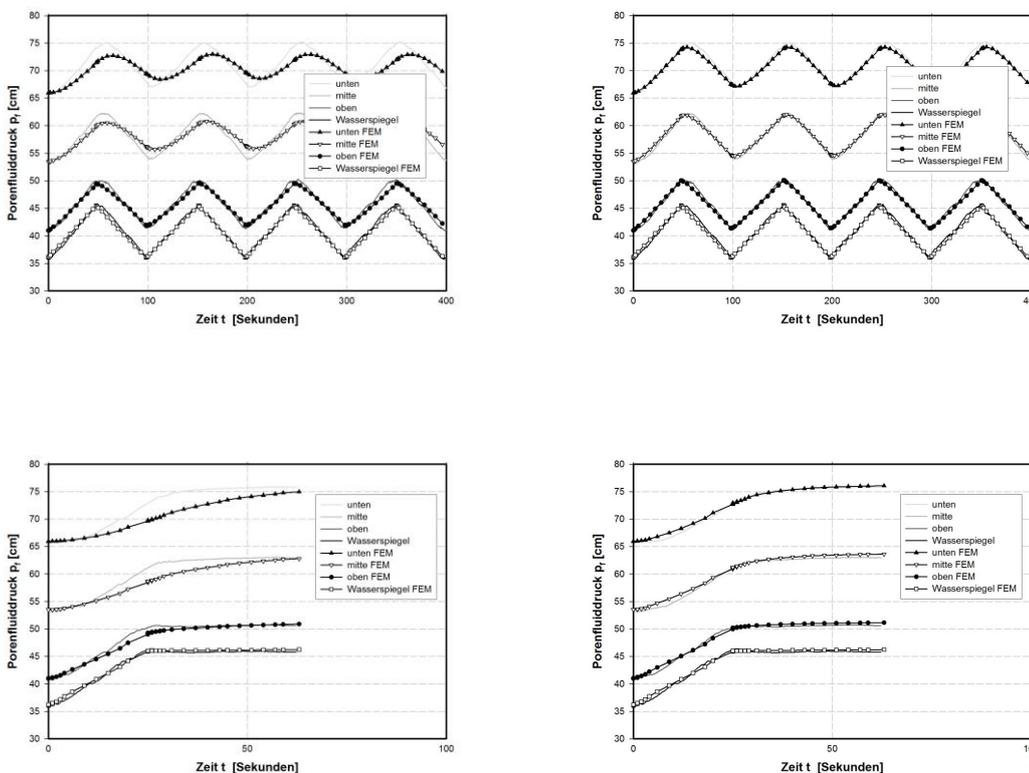


Abb. 65 Vergleich zwischen Laborergebnis (Sand) und FE-Berechnung (links: $S_{r,ref}=85\%$ & rechts: $S_{r,ref}=95\%$)

Alle vier im Anschluss durchgeführten Vergleichsrechnungen mit dem Sandmaterial ergaben mit dem definierten Parameterset eine äußerst gute Übereinstimmung mit den experimentellen Modellversuchsergebnissen. Der Referenzsättigungsgrad von 95 % kann auf Grund der Beobachtungen während des Sättigungsprozesses als akzeptabel angesehen werden. Durch die hohe Durchlässigkeit war ein deutliches Durchströmen des eingebauten Bodens während der Sättigungsphase zu erkennen. Es kann deswegen von einem Referenzsättigungsgrad größer als 85 % ausgegangen werden. Die Methode, den Referenzsättigungsgrade über die Differenzwassermenge zwischen einströmender und ausfließender Wassermenge während der Sättigung zu bestimmen (siehe Kapitel 3.4), war zu ungenau.

Aus den Untersuchungen der Einflüsse der Materialparameter aus dem vorherigen Kapitel ist ersichtlich, dass die Steifigkeit bei einer derart großen Durchlässigkeit kaum einen Einfluss hat (siehe Abb. 60). Daher wurde die Steifigkeit mit $E_{oed} = 40000$ kPa definiert und für alle Nachrechnungen beibehalten. Diese Annahme beruhte auf dem zuvor beschriebenen Umstand, dass durch das intensive Verdichten eine viel höhere Steifigkeit erreicht wurde, als für das vorhandene Spannungsniveau üblich.

In Abb. 66 ist zu sehen, dass eine langsame Geschwindigkeit auch bei der Numerik zu einer simultanen Porenwasserdruckzu-/abnahme in allen Messquerschnitten führte. Bei schnelleren Geschwindigkeiten kam es mit zunehmender Überdeckung zu einem Verzögerungseffekt, was besonders gut bei den Konsolidierungsdiagrammen (Abb. 69 & Abb. 70) zu sehen ist.

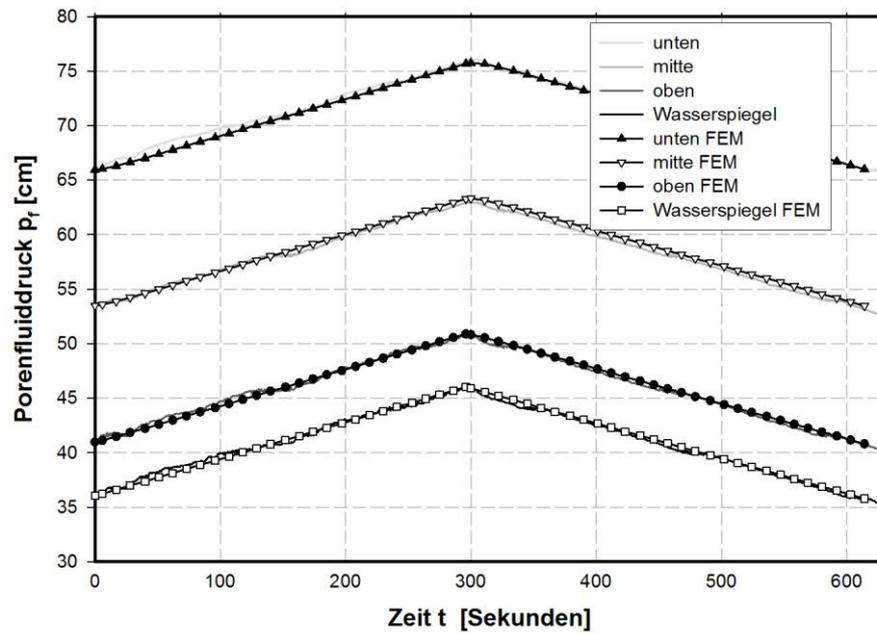


Abb. 66 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Langsam ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$)

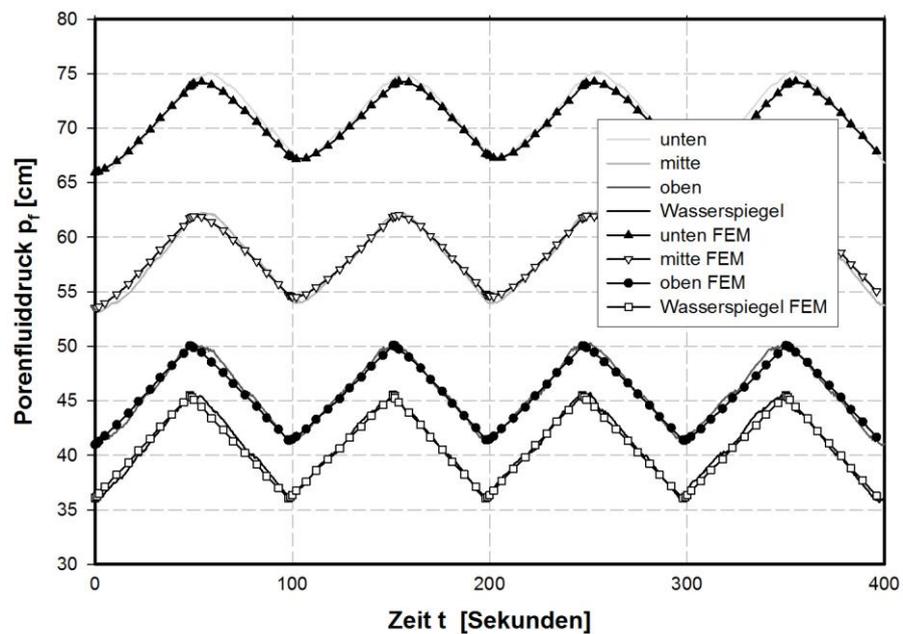


Abb. 67 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Mittel ($v \approx 200 \times k_{\text{Sand}}$)

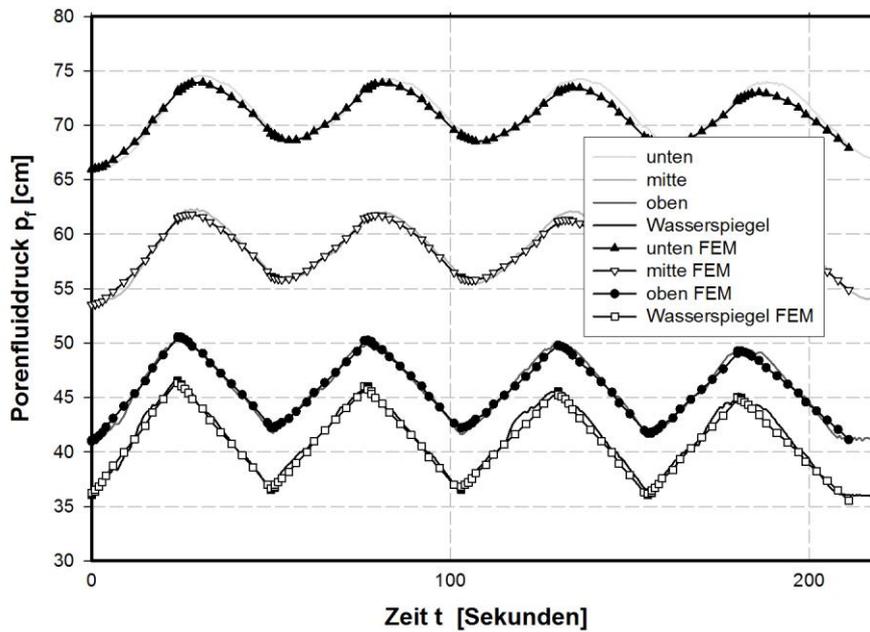


Abb. 68 Vergleichsrechnung Auf-Ab-Schnell ($v \approx 400 \times k_{\text{Sand}}$)

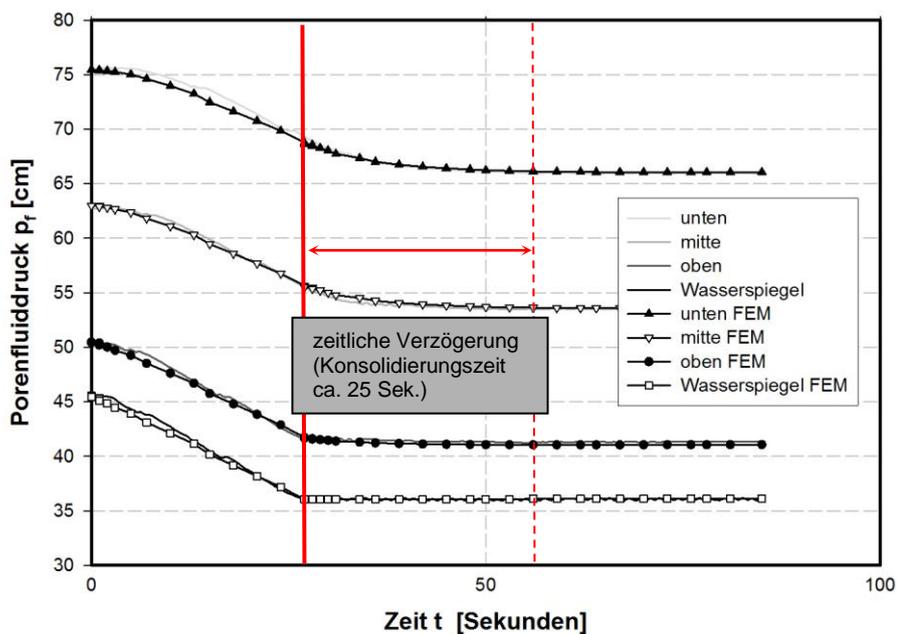


Abb. 69 Vergleichsrechnung Ab-Konsolidierung ($v \approx 370 \times k_{\text{Sand}}$)

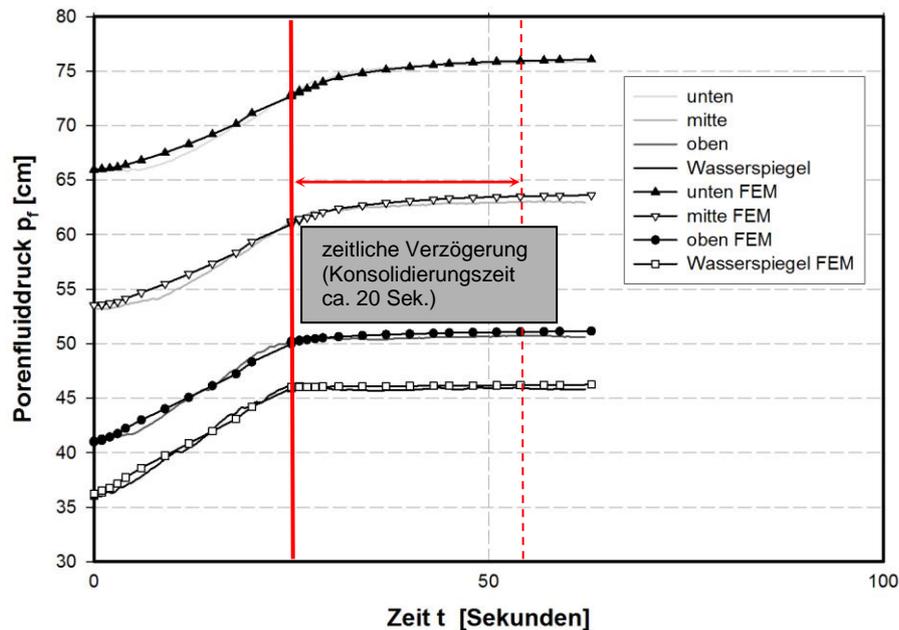


Abb. 70 Vergleichsrechnung Auf-Konsolidierung ($v \approx 400 \times k_{\text{Sand}}$)

4.4 Ergänzende Analyse

Da der zeitliche Aufwand für eine numerische Berechnung eines Versuches auf Grund des einfachen Modelles gering war, war es möglich ergänzende Berechnungen zu machen, die in einem Laborexperiment nicht möglich, zu aufwändig oder zu zeitintensiv wären. Untersucht wurde das Einschwingverhalten des Porenwasserdrucks in allen Bodenschichten bei mehrmaligen Wasserspiegelschwankungen. Damit ist der in Abb. 35 beschriebene Effekt des Annäherns des Porenwasserdruckes an den mittleren Wert ($\Delta h/2$) gemeint. Da das in Plaxis verwendete Modell für den „quasi-gesättigten“ Boden ohnehin zuvor an den Laborversuchen kalibriert und validiert wurde, war die Aussagekraft der Ergebnisse auch ohne direkten Vergleich mit einem Experiment gegeben.

Die experimentellen Versuche und auch die Numerik zeigten beim Schluff im Falle einer mehrmaligen langsamen Wasserspiegelschwankung eine stetige Porenwasserdruckzu-/Porenwasserdruckabnahme in allen Messquerschnitten. Um das Maximum dieses Druckanstieges und die Dauer bis zum Erreichen des Maximalwertes herauszufinden, wurde vereinfacht ein sich immer im gleichen Maß wiederholender Auf- und Abstau simuliert. Dabei kamen die Bodenparameter wie in Tab. 13 angeführt zur Anwendung.

Tab. 13 Bodenparameter für den mehrmaligen Lastwechsel

Materialmodell	Langsam		Schnell	Quelle
	MC	HSS	MC	
γ_{unsat}	18,6			Labor
γ_{sat}	19,8			
ν'	0,3			Annahme
c'	10			
φ'	20			
ψ	0			
m	-	0,8	-	
E_{50}^{ref}	-	20000	-	
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	-	60000	-	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}=3 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$
G_0^{ref}	-	180000	-	$G_0^{\text{ref}}=3 \cdot E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$
$\gamma_{0,7}$	-	$2 \cdot 10^{-4}$	-	Annahme
K_0^{nc}	-	0,658	-	$1 - \sin(\varphi)$
ν_{ur}	-	0,2	-	
E_{oad}	20000		20000	Labor ($p_{\text{ref}}=100 \text{ kN/m}^2$)
$k_{f,q-g}$	8E-8		8E-8	Labor
$S_{r,\text{ref}}$	89		89	Annahme
$t_{=}$	600		130	Annahme
$\Delta h_{=}$	10			Annahme
$v_{=}$	1,67E-4		7,7e-4	

In allen drei Fällen war ein Anstieg des Porenwasserdruckes aller Messebenen zum Mittelwert des max. Anstiegs/Abfalls ($\Delta h/2 = 5\text{cm}$) zu erkennen. Interessanterweise war die Zeit bis zum konstanten Oszillieren beim schnellen und langsamen Versuch in etwa dieselbe ($t \approx 7000 \text{ Sek.}$). Zudem veranschaulichte die Nachrechnung mit HSS, dass der Effekt der „small strain stiffness“, den Kurvenverlauf der unteren Messebene veränderte (siehe Abb. 74).

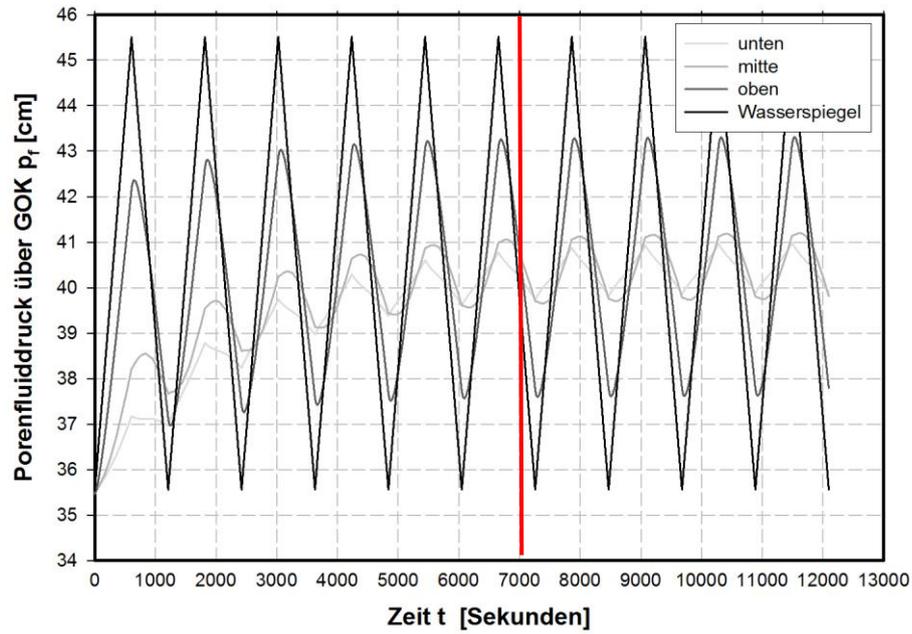


Abb. 71 Mehrmaliger Lastwechsel mit langsamer Geschwindigkeit (MC)

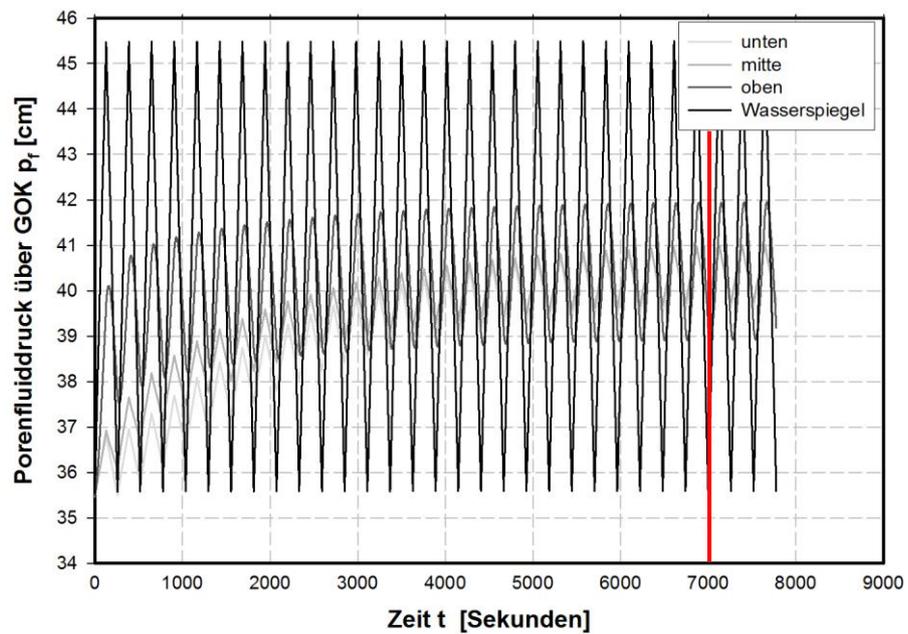


Abb. 72 Mehrmaliger Lastwechsel mit schneller Geschwindigkeit (MC)

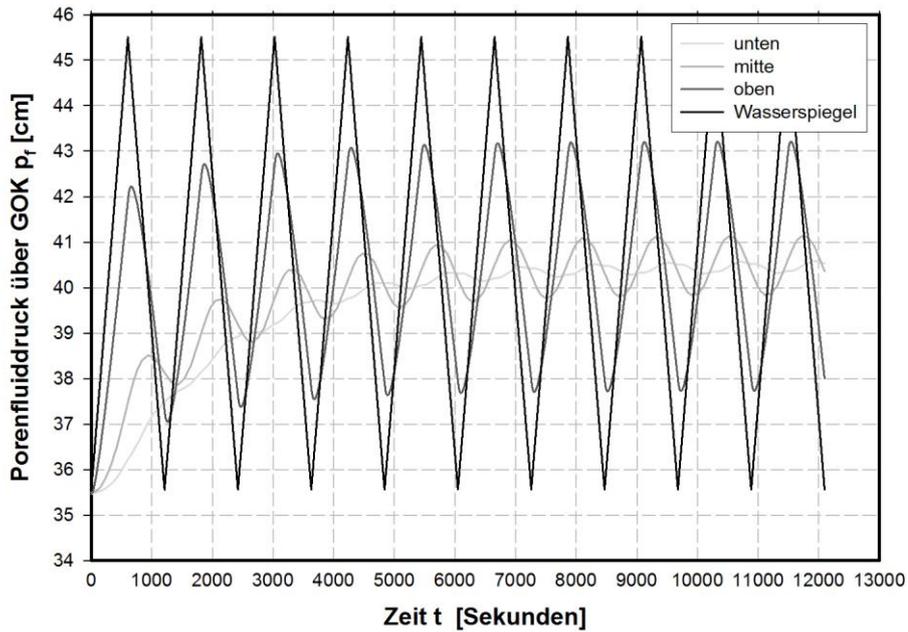


Abb. 73 Mehrmaliger Lastwechsel mit langsamer Geschwindigkeit (HSS)

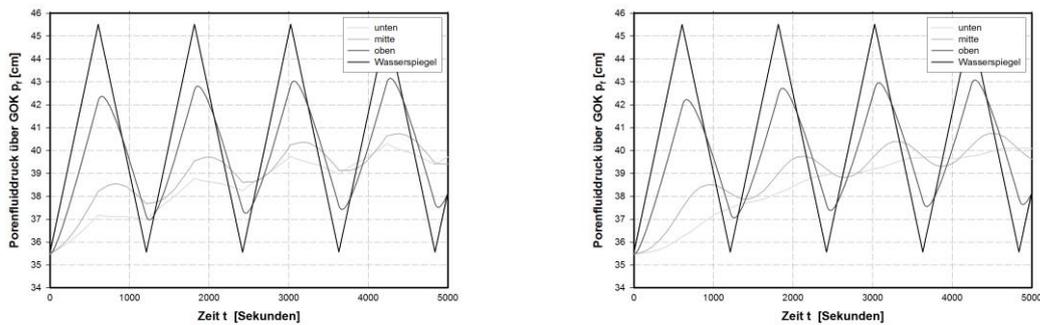


Abb. 74 Unterschied der Porenwasserdruckverläufe mit verschiedenen Materialmodellen (links: MC, rechts: HSS)

5 Diskussion & Schlussfolgerung

5.1 Erkenntnisse aus der Durchführung der experimentellen und numerischen Untersuchungen

Für die Durchführbarkeit des Laborversuchs war eine Messtechnik notwendig, die es ermöglichte im gewünschten Messbereich brauchbare Ergebnisse zu liefern. Auf Grund des im Versuch vorhanden gewesenen niedrigen Porenwasserdruckniveaus war das Finden von anwendbaren Druckmessgeräten eine Kernaufgabe der Vorbereitungsarbeiten. Vorversuche zeigten schnell die Grenzen (hohe Ungenauigkeiten, Komplexität des Aufbaus und der Anwendung, etc.) der anderen getesteten Messsysteme. Es bleibt anzumerken, dass die Genauigkeit der digitalen Überdruckmessgeräte sehr stark von der Vorbereitung (Entlüftung, feste Montage) und der gewissenhaften Kalibrierung abhängt.

Weiters ist bei den im Labor durchgeführten Experimenten vor allem die Bestimmung des Sättigungsgrades bei nicht bindigen Böden als problematisch zu bezeichnen. Es konnte kein praktikabel anwendbares Verfahren entwickelt werden, mit dem eine zuverlässige Bestimmung möglich war. Jedoch war mit Hilfe der Numerik in einer Nachrechnung der vorhanden gewesene Sättigungsgrad gut überprüfbar, sofern die restlichen Bodenparameter mit einer ausreichenden Genauigkeit bekannt waren. Bei der Definition der Steifigkeitsparameter musste zum Teil auf Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, da die durchgeführten Kompressionsversuche zu niedrige Werte für das vorhanden gewesene Spannungsniveau lieferten. Mit der Triaxial-Zelle konnten akzeptable Wert für die Durchlässigkeitsparameter der beiden Materialien im „quasi-gesättigten“ Zustand bestimmt werden.

Darauf aufbauend war mit der FE-Software eine gute Nachbildung der in den Experimenten vorherrschenden Vorgänge möglich. Es empfiehlt sich Vergleichsrechnungen an weiteren realen Problemstellungen mit höherwertigen Stoffgesetzen durchzuführen, da in dieser Arbeit hauptsächlich mit dem Mohr-Coulomb Materialmodell gearbeitet wurde.

5.2 Beurteilung der experimentellen und numerischen Untersuchungsergebnisse

Aus den Untersuchungen ging hervor, dass im Falle eines „quasi-gesättigten“ Zustands keine Porenwasserüber-/Porenwasserunterdrücke erzeugt werden (simultanes Ansteigen des Porenwasserdruckes über die Tiefe), wenn die Geschwindigkeit der Wasserspiegeländerung über der GOK bezogen auf die Durchlässigkeit des Bodens (v/k_f) sehr gering ist ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$ im Fall des Sandes). In allen anderen Fällen wurden Porenwasserüber-/ Porenwasserunterdrücke erzeugt. Die Größe des maximal erzeugbaren Porenwasserüber-/ Porenwasserunterdrucks hängt maßgebend von der hydraulischen Durchlässigkeit und der Geschwindigkeit der Wasserspiegeländerung ab. In stark durchlässigen Böden ist der Porenwasserüber-/ Porenwasserunterdruck selbst bei sehr schnellen Wasserspiegeländerungen sehr gering. Auch die Konsolidierungszeit ist um ein vielfaches geringer als bei Böden mit geringerer Durchlässigkeit.

Vergleicht man die Konsolidierungsversuche bei unterschiedlichen Druckniveaus, so zeigte sich, dass ein höheres Porenwasserdruckniveau den Konsolidierungsprozess beschleunigt.

Eine weitere Erkenntnis war ein zeitlich versetztes Ansprechverhalten der Porenwasserdruckänderung über die Tiefe bei einer geringen Durchlässigkeit und einer langsamen Wasserspiegelschwankung. Die Versuche mit schnellen Wasserspiegelschwankungen zeigten eine geringere zeitliche Verzögerung der Porenwasserdruckänderung. Diese beschriebenen Effekte sind in Kapitel 3.7 anhand der im Modell durchgeführten Versuche sehr gut erkennbar.

Es zeigt sich außerdem, dass der Porenwasserüber-/ Porenwasserunterdruck nicht höher als die maximale Wasserspiegeländerung sein kann, wenn man eventuelle Einflüsse des volumetrischen Bodenverhaltens auf die Porenwasserdruckentwicklung vernachlässigt. Selbst wenn man diese berücksichtigen würde, kann man davon ausgehen, dass dieser Einfluss eher gering wäre. Spezielle Konstellationen bzw. komplexe Vorgänge im Boden (z.B.: durch Reduktion der effektiven Spannungen erzeugte Hangrutschungen, die in weiterer Folge die Porenwasserüberdrücke erhöhen) könnten eventuell zu höheren Porenwasserüberdrücken als die maximale Wasserspiegeländerung führen. Die Richtigkeit dieser Aussage sollte aber an konkreten Beispielen untersucht werden.

In Abb. 75 wird noch einmal grafisch gezeigt wie ein Porenwasserüberdruck durch eine Wasserspiegeländerung über der GOK erzeugt werden kann. Dabei ist der größte Porenwasserüberdruck in der linken Abbildung am Anfang der Wasserspiegeländerung (rascher Abstau) zu sehen. Es ist in beiden Fällen (Beginn mit Abstau oder Aufstau) ersichtlich, dass sich die Porenwasserdrücke einem mittleren Wert annähern (siehe Kapitel 4.4) und somit nach einer bestimmten Zeit dieselben Porenwasserüber-/Porenwasserunterdrücke vorherrschen.

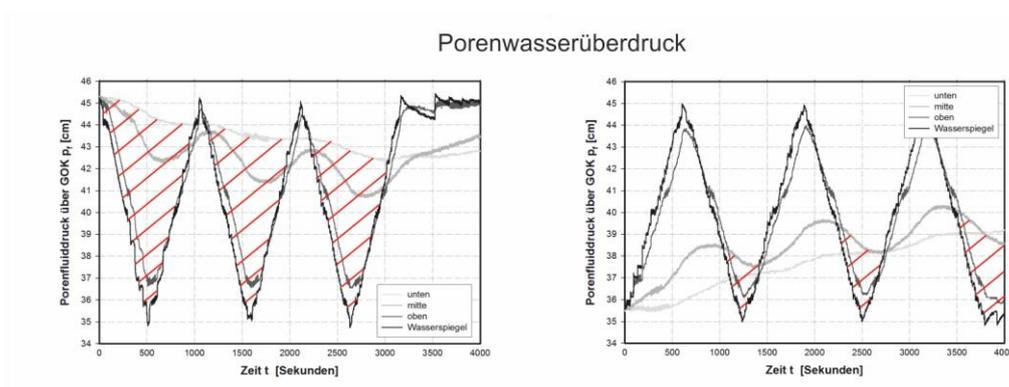


Abb. 75 Arten der Entstehung von Porenwasserüberdrücken

Der ungünstigste Fall aus bodenmechanischer Sicht ist ein schneller Absenkvorgang nach einem lange angehaltenen hohen Wasserspiegel. Weil dabei der Porenwasserdruck in tieferen Bodenschichten nahezu gleich bleibt, entsteht, sobald der Wasserspiegel über der GOK abgesenkt wird, ein Porenwasserüberdruck (Δp_w). Dieser benötigt vor allem bei feinkörnigen Böden, welche eine sehr geringe hydraulische Durchlässigkeit aufweisen, sehr lange um sich abzubauen (Abb. 76). Infolge dessen können durch den Wegfall der Auflast über der GOK die effektiven Spannungen sehr klein bzw. zu null werden. In diesem Fall kann es zu einem Versagen des Bodens in tieferen Schichten kommen. Die Geschwindigkeit eines Abstaus sollte daher in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des vorhandenen Untergrundes gewählt werden.

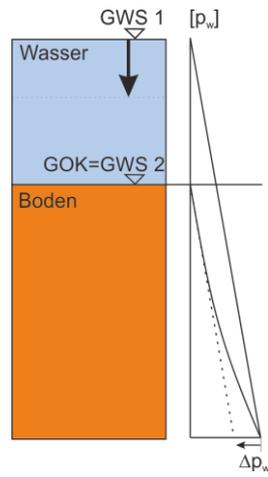


Abb. 76 Schematische Darstellung des Porenwasserdruckverlaufs bei einem raschen Abstau

6 Ausblick

Weiterführend wäre interessant, in wie fern sich die im Boden vorhandenen Strömungsvorgänge auf die Porenwasserdrücke auswirken. Durch die Erkenntnis der unterschiedlichen Verzögerungszeiten beim Vergleich der schnellen und langsamen Wasserspiegelschwankungen mit dem Schluff (siehe Kapitel 3.7.1), die nicht eindeutig erklärbar sind, liegt es nahe, diese Vorgänge genauer zu untersuchen. Bei einem vergrößerten Modell könnte dieser Effekt von größerer Bedeutung sein. Zugleich empfiehlt es sich dabei bei weiteren numerischen Berechnungen die Einflüsse von höherwertigen Materialmodellen (z.B.: HSS) näher zu untersuchen.

In weiterer Folge wäre von Interesse, wie die Porenwasserüberdrücke durch das Berücksichtigen des volumetrischen Materialverhaltens tatsächlich beeinflusst werden. Komplexe dreidimensionale Vorgänge wie zum Beispiel Hangrutschungen, die zur Erhöhung der Porenwasserüberdrücke im Hangfuß führen können oder volumetrisches Verhalten während der Scherphase, sind Einflüsse, die in die Untersuchung miteinbezogen werden könnten. Die dabei gewonnen Erkenntnisse könnten klären, wie weit die Porenwasserüberdrücke in tiefen Schichten maximal ansteigen bzw. wann deren Maximalwert erreicht wird.

7 Literatur

- Ausweger, G. M. und Schweiger, H. F. (2016)
Numerical study on the influence of entrapped air bubbles on the time-dependent pore pressure distribution in soil due to external changes in water level. Journal of the E3S Web of Conferences, in print
- Black, D.K. und Lee, K. L. (1973)
Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, 75-93.
- Boutonnier, L. (2010)
Coefficient B, Consolidation, and Swelling in Fine Soils Near Saturation in Engineering Practice. Mechanics of Unsaturated Geomaterials (ISTE Ltd., London & John Wiley & Sons, New York, 2010), Laloui (eds.)
- Brinkgreve, R.B.J. und Kumarswamy S. und Swolfs W.M. (2016)
Manual Plaxis 2D 2016 (Plaxis bv, Delft, 2016)
- Fredlund, D.G. und Rahardjo, H.
Soil Mechanics for Unsaturated Soils. (John Wiley & Sons, New York, 1993)
- Montenegro, H.. und Stelzer, O. und Odenwald, B. (2015)
Parameterstudie zum Einfluss von Gasbläschen im Grundwasser auf Porenwasserdruck und effektive Spannungen bei Auflast- oder Wasserspiegeländerungen. Numerische Methoden in der Geotechnik, BAW Mitteilung NR. 98, Karlsruhe.
- Vostrel, M. (2016)
Modelversuch für quasi-gesättigte Böden - Dokumentation des Einbaus. Masterprojekt, Technische Universität Graz.
- Widmoser, B. (2016)
Versuchsaufbau zur Untersuchung der Porenwasserdruckveränderung bei Wasserspiegelschwankungen im „quasi-gesättigten“ Boden. Masterprojekt, Technische Universität Graz.

8 Anhang

8.1 Experimentelle Ergebnisse Schluff

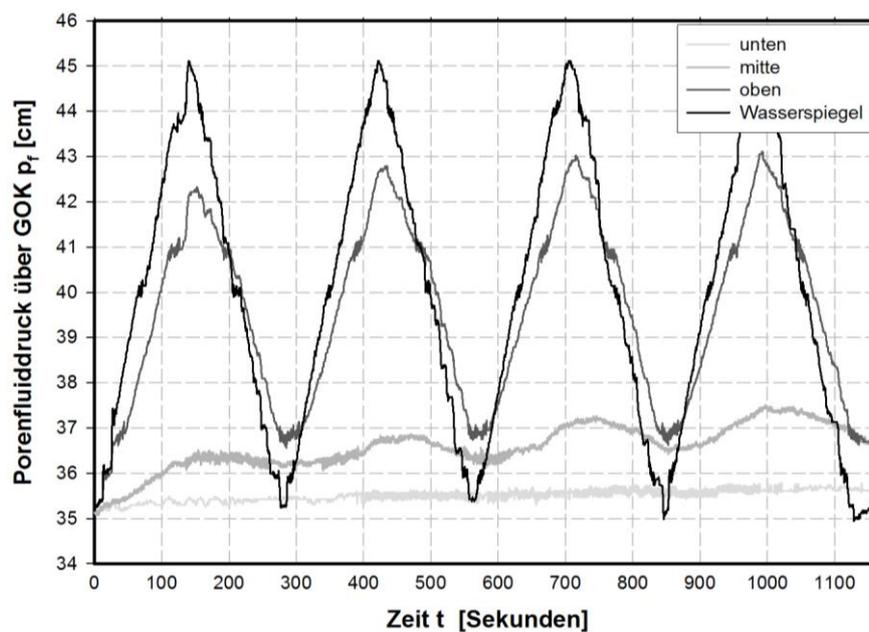


Abb. 77 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Schluff bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 8900 \times k_{\text{Schluff}}$)

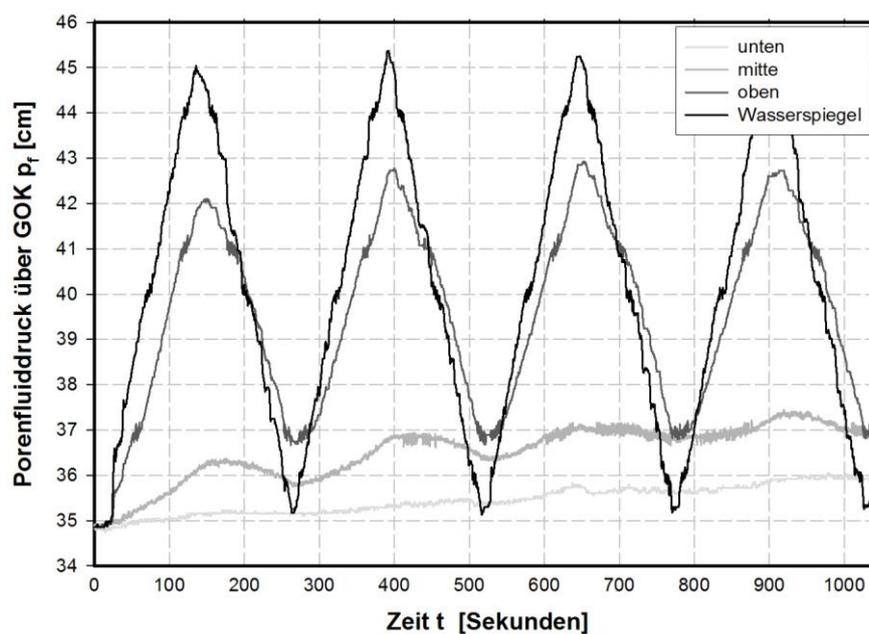


Abb. 78 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Schluff bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 10000 \times k_{\text{Schluff}}$)

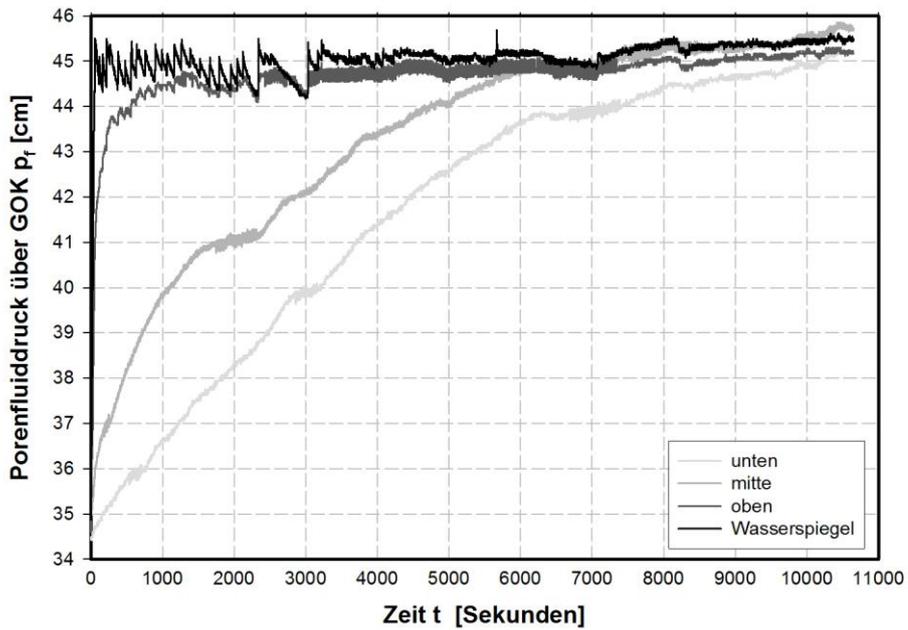


Abb. 79 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Schluff (Aufstau)
($v \approx 31000 \times k_{\text{Schluff}}$)

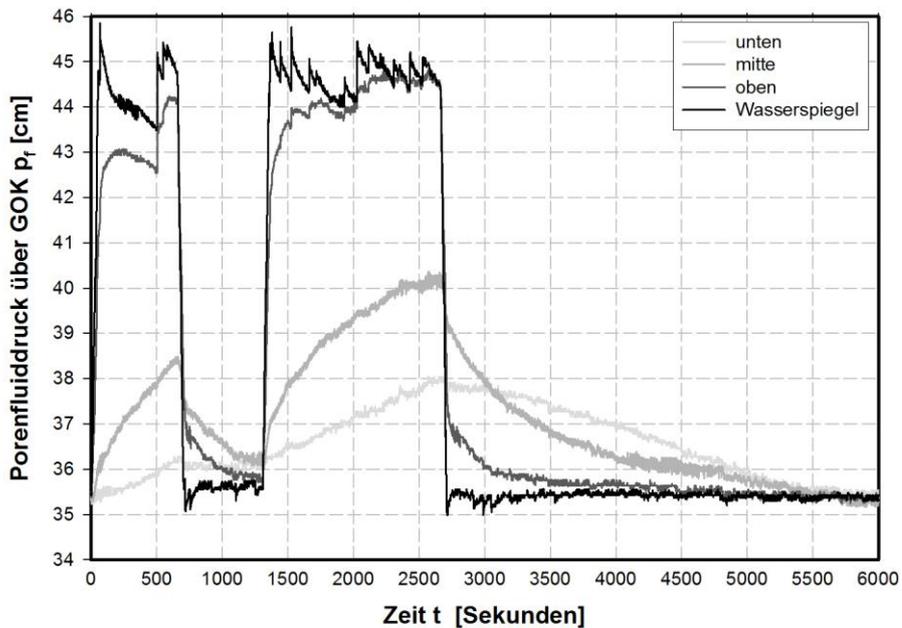


Abb. 80 Ergebnisdiagramm des Auf-Abstau Versuches mit Stillstandszeiten zwischen den Lastwechselln an der Schluffprobe

8.2 Experimentelle Ergebnisse Sand

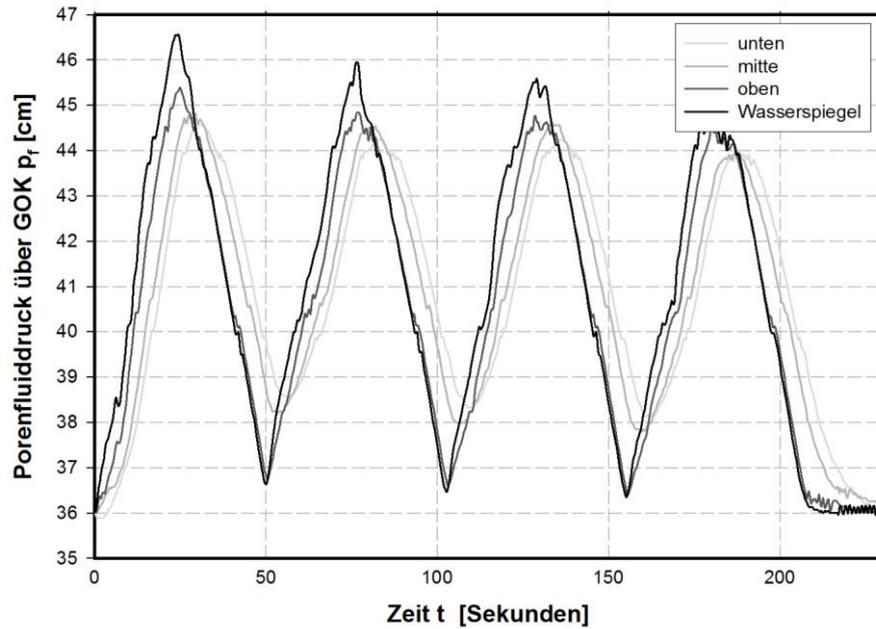


Abb. 81 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Sand bei „schneller“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 400 \times k_{\text{Sand}}$)

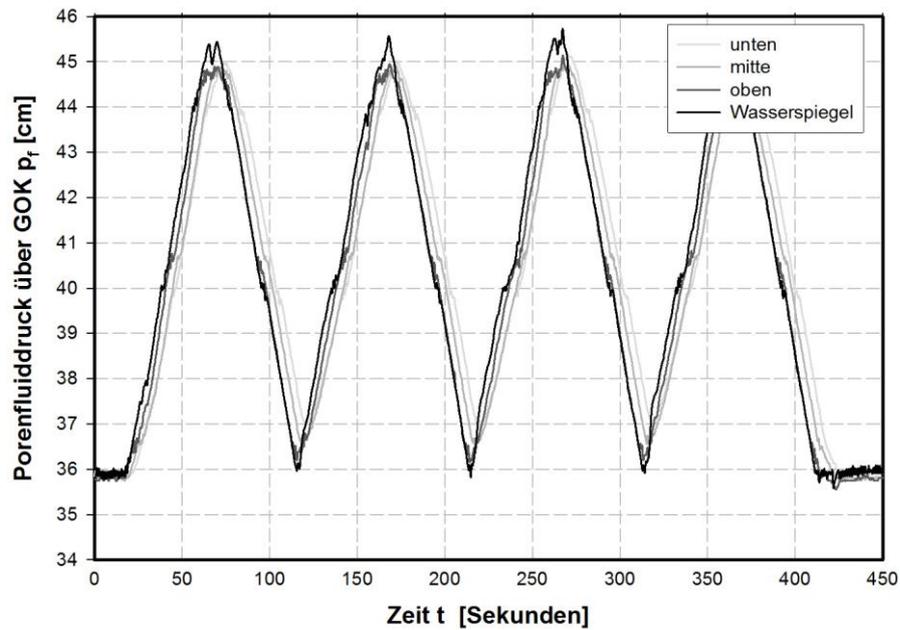


Abb. 82 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Sand bei „mittlerer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 200 \times k_{\text{Sand}}$)

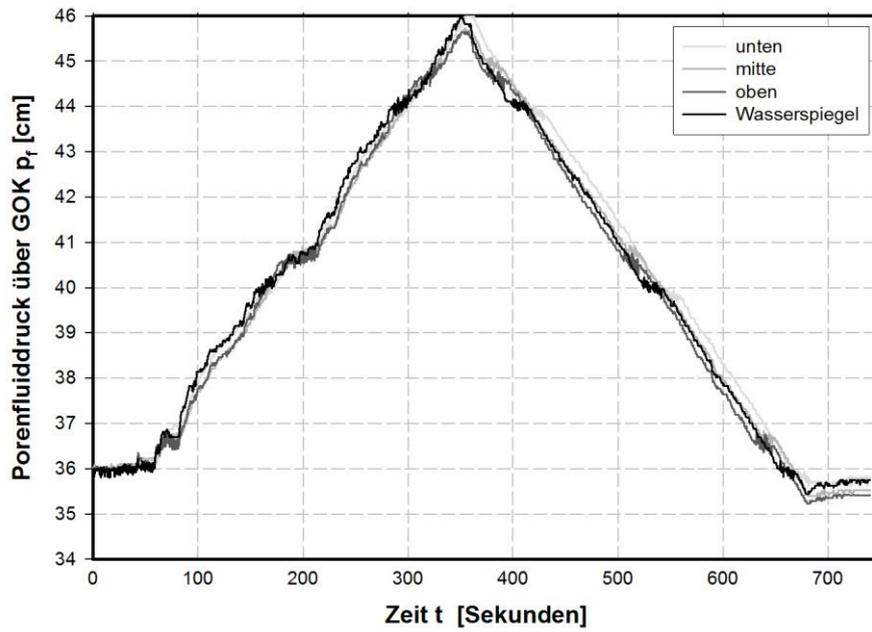


Abb. 83 Ergebnisdiagramm des Auf-Ab-Stau-Versuches mit Sand bei „langsamer“ Lastwechselgeschwindigkeit ($v \approx 30 \times k_{\text{Sand}}$)

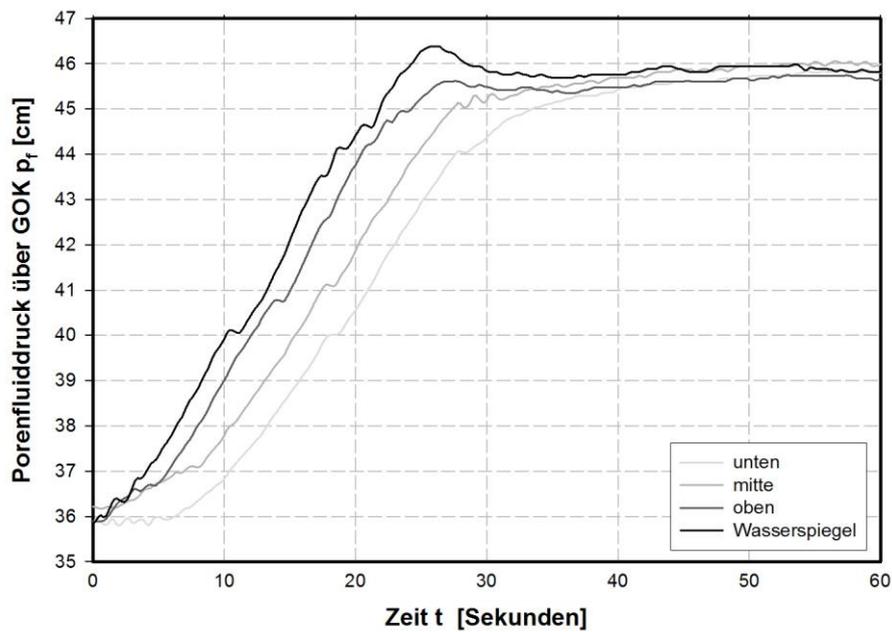


Abb. 84 Ergebnisdiagramm des Konsolidierungsversuches mit Sand (Aufstau, $v \approx 400 \times k_{\text{Sand}}$)