



Lukas Deutschmann, BSc

Laborversuche zur Untersuchung der Trennstabilität
zwischen Gleisschotter und Unterboden unter
dynamischen Vertikallasten aus Zugüberfahrten

Masterarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

Institut für Bodenmechanik, Grundbau
und Numerische Geotechnik

Dipl.-Ing. Christopher Krammer

Graz, August 2019

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. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Arbeit identisch.

.....
Datum

.....
Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Allen bedanken, welche mich bei der Erstellung meiner Masterarbeit unterstützt haben.

Zuerst bedanke ich mich bei Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte, welcher es mir ermöglicht hat meine Masterarbeit am Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik zu erfassen sowie als studentischer Mitarbeiter im Labor mitzuwirken.

Auch ein großer Dank gebührt Dipl.-Ing. Christopher Krammer für die gute Betreuung, die Mithilfe und für alle hilfreichen Anregungen sowie Ratschläge bei der Ausarbeitung meiner Arbeit. Ich wünsche ihm noch ein gutes Gelingen für seine Dissertation. Für die Mithilfe bei der Vorbereitung der Versuche möchte ich auch besonders Fachinspektor Mario Wiesberger vom Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft danken.

Für die freundliche Aufnahme, die Hilfsbereitschaft und die spannenden Aufgaben gilt ein herzliches Dankeschön allen Kollegen des bodenmechanischen Labors und speziell Amtsrat Thomas Theißl. An dieser Stelle möchte ich auch Oberrat Dipl.-Ing. Otto Leibniz danken, welcher mich als Leiter des bodenmechanischen Labors als Mitarbeiter ins Gespräch brachte und mich bereits bei meiner Bachelorarbeit betreute.

Ein weiterer Dank gebührt meinen Studienkollegen unter der Leitung von Herrn Dipl.-Ing. Matthias Steger für die intensive Unterstützung und Zusammenarbeit während der letzten Jahre. Ich bin extrem froh so gute Freunde gewonnen zu haben und freue mich auf noch einige schöne Momente mit ihnen.

Ich möchte auch meinen Verein Sanjindo sowie meine Freunde zuhause erwähnen, welche einen wichtigen Teil meines Lebens darstellen und wie Familie für mich sind.

Zu guter Letzt und der größte Dank gilt meiner Familie, ohne deren Unterstützung ein Studium in Graz nicht möglich gewesen wäre. Egal welche Sorgen oder Anliegen ich habe, ich finde immer einen starken Rückhalt und ein offenes Ohr bei ihr. Und besonders dankbar bin ich für meine Mutter Sabine, welche immer für mich da ist. Dabei möchte ich noch meiner Schwester Julia, ihrem Freund Daniel und meiner Mutter für die Korrekturlesung meiner Arbeit danken.

Kurzfassung

Laborversuche zur Untersuchung der Trennstabilität zwischen Gleisschotter und Unterboden unter dynamischen Vertikallasten aus Zugüberfahrten

Aufgrund des Forschungsbedarfs zum Thema „Mud Pumping“ bei Eisenbahntrassen, wird in dieser Arbeit die Trennstabilität zwischen Unterboden und Gleisschotter anhand von Großmodellversuchen genauer untersucht. Im Vorfeld wird, um mögliche Ursachen des Problems zu verstehen, eine Literaturstudie durchgeführt. Versuchsböden mit unterschiedlichen Kornverteilungen und bodenmechanischen Eigenschaften werden im Labor künstlich hergestellt und in einem Prüfzylinder eingebaut. Über eine dem Untergrund aufgesetzten Gleisschotterplatte wird die dynamische Belastung aus Zugüberfahrten durch einen Hydraulikstempel simuliert. Um das bodenmechanische Verhalten sowohl im teilgesättigten als auch im gesättigten Zustand genauer zu analysieren, werden verschiedene Sensoren im Versuchsboden installiert und so die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts sowie des Porenwasserdrucks bestimmt. Durch einen induktiven Wegaufnehmer wird die Setzung der Gleisschotterplatte gemessen. Bilderserien des Übergangs zwischen Untergrund und Gleisschotterplatte dienen der Ermittlung der Trennstabilität. Der Fokus der ersten Versuche liegt in der Optimierung des Versuchsaufbaus, um solch physikalische Versuche möglichst realitätsgetreu durchführen zu können. Die Messergebnisse werden ausgewertet sowie das Verhalten der verschiedenen Versuchsböden analysiert und interpretiert.

Abstract

Laboratory tests to investigate the separation stability between track ballast and subsoil under dynamic vertical stress from train crossings

Due to the need for research on "Mud Pumping" in railroad tracks, the separation stability between subsoil and track ballast will be investigated more closely in this master thesis by means of large-scale model tests. In advance, a literature review is conducted to understand possible causes of the problem. Test soils with different grain distributions and soil-mechanical properties are artificially prepared in the laboratory and installed in a test cylinder. The dynamic load from train crossings is simulated by a hydraulic ram via a track ballast plate placed on the test soil. In order to analyse the soil mechanical behaviour in both the partially saturated and the saturated state more precisely, various sensors are installed in the test soil. These sensors serve to determine the development of the volumetric water content and pore water pressure. The settlement of the track ballast plate is measured by an inductive displacement sensor. Series of images of the transition zone between the subsoil and the track ballast plate help to investigate the separation stability. The focus of the first tests is on optimizing the experimental setup in order to perform such physical tests as realistic as possible. The measurement results are evaluated and the behaviour of the different test soils analysed and interpreted.

Inhalt

1	Einleitung	1
2	Phänomen „Mud Pumping“	2
2.1	Zyklische Belastung des weichen Untergrunds	3
2.2	Zyklischer Porenwasserdruck	4
2.3	Einflussfaktoren der Porenwasserdruckbildung	5
2.3.1	Dränagebedingungen	5
2.3.2	Frequenz und vertikale Belastung	9
2.3.3	Überkonsolidierungsverhältnis (OCR = Over Consolidation Ratio)	20
2.4	Einflussfaktoren „Mud Pumping“	24
2.4.1	Anfängliche Trockendichte ρ_d (Duong et al., 2014)	24
2.4.2	Durchlässigkeit k	26
2.4.3	Plastizität und Feinanteil im Boden	26
2.4.4	„Natürlicher“ Wassergehalt	29
2.5	Mechanismus von „Mud Pumping“	29
2.6	Instandhaltung und Kosten	32
3	Bodenphysikalische Eigenschaften	33
3.1	Boden als Drei-Phasen-System (Möller, 2016)	33
3.2	Wasser im Boden (Möller, 2016)	33
3.2.1	Kapillarwasser	34
3.2.2	Porenwinkelwasser	35
3.2.3	Hygroskopisches Wasser (Adsorptionswasser)	35
3.3	Das Matrixpotential ψ_m (Scheffer und Schachtschabel, 2010)	36
3.4	Die Wasserretentionskurve (Scheffer und Schachtschabel, 2010)	37
4	Eigenschaften der Versuchsböden	40
4.1	Kornverteilung	40
4.2	Weitere Bodenparameter	41
5	Versuchsdetails	43
5.1	Versuchsaufbau	43
5.1.1	Versuchszylinder und Prüfstand	43
5.1.2	Gleisschotterplatte (GSP)	44

5.1.3	Computertechnik	45
5.2	Messtechnik	46
5.2.1	TDR-Sensor UMS EC-5	46
5.2.2	Tensiometer T5	48
5.2.3	Induktiver Wegaufnehmer	52
5.3	Versuchsablauf	53
6	Vorversuche	57
6.1	V_V1 Boden 2	58
6.1.1	Teilgesättigter Zustand	58
6.1.2	Sättigung	60
6.1.3	Gesättigter Zustand	61
6.2	V_V2 Boden 1	62
6.2.1	Teilgesättigter Zustand	63
6.2.2	Sättigung	64
6.2.3	Gesättigter Zustand	64
6.3	V_V3 Boden 1	66
6.3.1	Teilgesättigter Zustand	66
6.3.2	Sättigung	67
6.3.3	Gesättigter Zustand	68
6.4	V_V4 Boden 2	69
6.4.1	Teilgesättigter Zustand	69
6.4.2	Sättigung	70
6.5	V_V5 Boden 1	72
6.5.1	Teilgesättigter Zustand	73
6.5.2	Sättigung	73
6.5.3	Gesättigter Zustand	74
6.6	Zusammenfassung Vorversuche	75
6.6.1	Monoton-Teilgesättigt	76
6.6.2	Dynamisch-Teilgesättigt	77
6.6.3	Dynamisch-Gesättigt	77
6.7	Probleme und Ausblick	78
7	Hauptversuche mit Vorbelastung	79
7.1	Belastung im teilgesättigten Zustand	79

7.1.1	Monoton-Teilgesättigt	80
7.1.2	Dynamisch-Teilgesättigt	81
7.2	H_V1.1 Boden 2	81
7.2.1	Sättigung	81
7.2.2	Gesättigter Zustand	83
7.3	H_V2.1 Boden 1	85
7.3.1	Sättigung	85
7.3.2	Gesättigter Zustand	86
7.4	H_V1.2 Boden 2	88
7.4.1	Sättigung	88
7.4.2	Gesättigter Zustand	89
7.5	H_V2.2 Boden 1	91
7.5.1	Sättigung	91
7.5.2	Gesättigter Zustand	92
8	Hauptversuche ohne Vorbelastung	94
8.1	H_V3.1 und H_V3.2 Boden 2	94
8.1.1	Sättigung	94
8.1.2	Gesättigter (ges) Zustand	95
8.2	H_V4.1 und H_V4.2 Boden 1	97
8.2.1	Sättigung	97
8.2.2	Gesättigter Zustand	98
9	Zusammenfassung Hauptversuche	101
9.1	Hauptversuche mit Vorbelastung	101
9.1.1	Monoton-Gesättigt	101
9.1.2	Dynamisch-Gesättigt	102
9.2	Hauptversuche ohne Vorbelastung	104
9.2.1	Monoton-Gesättigt	104
9.2.2	Dynamisch-Gesättigt	105
9.3	Ergebnisse und Probleme	106
10	Zusammenfassung und Ausblick	109
11	Literaturverzeichnis	111

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1:	„Mud Pumping“ (Kuo et al., 2016)	1
Abb. 2:	Plastizitätsdiagramm von Untergründen mit „Mud Pumping“ lt. Literatur (Aw, 2007).....	3
Abb. 3:	Zyklischer Belastungszustand und in situ Belastungszustand (Attya et al., 2007b).....	6
Abb. 4:	(a) Entwicklung des Porenwasserüberdrucks unter zyklischer Belastung mit und ohne PVDs, (b) Abbau des Porenwasserüberdruckes nach der zyklischen Belastung durch die PVDs; (Attya et al., 2007b)	7
Abb. 5:	Vergleich der Finiten Elemente Berechnung und der experimentellen Messung von (a) Messgeber T1 und (b) Messgeber T2; (Attya et al., 2007b).....	7
Abb. 6:	Abbau des Porenwasserüberdruckes nach Entfernen der Belastung (Attya et al., 2007a).....	8
Abb. 7:	Porenwasserüberdruckverteilung unter der Belastung (Attya et al., 2007a).....	9
Abb. 8:	(a) Porenwasserüberdrücke bei verschiedenen Abständen von PVDs (2 m unter der Trassenmitte), (b) Entwicklung der seitlichen Verschiebungen mit verschiedenen PVD Abständen; (Attya et al., 2007a).....	9
Abb. 9:	Spannungs-Dehnungs Schleifen für zyklisch, weggesteuerte Versuche an kaolinithaltigem Ton ($\sigma'_{vc} = 216$ kPa und $f = 0,1$ Hz) (Mortezaie und Vucetic, 2013)	11
Abb. 10:	Spannungs-Dehnungs Schleifen für zyklisch, weggesteuerte Versuche an kaolinithaltigem Ton ($\sigma'_{vc} = 691$ kPa und $f = 0,001$ Hz) (Mortezaie und Vucetic, 2013)	11
Abb. 11:	Unterschied in der dynamischen Verschlechterung und in der Änderung des Porenwasserdrucks für 2 Versuche mit unterschiedlichen σ'_{vc} und f (Mortezaie und Vucetic, 2013)	12
Abb. 12:	Einfluss der Frequenz f auf Δu^*_N (Mortezaie und Vucetic, 2013)...	13
Abb. 13:	Einfluss der Frequenz f auf die zyklische Verschlechterung t (Mortezaie und Vucetic, 2013).....	13
Abb. 14:	Einfluss der vertikalen Konsolidierungsspannung σ'_{vc} auf die zyklische Verschlechterung t (Mortezaie und Vucetic, 2013)	14
Abb. 15:	Einfluss der Frequenz auf einen umgekehrten, lastgesteuerter Versuch mit einem zyklischen Spannungsverhältnis, welches 5 % an doppelter Dehnungsamplitude (ϵ_{da}) verursacht (Procter und Khaffaf, 1984)...	15
Abb. 16:	Einfluss der Frequenz auf einen umgekehrten, lastgesteuerter Versuch mit einem modifizierten, zyklischen Spannungsverhältnis, welches 5 % an doppelter Dehnungsamplitude verursacht (Procter und Khaffaf, 1984)	16

Abb. 17:	Einfluss der Frequenz auf einen umgekehrten, weggesteuerten Versuch mit einem modifizierten, zyklischen Spannungsverhältnis unter einer doppelten Dehnungsamplitude von 5 % (Procter und Khaffaf, 1984).....	16
Abb. 18:	Zusammenfassend der Einfluss der Frequenz bezogen auf die Minimalwerte von τ/C_u und $\tau/C_{\bar{u}}$ und einer doppelten Dehnungsamplitude von 5 % (Procter und Khaffaf, 1984).....	17
Abb. 19:	Beziehung zwischen der axialen Dehnung und dem Porenwasserdruck unter dynamischer Belastung von anisotropisch und isotropisch konsolidierten undrännierten Ton (Yasuhara et al., 1982).....	18
Abb. 20:	Volumsänderung durch Dilatanz bezogen auf ein effektives Spannungsverhältnis (Yasuhara et al., 1982).....	18
Abb. 21:	Vergleich der axialen Dehnung mit dem effektiven Spannungsverhältnis für den dynamischen und den statischen Belastungsfall unter isotropisch konsolidierten, undrännierten Bedingungen (Yasuhara et al., 1982).....	18
Abb. 22:	Links: Zyklische Festigkeit von anisotropische und isotropisch konsolidierten Tonen, Rechts: Variation des normalisierten, dynamischen Verformungsmodul mit der Dehnungsamplitude; (Yasuhara et al., 1982)	19
Abb. 23:	Porenwasserdruck (links) und Dehnung (rechts) in Abhängigkeit vom zyklischen Spannungsverhältnis (Zhou und Gong, 2001)	20
Abb. 24:	Einfluss der Frequenz (links) und des Spannungsverhältnis (rechts) auf die zyklische Verschlechterung (Zhou und Gong, 2001).....	20
Abb. 25:	Einfluss von OCR auf den normalisierten, zyklischen Porenwasserdruck für Bodenproben (a) RPB und (b) SRK-C/S (Soralump und Prasomsri, 2016).....	22
Abb. 26:	Einfluss von OCR und σ_c' auf die zyklischen Verschlechterung (Soralump und Prasomsri, 2016).....	23
Abb. 27:	Einfluss von OCR auf der zyklischen Verschlechterung (Vucetic und Dobry, 1988)	23
Abb. 28:	Einfluss von γ_c auf t für verschiedene normalkonsolidierte Meertone (Vucetic und Dobry, 1988).....	24
Abb. 29:	Verschmutzungshöhe in Abhängigkeit von ρ_d und der Zeit	25
Abb. 30:	Volumetrischer Wassergehalt und Sättigungsgrad für verschiedene Trockendichten.....	25
Abb. 31:	Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (DIN 18196:2011-05, 2011)	27
Abb. 32:	Einfluss von verschiedenen Feinanteilgehalten auf den Porenwasserüberdruck (Tsai et al., 2010)	28
Abb. 33:	Porenwasserdruckkonturen (kPa) unter einem Gleisschotterpartikel für verschiedene Zeitintervalle ($K_g = 10^2 K_s$); (Alobaidi und Hoare, 1996).....	29
Abb. 34:	Versuchsaufbau (Duong et al., 2014).....	30

Abb. 35:	Testergebnisse für den gesättigten Zustand mit $\rho_{d\text{-initial}} = 1,6 \text{ Mg/m}^3$ und Bilder der Verschmutzungsentwicklung (Duong et al., 2014) ..	31
Abb. 36:	Funktionsweise nach Takatoshi (1997)	31
Abb. 37:	Drei-Phasen-Gemisch Boden	33
Abb. 38:	Erscheinungsformen des Wassers im Boden (nach Plagemann und Langner, 1970)	34
Abb. 39:	Links: Kapillarrohr, Rechts: Jasmin-Rohr;.....	35
Abb. 40:	Porenwinkelwasser der Bodenkörner	35
Abb. 41:	Anziehungsspannungsverlauf der „diffusen Hülle“	36
Abb. 42:	Matrixpotential ψ_m , hydraulisches Potential ψ_H , Gravitationspotential ψ_Z in einer homogenen Bodensäulen bei verschiedenen Wasserbewegungszuständen	37
Abb. 43:	Kapillarwirkung von Böden (Boley, 2012)	37
Abb. 44:	Beziehung zwischen Matrixpotential und Wassergehalt verschiedener Böden.....	38
Abb. 45:	(a) Einfluss der Richtung der Wassergehaltsänderung für verschiedene Böden, (b) Einfluss der Porenengpässe auf diese Hysterese; (Bohne, 1998 in Scheffer und Schachtschabel, 2010)....	39
Abb. 46:	Ausgangsmaterialien: Kornverteilung.....	41
Abb. 47:	Versuchsboden 1 und 2: Kornverteilung	41
Abb. 48:	Proctorkurve für Boden 1 (links) und Boden 2 (rechts); (Wiedemaier, 2018).....	42
Abb. 49:	Prüfstand und Prüfzylinder.....	44
Abb. 50:	Überblick der Versuchsumgebung	44
Abb. 51:	Herstellung einer GSP	45
Abb. 52:	Oben: Bildschirm links für die Prüfstandkontrolle, Bildschirm rechts zur Auswertung der Messdaten (CATMAN Software), Links unten: Datenlogger, Rechts unten: Externes Stromgerät für die TDR-Sonden;	46
Abb. 53:	EC-5 TDR-Sensor von UMS.....	47
Abb. 54:	Links: Schemadarstellung des T5-Sensors (UMS T5, 2009), Rechts: Tensiometer T5 inklusive Teflon-Membran;	50
Abb. 55:	Entlüftung der Tensiometer: (1) Keramikspitzen im entgastem, entionisiertem Wasser, verbunden über Silikonschläuche, (2) Tropfflasche, (3) Vakuumpumpe, (4) Luftentfeuchter, (5) Schutzkappen für die Spitzen;.....	51
Abb. 56:	Wegaufnehmer (1), Kugelhalterung (2);	52
Abb. 57:	Installierter Wegaufnehmer mit eingeschobenen Taster	52
Abb. 58:	Links: Gebrochenes Trockenmaterial, Mitte oben: Einwaage, Mitte unten: Flügelmischer mit Material, Rechts: Abgemischtes Material;	54
Abb. 59:	Von links nach rechts: gesinterte Bronzeplatte, Einbau einer Bodenschicht, Stampfer, Wasserkanister, Sättigungsschläuche, Wasserstand nach der Sättigung;.....	55

Abb. 60:	Schematische Darstellung des Sättigungsverfahrens sowie des Auftriebs.....	56
Abb. 61:	Von links nach rechts: Schlauchspirale, Auffangbehälter, Verdampfungslampe, Ultraschallbecken;	56
Abb. 62:	Links: Schematische Darstellung der Belastung, Rechts: Schematische Radlastausbreitung (Marschnig and Landgraf, 2018);	57
Abb. 63:	Sensoren V_V1	58
Abb. 64:	Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V1 tg	59
Abb. 65:	VWC und PWP für V_V1 Sättigung.....	60
Abb. 66:	Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V1 ges	61
Abb. 67:	Versuchszylinder nach Versuchsende V_V1 ges.....	62
Abb. 68:	Versuchsdetails V_V2.....	62
Abb. 69:	Setzung GSP und σ_v für V_V2 tg.....	63
Abb. 70:	VWC und PWP für V_V2 Sättigung.....	64
Abb. 71:	Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V2 ges	65
Abb. 72:	Versuchsdetails V_V3.....	66
Abb. 73:	Setzung GSP und σ_v für V_V3 tg.....	66
Abb. 74:	VWC und PWP für V_V3 Sättigung.....	67
Abb. 75:	Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V3 ges	68
Abb. 76:	GSP V_V4.....	69
Abb. 77:	Setzung GSP und σ_v für V_V4 tg.....	70
Abb. 78:	VWC und PWP für V_V4 Sättigung.....	71
Abb. 79:	Links: Erosionskanäle, Rechts: Suffusion und Hebung in Böden (Indraratna et al., 2018);.....	72
Abb. 80:	Vlies als neue Filterschicht	72
Abb. 81:	GSP V_V5.....	72
Abb. 82:	Setzung GSP und σ_v für V_V5 tg.....	73
Abb. 83:	VWC und PWP für V_V5 Sättigung.....	74
Abb. 84:	Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V5 ges	75
Abb. 85:	Links: Bezogene GSP-Setzung s/H unter monotoner Belastung, Rechts: Bezogene GSP-Hebung h/H bei der monotonen Entlastung im tg Zustand;.....	76
Abb. 86:	Bezogene GSP-Setzung s/H.....	77
Abb. 87:	Bezogene GSP-Setzung s/H unter dynamischer Belastung im ges Zustand.....	77
Abb. 88:	Adaptiertes Sättigungsverfahren	78
Abb. 89:	Schematische Darstellung des neuen Prüfzylinders.....	79
Abb. 90:	Links: GSP-Setzung s unter monotoner Belastung, Rechts: GSP-Hebung h bei der monotonen Entlastung im tg Zustand;.....	80
Abb. 91:	GSP-Setzung s unter dynamischer Belastung im tg Zustand.....	81
Abb. 92:	GSP H_V1.1.....	81
Abb. 93:	VWC und PWP für H_V1.1 Sättigung.....	82
Abb. 94:	Überlaufsystem H_V1.1.....	83

Abb. 95:	Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V1.1 ges	83
Abb. 96:	H_V1.1 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung	85
Abb. 97:	Sensoren H_V2.1.....	85
Abb. 98:	VWC und PWP für H_V2.1 Sättigung.....	86
Abb. 99:	Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V2.1 ges	87
Abb. 100:	H_V2.1 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung	88
Abb. 101:	GSP H_V1.2.....	88
Abb. 102:	VWC und PWP für H_V1.2 Sättigung.....	89
Abb. 103:	Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V1.2 ges	90
Abb. 104:	H_V1.2 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung	91
Abb. 105:	Links: GSP H_V2.2, Rechts: GSP ab H_V2.2;.....	91
Abb. 106:	VWC und PWP für H_V2.2 Sättigung.....	92
Abb. 107:	Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V2.2 ges	93
Abb. 108:	VWC und PWP für H_V2.1 Sättigung.....	93
Abb. 109:	GSP H_V3.1	94
Abb. 110:	VWC und PWP für H_V3.1 Sättigung (links) und H_V3.2 Sättigung (rechts).....	95
Abb. 111:	Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V3.1 ges (links) und H_V3.2 ges (rechts).....	96
Abb. 112:	H_V3.2 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung	97
Abb. 113:	GSP H_V4.....	97
Abb. 114 :	VWC und PWP für H_V4.1 Sättigung (links) und H_V4.2 Sättigung (rechts).....	98
Abb. 115:	Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V4.1 ges (links) und H_V4.2 ges (rechts).....	99
Abb. 116:	Oberfläche des Versuchsbodens und GSP nach H_V4.2 ges.....	100
Abb. 117:	H_V4.2 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung	100
Abb. 118:	GSP-Setzung s unter monotoner Belastung im ges Zustand.....	102
Abb. 119:	GSP-Setzung s unter dynamischer Belastung im ges Zustand.....	102
Abb. 120:	Oben: Min./Max. PWP von T1 für H_V2.1 und H_V2.2, Mitte: Min./Max. PWP von T2 für H_V1.2, H_V2.1 und H_V2.2, Unten: Auf-und Abbau der PWP und GSP-Setzung über die Zyklen;.....	103
Abb. 121:	GSP-Setzung s unter monotoner Belastung im ges Zustand.....	105
Abb. 122:	GSP-Setzung s unter dynamischer Belastung im ges Zustand.....	105
Abb. 123:	Min./Max. PWP von T1 für H_V4.1 und H_V4.2	106
Abb. 124:	Min./Max. PWP von T2 für H_V4.1 und H_V4.2	106
Abb. 125:	Links: Inhomogene Sättigung, Rechts: Luftpolster;.....	107

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Versuchsparameter der Versuche (Mortezaie und Vucetic, 2013)	11
Tab. 2: Bodenparameter der Versuchsreihe (Soralump und Prasomsri, 2016). 21	
Tab. 3: Einfluss des Tonanteils auf den Verflüssigungswiderstand (nach Gratchev et al., 2005).....	27
Tab. 4: Bodenparameter der Versuchsböden	42
Tab. 5: Versuchsparameter Vorversuche	57
Tab. 6: Δh nach Belastungsende für V_V1 tg.....	59
Tab. 7: Δh nach Belastungsende für V_V2 tg.....	63
Tab. 8: Δh nach Belastungsende für V_V3 tg.....	67
Tab. 9: Δh nach Belastungsende für V_V4 tg.....	70
Tab. 10: Δh nach Belastungsende für V_V5 tg.....	73
Tab. 11: Zusammenfassung Vorversuche	76
Tab. 12: Versuchsparameter Hauptversuche mit Vorbelastung.....	79
Tab. 13: Versuchsparameter Hauptversuche ohne Vorbelastung	94
Tab. 14: Zusammenfassung Hauptversuche mit Vorbelastung.....	101
Tab. 15: Zusammenfassung Hauptversuche ohne Vorbelastung	104
Tab. 16: Überblick Hauptversuche	108

Formelzeichen und Abkürzungen

Kleine Buchstaben

q, q_{cyc}	[kN/m ²]	Zyklische, deviatorische Spannung bzw. durchschnittliche, zyklische Scherspannung
$\Delta u, \Delta u_N$	[kN/m ²]	Aktueller, zyklischer Porenwasserüberdruck
$u^*, \Delta u^*_N, r_u$	[-]	Normalisierter, zyklischer Porenwasserüberdruck
w_L	[%]	Fließgrenze
w_p	[%]	Ausrollgrenze bzw. Plastizitätsgrenze
n, N	[-]	Zyklusanzahl
t	[-]	Verschlechterungsparameter
f	[Hz]	Frequenz
p'	[kN/m ²]	Mittlere, effektive Hauptspannung
e, e_f	[-]	Porenzahl
n	[-]	Porenanteil
w	[%]	Gravimetrischer Wassergehalt
m_d	[g]	Trockenmasse Boden
m_f	[g]	Feuchtmasse Boden
m_w	[g]	Masse Wasser
A	[cm ²]	Querschnittsfläche Versuchszylinder
d	[cm]	Durchmesser Versuchszylinder
$h, \Delta h$	[cm]	Elastischer Anteil GSP-Setzung (Hebung)
t	[s]	Zeit
s, s_{GSP}	[mm]	Setzung GSP
tg, ges	[-]	Teilgesättigt, gesättigt

Große Buchstaben

PWP	[hPa]	Porenwasserdruck
VWC	[%]	Volumetrischer Wassergehalt
GSP	[-]	Gleisschotterplatte
LW	[-]	Lastwechsel

CSR	[-]	Zyklische Spannungsverhältnis
I_p	[%]	Plastizitätsindex
K_0	[-]	Konsolidierungsbeiwert
V	[cm ³]	Gesamtvolumen oder Schichtvolumen Boden
V_p	[cm ³]	Porenvolumen Boden
V_k	[cm ³]	Kornvolumen Boden
V_w	[cm ³]	Wasservolumen Boden
V_a	[cm ³]	Luftvolumen Boden
S_r	[%]	Sättigungsgrad Boden
K_a	[-]	Dielektrizitätskonstante
H	[cm]	Probenhöhe
F_U	[kg, kN]	Auftriebskraft
F_A	[kg, kN]	Auflast
G	[kg, kN]	Eigengewicht Boden

Kleine griechische Buchstaben

σ_1, σ_v	[kN/m ²]	Vertikalspannung
σ_3	[kN/m ²]	Seitenspannung
$\sigma'_3,$ σ'_{ho}	[kN/m ²]	Effektive Seitenspannung bzw. Horizontalspannung
$\sigma'_{vo},$ $\sigma'_{vc},$ $\sigma'_{c_s},$ σ'_1	[kN/m ²]	Effektive, anfängliche Überlagerungsspannung/Seitenspannung/Konsolidierungsspannung bzw. effektive Vertikalspannung
δ	[-]	Verschlechterungsindex
γ_c, ϵ_{da}	[%]	Zyklische Dehnungsamplitude der Scherdehnung
τ_c, τ	[kN/m ²]	Zyklische Spannungsamplitude der Scherspannung bzw. zyklische maximale Scherspannung
ρ_f	[g/cm ³]	Feuchtdichte Boden
ρ_d	[g/cm ³]	Trockendichte Boden
ρ_s	[g/cm ³]	Korndichte
ρ_w	[g/cm ³]	Wasserdichte $\hat{=} 1 \text{ g/cm}^3$
γ_w	[N/cm ³]	Wasserwichte
θ	[%]	Volumetrische Wassergehalt

1 Einleitung

Wird ein feinkörniger Untergrund mit einem hohen Sättigungsgrad und einer geringen Durchlässigkeit zyklischen Belastungen unter undrÄnirten Bedingungen durch Eisenbahnüberfahrten ausgesetzt, werden Porenwasserüberdrücke generiert. Dabei sinkt die Scherfestigkeit des Untergrunds und es kommt zum „Aufweichen“ des Bodens. Durch die im Untergrund entstandene hydraulische Druckdifferenz bzw. dem Abbau der Porenwasserdrücke (PWP) kann es zu einem Feinteiltransport vom Untergrund in den Gleisschotter, dem sogenannten „Mud Pumping“ kommen (Abb. 1). (Kuo et al., 2016)



Abb. 1: „Mud Pumping“ (Kuo et al., 2016)

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Mud Pumping“ (Projektleiter DI Christopher Krammer) werden physikalische Laborversuche mittels eines Prüfstands im bodenmechanischen Labor des IBG durchgeführt. Dabei wird ein Zylinder mit verschiedenen Versuchsböden und mit unterschiedlichen Wassergehalten eingebaut. Eine Belastung erfolgt sowohl im teilgesättigten Zustand, als auch im gesättigten Zustand. Der Einbau sowie die Sättigung der Versuchsböden für die gesättigten Versuche läuft analog der Masterarbeit von Wiedemaier (2018) ab. Diese lehnt am Sättigungsverfahren nach Duong et al. (2014) an. Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Durchführung der Laborversuche für diese gesättigten Versuche. Dabei werden 2 Hauptziele definiert. Während einer Vorversuchsreihe werden die Probleme, welche bei der Durchführung eines realitätsgetreuen Laborversuchs auftreten, ermittelt und gelöst. Dabei kommt es zur Optimierung der Gleisschotterplatte (GSP). Einerseits soll das seitliche Hochschieben des Bodenmaterials zwischen Zylinder und GSP während der Belastung im gesättigten Zustand verhindert werden und andererseits soll dabei die Reibung zwischen Zylinder und GSP minimal bleiben. Ein weiterer wichtiger Punkt ist, um eine homogenere Sättigung zu erreichen und eine Reproduzierbarkeit der Versuche zu erzeugen, das vorhandene Sättigungsverfahren zu optimieren. Das Sättigungsverhalten ist unter anderem von der Korngrößenverteilung, dem Einbau, dem Sättigungsgrad, den hydraulischen Eigenschaften des Bodens, der Lagerungsdichte, dem hydraulischen Gradienten, dem Versuchsaufbau sowie der Versuchsdurchführung abhängig und daher schwer vorhersehbar. Im Anschluss wird während einer Hauptversuchsreihe näher auf die Änderung der Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP eingegangen. Mit speziellen, im Zylinder eingebauten Sensoren wird der Porenwasserdruck, die Setzung der GSP sowie der volumetrische Wassergehalt (VWC) gemessen und die Versuchsergebnisse ausgewertet und interpretiert.

2 Phänomen „Mud Pumping“

Um der steigenden Nachfrage im Güterverkehr wie auch Personenverkehr nachzukommen, sind Züge zu einem der beliebtesten und wirtschaftlichsten Transportmittel geworden. Neben dem Abrieb des Gleisschotters und der generellen Gleisschotterverschmutzungen ist eine regelmäßig erforderliche Instandhaltung des Eisenbahnschotters zusätzlich auf das sogenannte „Mud Pumping“ zurückzuführen. „Mud Pumping“ tritt dort auf, wo es zu einer Art „Verflüssigung“ von Böden kommt und eine Feinteil-/Wasser Suspension in das Gleisschotterpaket gelangt. Dabei kommt es zur Bildung von Schlammstellen im Gleisschotter und somit zu lokalen Fahrbahninstabilitäten. Diese Schlammansammlungen sind während Trockenperioden verfestigt und erscheinen während der Regenperioden als Suspension (Aw, 2007). Es kommt zu Steifigkeitsunterschieden, zu damit verbundenen differenziellen Setzungen und lokalen Schäden entlang der Trasse während Trockenperioden sowie Instabilitäten und dem erneuten Materialtransport während Regenperioden (Kuo et al., 2016). (Abeywickrama et al., 2018)

Besonders im asiatischen und australischen Raum wurden bereits mehrere Untersuchungen zum Thema „Mud Pumping“ durchgeführt. In Australien führt ein Großteil der Eisenbahntrassen entlang der Küste, wo zumeist ein hoher Grundwasserspiegel und ein feinkörniger Untergrund vorhanden sind und daher die Voraussetzungen für ein „Mud Pumping“ Problem gegeben sind. Dort erreichen die Schwerlastzüge Achslasten von mehr als 25 t pro Achse und Geschwindigkeiten über 150 km/h. Durch eine stetige Erhöhung der Achslasten und der Geschwindigkeiten kommt es zu immer mehr Problemen mit der Eisenbahntrasse. Dazu zählen unter anderem eine immer größere Gleisschotterabnutzung und das Problem „Mud Pumping“, wobei letzteres als essentiell betrachtet wird und besonders bei gesättigten, feinkörnigen Böden bzw. einem hohen natürlichen Wassergehalt auftritt. Generell werden kohäsive, tonhaltige Böden als nicht verflüssigbar eingestuft. Jedoch zeigen einige Gebiete von dokumentierten „Mud Pumping“-Fällen, dass auch kohäsive Böden derart aufweichen können, dass es zu „Mud Pumping“-Effekten kommt bzw. kommen kann. Abb. 2 zeigt das Plastizitätsdiagramm des Untergrunds von dokumentierten „Mud Pumping“-Erscheinungen aus der Literatur. Erkennbar ist, dass auch Unterböden wie mittel bis gering plastische Tone anfällig sind. In Australien kommt es laut ARC.gov.au (2018) aufgrund dieses Phänomens jährlich zu Schäden am Netzwerk der Schwerlastzüge in Höhe von einigen Millionen Dollar. Auch in anderen Ländern wie z.B. Indien und China werden jährlich einige 100 Millionen Dollar in die Instandhaltung der Trassen investiert (Indraratna, Salim, et al., 2011). Das Risiko einer Entgleisung ab einer bestimmten Geschwindigkeit wird durch „Mud Pumping“, aufgrund der auftretenden Steifigkeitsunterschieden entlang der Trasse, ebenso erhöht. Für viele Gebiete Australiens, speziell im Gebiet NSW (North South Wales), wurde dies zu einem Hauptproblem. Die Züge müssen dort ihre Geschwindigkeit auf bis zu 60 km/h reduzieren. (Abeywickrama et al., 2018)

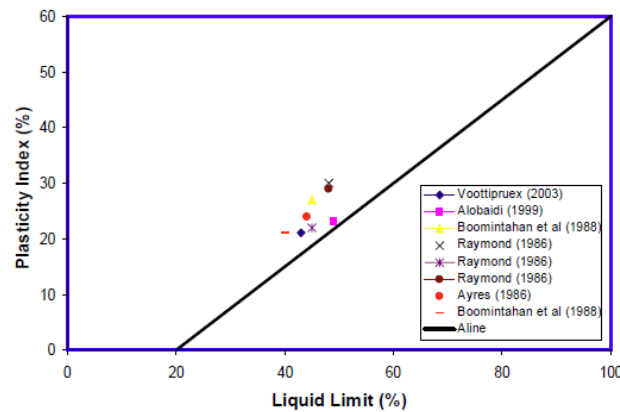


Abb. 2: Plastizitätsdiagramm von Untergründen mit „Mud Pumping“ lt. Literatur (Aw, 2007)

2.1 Zyklische Belastung des weichen Untergrunds

Einer der wesentlichen Faktoren, welche das Auftreten des Phänomens verursacht, ist das zyklische Spannungsverhältnis CSR (= Cyclic Stress Ratio). Definiert nach Kalafat et al. (2003) sowie Sağlam und Bakir (2014):

$$CSR = \frac{q_{cyc}}{2\sigma'_3} \quad (1)$$

Dabei steht q_{cyc} für die zyklische, deviatorische Spannung als Differenz der vertikalen Spannung (σ_1 bzw. σ'_1) zur Seitenspannung (σ_3 bzw. σ'_3), welche durch die Zugbelastung ermittelt wird. σ'_3 ist die effektive, anfängliche Seitenspannung (vor der Zugbelastung). Tsai et al. (2010) und Attya et al. (2007b) definieren CSR wie folgt:

$$CSR = \frac{q_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \quad (2)$$

q_{cyc} ist wiederum die zyklische, deviatorische Spannung ($\sigma_1 - \sigma_3$) bzw. die durchschnittliche, zyklische Scherspannung und σ'_{vo} die effektive, anfängliche Überlagerungsspannung (Konsolidierungsspannung) des Bodens vor der Zugbelastung (schematische Darstellung siehe Abb. 3).

Die zyklische Belastung kann das Verhalten des Bodens beeinflussen und hängt neben den Achslasten und der Zuggeschwindigkeit auch noch von der Spurweite ab. Die Belastungsfrequenz hängt nicht nur von der Zuggeschwindigkeit, sondern auch von der Waggonlänge, dem Fahrwerktyp und dem Achsabstand ab. (Liu und Xiao, 2009)

Die Belastungszeit und die Dauer der Überfahrtpausen können die Drainagebedingungen beeinflussen. Das heißt bei kurzer, zyklischer Belastung und undrännierten Untergrundbedingungen ist kein vollständiger Abbau des Porenwasserüberdrucks möglich (Saveur, 2003). Jedoch kann es bei längeren zyklischen Belastungen zu

teilweise dränierten Bedingungen kommen (Hyodo et al., 1992). Dabei kommt es zu einem Auf- und Abbau des Wasserdrucks während jedes Zyklus. Weiters spielen hier auch die Zugpausen zwischen den einzelnen Zugüberfahrten eine gewisse Rolle.

Werden weiche Tonböden wiederholten Belastungen ausgesetzt, ist das Spannungs-/Dehnungsverhalten in der Regel nicht linear. Im Vergleich zu statisch belasteten Böden versagen diese bereits bei geringen zyklischen Spannungen (Attya et al., 2007a). Die axialen Verformungen und der erzeugte Porenwasserüberdruck sind dabei oftmals höher als bei statischen Belastungen (Loh und Nikraz, 2012).

Die undrained Festigkeit von gesättigten Tonen hängt besonders von der Belastungsrate ab. Steigt dabei die Verformungsrate, erhöht sich auch die undrained Scherfestigkeit (Ni, 2012; Richardson und Whitman, 1963). Die Scherfestigkeit ist unter hohen Frequenzen höher als bei niedrigen Frequenzen (Nieto Leal und Kaliakin, 2016). Die großen Scherverformungen über die Zeit führen zu einer Umstrukturierung des Bodens und zum Aufbau von Porenwasserüberdrücken, welche einen kritischen Verlust der Scherfestigkeit zur Folge haben (Kalafat et al., 2003).

2.2 Zyklischer Porenwasserdruck

Bei der zyklischen Belastung von weichen, kohäsiven Böden mit einer niedrigen Durchlässigkeit kann das Spannungs-/Dehnungsverhalten beeinflusst und ein Porenwasserüberdruck aufgebaut werden. Dies führt zu einem signifikanten Verlust der Festigkeit und Steifigkeit. (Indraratna, Salim, et al., 2011; Matasovic und Vucetic, 1995)

Zugstrecken erfahren zwischen den zyklischen Belastungen immer eine Belastungspause. Die Versuchsergebnisse von Indraratna, Rujikiatkamjorn, et al. (2011) zeigen, dass bei neuen Strecken diese Pause zumindest 2 Stunden betragen sollte, um den Abbau des PWP zu ermöglichen. Ähnliche Ergebnisse sind in Abb. 4 (b) und Abb. 6 ersichtlich.

Um eine bessere Vergleichbarkeit von Versuchsergebnissen verschiedener Autoren zu erhalten, wurde in der Literatur der normalisierte Porenwasserüberdruck u^* eingeführt. Attya et al. (2007b) und auch Attya et al. (2007a) definieren u^* wie folgt:

$$u^* = \frac{\Delta u}{\sigma_{vo}'} \quad (3)$$

Dabei ist Δu der aktuelle Porenwasserüberdruck und σ_{vo}' die der effektive, anfängliche Überlagerungsdruck (Seitenspannung, Konsolidierungsspannung).

Erreicht der Porenwasserüberdruck die Konsolidierungsspannung bzw. wird diese überstiegen, heben sich die Korn-zu-Korn-Spannungen auf ($\sigma' = \sigma - u = 0$) und es

kommt zu einer Art „Verflüssigung“ bzw. Aufweichung des Bodens. Der bei Versagen auftretende PWP wird als kritischer PWP bezeichnet. (Ni, 2012)

Nach Wilson und Greenwood (1974) ist die Beziehung zwischen den Porenwasserdrücken und den axialen Verformungen linear. Zudem gibt es eine elastische und eine plastische Komponente des PWP. Die elastische Komponente des PWP ist proportional zur elastischen Verformung. Analog dazu ist die plastische Komponente des PWP proportional zur plastischen Verformung, jedoch mit einem unterschiedlichen konstanten Faktor.

2.3 Einflussfaktoren der Porenwasserdruckbildung

In vielen Küstenregionen Australiens, unter anderem am Küstengürtel und im zentralen Teil von „NSW“, befinden sich weiche Tonformationen bis zu einer signifikanten Tiefe. Diese Böden sind speziell durch eine geringe Tragfähigkeit sowie großen Setzungen geprägt. (Attya et al., 2007b)

Die schnelle Urbanisierung der Küstenregionen macht eine Bebauung der schlechten Untergrundformationen unvermeidbar (Attya et al., 2007a). Die dynamischen Belastungen, die an den Küsten entlangfahrenden Züge generieren hohe Porenwasserüberdrücke (Attya et al., 2007a). Kann sich dieser Druck nicht abbauen, kommt es zu einer Reduktion der Tragfähigkeit des Bodens, was zu „Mud Pumping“ und zur Bildung von punktuellen Instabilitäten in der Gleiskonstruktion führt. (Attya und Indraratna, 2006).

Wird Sand zyklisch belastet, kann es zu einem signifikanten Verlust von Festigkeit und Steifigkeit und zur Verflüssigung kommen. Gesättigter Ton mit einer hohen Plastizität hingegen verliert nur einen Teil seiner anfänglichen Steifigkeit und Festigkeit. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Die Bildung des Porenwasserdrucks wird neben den Untergrundbedingungen von den sogenannten zyklischen Belastungsfaktoren beeinflusst. Diese beinhalten die zyklische Spannung, die Belastungsfrequenz, die Zyklenanzahl und die Drainagebedingungen. Die Plastizität, der Anteil an Feinmaterial, die Seitenspannung (Konsolidierungsspannung), der Überkonsolidierungsgrad und der Wassergehalt können die Eigenschaften des Bodens unter zyklischer Belastung beeinflussen. (Abeywickrama et al., 2018)

2.3.1 Drainagebedingungen

Der Porenwasserüberdruck, welcher sich durch die dynamischen Belastungen rasch aufbaut bzw. aufbauen kann, verringert die effektiven Spannungen und erhöht somit die Wahrscheinlichkeit des Bodenversagens. Um den Porenwasserüberdruck und die anfänglichen bzw. endgültigen Setzungen zu kontrollieren, werden Bodenverbesserungsmethoden als erforderlich erachtet (Kaynia et al., 2005).

Als weitverbreitete Methode dient die Stabilisierung durch die Verwendung von vorgefertigten Vertikaldränagen (Prefabricated Vertical Drains = PVDs) in Verbindung mit einer Vorbelastung (Indraratna et al., 1994, 2003). Das Ziel dabei ist es, einen Großteil der erwarteten Setzungen durch eine schnelle radiale Konsolidierung, vorwegzunehmen. Das Ergebnis ist unter anderem eine Verbesserung der Scherfestigkeit des Bodens. (Attya et al., 2007b)

Attya et al. (2007b) führten eine Reihe von Versuchen durch, welche auf Attya et al. (2007a) aufbauen. Dabei wurde das dynamische Verhalten von abgelagerten, tonhaltigen ($40\% < 2\ \mu\text{m}$) Böden aus dem NSW-Gebiet in Australien mittels großer Triaxialversuche untersucht. Die Fließgrenze w_L liegt bei einem Wert von 69 % und der Plastizitätsindex I_p ($I_p = w_L - w_p$) betrug 40 %. Nach einer Vorbelastung mit einem Konsolidierungsbeiwert K_0 von 0,6, wobei sich K_0 aus dem Verhältnis von effektiver Horizontalspannung σ_{ho}' zu effektiver Vertikalspannung σ_{vo}' ergibt, wurde die Bodenprobe mit einer Frequenz von 5 Hz und einem zyklischen Spannungsverhältnis CSR laut Formel (1) bzw. Formel (2) von 0,6 belastet. Abb. 3 zeigt die vorhandenen Belastungszustände. Eine Längsdränage in Probenmitte sowie eine poröse Platte auf der Oberseite erlauben die Wasserdruckentlastung. Die Dränage an der Oberseite der Probe wurde jedoch erst nach dem Hochfahren des Hydraulikstempels am Ende der zyklischen Belastung funktionsfähig. (Attya et al., 2007b)

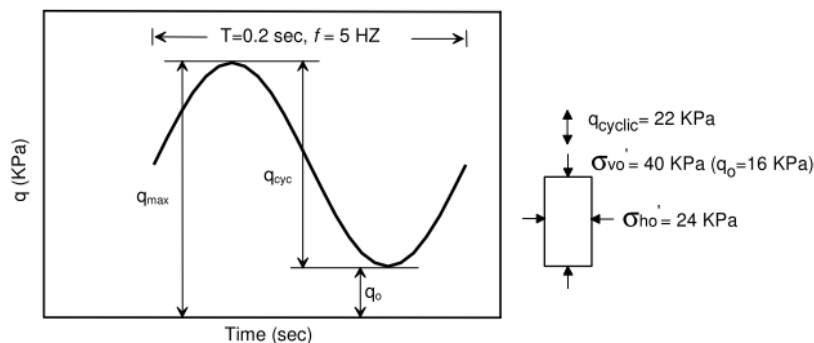


Abb. 3: Zyklischer Belastungszustand und in situ Belastungszustand (Attya et al., 2007b)

Die folgenden Abbildungen werden durch den normalisierten Porenwasserüberdruck u^* laut Formel (3) beschrieben. Abb. 4 (a) zeigt den Aufbau des Porenwasserüberdrucks mit und ohne PVDs inklusive eines Vergleichs mit verfügbaren Daten aus der Literatur, von dynamischen Belastungen unter undrännierten Bedingungen, das heißt ohne PVDs (Miller et al., 2000). Diese beiden Darstellungen zeigen, dass die PVDs eindeutig dazu beitragen den Aufbau des Porenwasserüberdruckes zu kontrollieren und somit den weichen Untergrund auch bei einer zyklischen Belastung zu verbessern. Die Stabilität des Bodens wird dadurch erhöht (Attya et al., 2007a). Während der Belastung kommt es aufgrund der Wirkung der PVDs zu einem geringeren Aufbau des Porenwasserüberdrucks. Zusätzlich wird ein potentiell, schnelles Scherversagen (siehe Abb. 4 (a) mit einem $CSR = 0,6$ und ohne PVDs) reduziert. Die PVDs tragen eindeutig zum Abbau des Porenwasserdrucks

am Ende der Belastung bei. Damit wird der Boden, speziell unter gesättigten Bedingungen (Attya et al., 2007a), widerstandsfähiger gegenüber dem nächsten Belastungszustand. Dies ist zum Beispiel bei wiederholten Zugüberfahrten der Fall. Eine wichtige Rolle beim Abbau des Porenwasserdrucks spielt die Dränagierlänge. Wie sich in Abb. 4 erkennen lässt, hat der Porenwasserdrucksensor T1 den kürzeren Dränagierungsweg als T2 und somit eine schnellere Abbaurrate des Porenwasserdrucks. (Attya et al., 2007b)

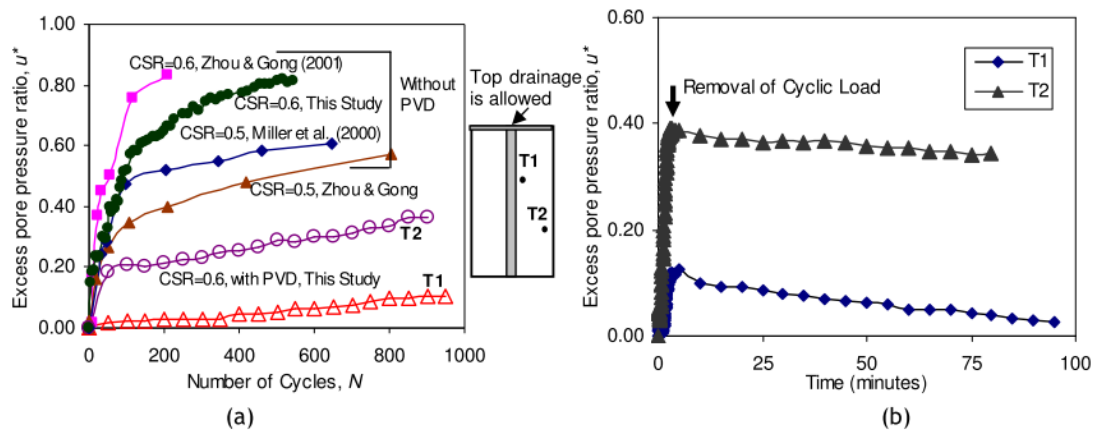


Abb. 4: (a) Entwicklung des Porenwasserüberdrucks unter zyklischer Belastung mit und ohne PVDs, (b) Abbau des Porenwasserüberdrucks nach der zyklischen Belastung durch die PVDs; (Attya et al., 2007b)

Zusätzlich führten Attya et al. (2007b) noch achsensymmetrische Finite Elemente Analysen durch. Abb. 5 zeigt den Vergleich der Finiten Elemente Berechnung mit der experimentellen Messung. Das numerische Verfahren zeigt die Schwankung des PWP. Die Schwankungsbreite, das heißt die Differenz zwischen oberer und unterer Begrenzungslinie, definiert den abbaubaren (elastischen) Anteil des Porenwasserüberdrucks. Die untere Begrenzungslinie entspricht dem irreversiblen (plastischen) Anteil des Porenwasserüberdrucks. Beim praktischen Versuch wurden nur die plastischen Porenwasserüberdrücke gemessen, da bei der Belastungsfrequenz ein „Rauschen“ der Messdaten vorhanden war.

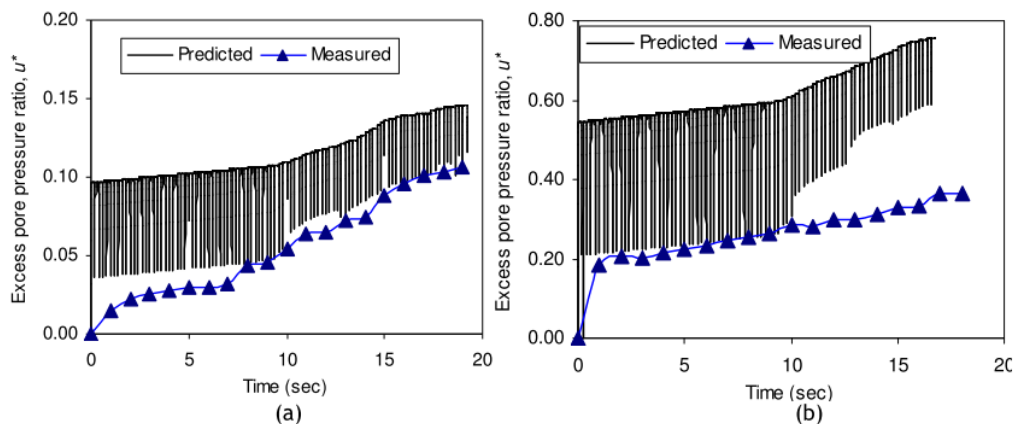


Abb. 5: Vergleich der Finiten Elemente Berechnung und der experimentellen Messung von (a) Messgeber T1 und (b) Messgeber T2; (Attya et al., 2007b)

Diese in Attya et al. (2007b) dargestellten Resultate zeigen, dass Eisenbahntrassen von der Installation von PVDs in weichen Untergrundformationen profitieren. Es

wird das Risiko des Auftretens eines undrännierten Versagens und der Bodensupensionsbildung unter hohen Porenwasserüberdrücken reduziert.

Attya et al. (2007a) zeigen die Vorgängerversuche zu Attya et al. (2007b). Die Randbedingungen der beiden Versuchsreihen waren annähernd ident. Dabei wurde auch eine Belastungsfrequenz von 5 Hz verwendet. Dies entspricht einer in Australien gängigen Zuggeschwindigkeiten von 80 – 100 km/h. Die Anzahl der Belastungszyklen liegt wiederum bei $N = 1000$. Dies entspricht der Länge einer Zugüberfahrt von etwa 3 Minuten. In Abb. 6 ist der Abbau des Porenwasserüberdrucks von T1 bis T4 nach Beendigung der Belastung ersichtlich. Besonders markant ist der sprunghafte, schnelle Abbau der Sensoren T1 und T3, welcher auf den unterschiedlichen Dränageweg zurückzuführen ist. (Attya et al., 2007a)

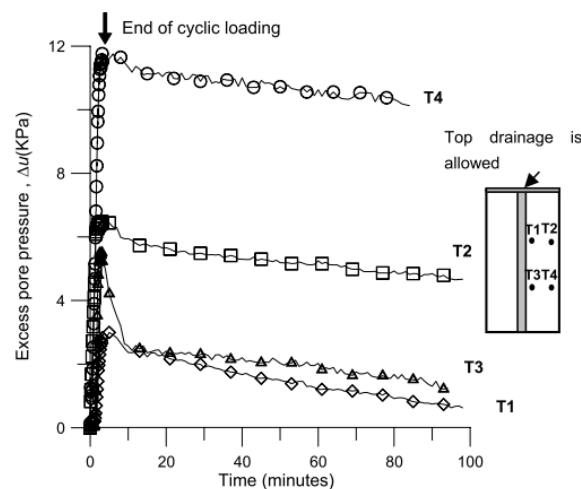


Abb. 6: Abbau des Porenwasserüberdruckes nach Entfernen der Belastung (Attya et al., 2007a)

Auch Attya et al. (2007a) führten numerische Studien mit FEM durch und kamen dabei zu der Erkenntnis, dass sich der Porenwasserüberdruck nur auf die ersten 6 – 8 m ausbreitet (Abb. 7). In diesem Zusammenhang könnte eine Bodenstabilisierung mit kurzen PVDs und ohne einer Vorbelastung des Untergrunds ausreichend sein. Die Simulation wurde mit kurzen PVDs (5 – 8 m) und einem Abstand von 1,5 m und 2 m durchgeführt. Neben dem schnelleren Abbau der Porenwasserüberdrücke (Abb. 8 (a)) werden auch die seitlichen Verformungen beschränkt (Abb. 8 (b)) und die meisten volumetrischen Dehnungen entsprechen den vertikalen Dehnungen. Das bedeutet, wird der Untergrund nicht vorbelastet, reichen kurze PVDs aus um den Porenwasserüberdruck unter der Eisenbahntrasse abzubauen. Zusätzlich wird die seitliche Verformung beschränkt und die Stabilität erhöht. Kann jedoch eine Vorbelastung ausgeführt werden, können tiefere Formationen durch längere PVDs stabilisiert werden.

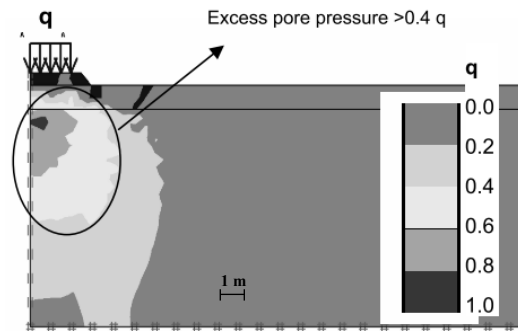


Abb. 7: Porenwasserüberdruckverteilung unter der Belastung (Attya et al., 2007a)

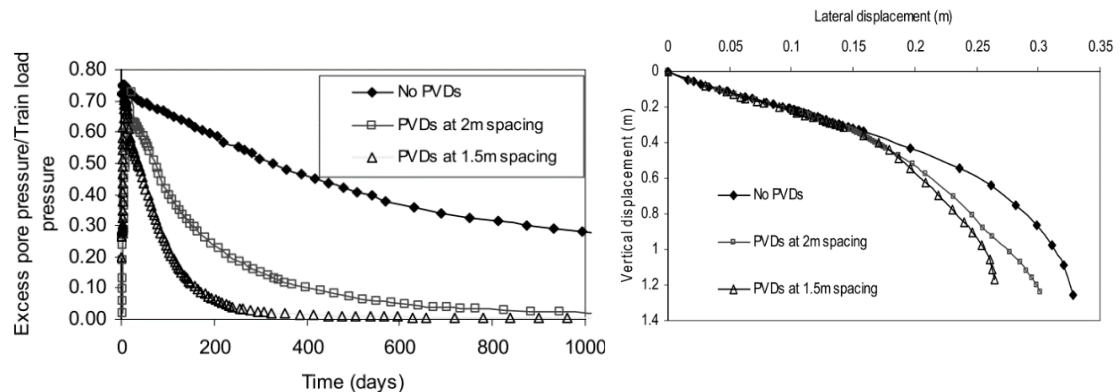


Abb. 8: (a) Porenwasserüberdrücke bei verschiedenen Abständen von PVDs (2 m unter der Trassenmitte), (b) Entwicklung der seitlichen Verschiebungen mit verschiedenen PVD Abständen; (Attya et al., 2007a)

2.3.2 Frequenz und vertikale Belastung

Mortezaie und Vucetic (2013) führten mit Hilfe des „Norwegian Geotechnical Institute (NGI) einfachen, weggesteuerten Scherversuchs“ Versuche durch, welche sich mit dem Einfluss der Frequenz f und der effektiven, vertikalen Konsolidierungsspannung σ'_{vc} auf den zyklischen Porenwasserdruck beschäftigten. In Tab. 1 sind die Versuchsparameter der durchgeführten Versuche dargestellt.

Untersucht wurde ein im Labor vorbereiteter kaolinhaltiger Ton mit einem Plastizitätsindex I_p von 28 % und einer Fließgrenze w_L von 61 %. Nach Casagrande liegt dieser Boden zwischen einem hochplastischen Ton und einem hochplastischen Schluff. Einige zyklische, weggesteuerte Versuche aus der Literatur zeigen, dass Ton mit einem höheren Plastizitätsindex und einem höheren Überkonsolidierungsverhältnis ($OCR = \text{Over Consolidation Ratio}$) eine kleinere Verschlechterung der Scherfestigkeit erfährt. Sie zeigen auch, dass bei kleinen zyklischen Dehnungsamplituden eine dauerhafte Änderung des zyklischen Porenwasserdrucks praktisch nicht gegeben ist. Dies geschieht bei einem bestimmten Schwellenwert. Dabei gibt es einen Bereich des Schwellenwerts der Dehnungsamplitude γ_c , welcher zwischen 0,01 % und 0,1 % liegt und allgemein mit dem Plastizitätsindex steigt (Vucetic, 1994). In Zusammenhang mit der Verschlechterung des Bodens bei zyklischen, weggesteuerten Versuchen sind zwei Parameter zu definieren. Zum einen der zyk-

liche Verschlechterungsindex δ und zum anderen der Verschlechterungsparameter t . Diese beiden Parameter wurden von Idriss et al. (1978) eingeführt. Für lastgesteuerte Versuche kann die Verschlechterung durch den Verschlechterungsindex δ^* dargestellt werden. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

$$\delta = \frac{G_{SN}}{G_{S1}} = \frac{\tau_{cN}/\gamma_c}{\tau_{c1}/\gamma_c} = \frac{\tau_{cN}}{\tau_{c1}} \quad (4)$$

$$t = -\frac{\log \delta}{\log N} \quad (5)$$

$$\delta^* = \frac{G_{SN}}{G_{S1}} = \frac{\tau_c/\gamma_{cN}}{\tau_c/\gamma_{c1}} = \frac{\gamma_{c1}}{\gamma_{cN}} \quad (6)$$

N	Zyklusanzahl [-]
G_{SN}	Schermodul der Sekante für Zyklus N [kN/m ²]
G_{S1}	Schermodul der Sekante für 1. Zyklus [kN/m ²]
γ_c	Zyklische Dehnungsamplitude der Scherdehnung [%]
γ_{cN}	Zyklische Scherdehnung für Zyklus N [%]
γ_{c1}	Zyklische Scherdehnung für 1. Zyklus [%]
τ_c	Zyklische Spannungsamplitude der Scherspannung [kN/m ²]
τ_{cN}	Zyklische Scherspannung für Zyklus N [kN/m ²]
τ_{c1}	Zyklische Scherspannung für 1. Zyklus [kN/m ²]

Dabei steht G_{SN} für den Schermodul nach einer bestimmten Zyklusanzahl und G_{S1} für den Schermodul nach dem ersten Zyklus. Die verwendeten Bodenproben wurden auf den in situ vorherrschenden Spannungszustand konsolidiert. Es handelt sich um NGI-DSS Versuche mit konstantem Volumen (diese sind undrännierten Versuchen gleichwertig). Um dieses Volumen konstant zu halten wird die vertikale Spannung variiert und eine Dränage der Probe ermöglicht. Das heißt der eigentliche Porenwasserdruck ist Null. Die Änderung der Vertikalspannung entspricht dabei der Änderung des Porenwasserdrucks Δu , welcher sich bei einem echten undrännierten Versuch entwickelt hätte (Dyvik et al., 1987). Daher wird Δu hier als die gleichwertige Porenwasserdruckänderung bezeichnet. Die in dieser Versuchsreihe verwendeten Frequenzen f sind 0,1, 0,01 und 0,001 Hz. Diese Frequenzen wurden aufgrund einer kritischen Frequenz von 0,5 Hz (Versuche mit Sand) ausgewählt. Das in dieser Versuchsreihe verwendete Frequenzband ist auf eine große Anzahl bodendynamischer Probleme anwendbar. Die Ergebnisse können bis zu einer Frequenz von 1 Hz extrapoliert werden. Allgemein beinhalten diese scheinbar kleinen Frequenzen die Bandbreite der zyklischen Belastungen (große Meereswellen) von küstennahen Bauten. Die dazugehörigen Dehnungsamplituden wurden aufgrund bestimmter Schwellwerte ausgewählt. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Abb. 9 und Abb. 10 zeigen die zyklische Verschlechterung anhand von Spannungs-Dehnungs Schleifen. Wird eine Sekante in die Schleife des jeweiligen Zyklus gelegt, so erkennt man deutlich die Reduktion des Schermoduls G_{SN} mit steigender Zyklenanzahl. Neben der Reduktion der Spannungsamplitude τ_{cN} kommt es zu einer Erhöhung des Porenwasserüberdrucks Δu mit steigender Versuchsdauer. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Tab. 1: Versuchsparmeter der Versuche (Mortezaie und Vucetic, 2013)

γ_c (%)	σ'_{vc}	f	Fastest			Medium			Slowest				
			Void ratio, e	σ'_{vc} (kPa)	t	Void ratio, e	σ'_{vc} (kPa)	t	Void ratio, e	σ'_{vc} (kPa)	t		
0.1	Low	0.1%-Lo-Fa	1.32	219	0.060	0.1%-Lo-Me	1.33	215	0.041	0.1%-Lo-SI	1.32	220	0.029
	High	0.1%-Hi-Fa	1.07	677	0.042	0.1%-Hi-Me	1.09	691	0.033	0.1%-Hi-SI	1.08	680	0.022
0.25	Low	0.25%-Lo-Fa	1.34	217	0.109	0.25%-Lo-Me	1.39	217	0.087				
	High	0.25%-Hi-Fa	1.11	684	0.083	0.25%-Hi-Me	1.13	681	0.070				
0.5	Low	0.5%-Lo-Fa	1.35	216	0.157	0.5%-Lo-Me	1.36	217	0.133	0.5%-Lo-SI	1.40	220	0.092
	High	0.5%-Hi-Fa	1.07	688	0.098	0.5%-Hi-Me	1.12	689	0.082	0.5%-Hi-SI	1.13	691	0.065

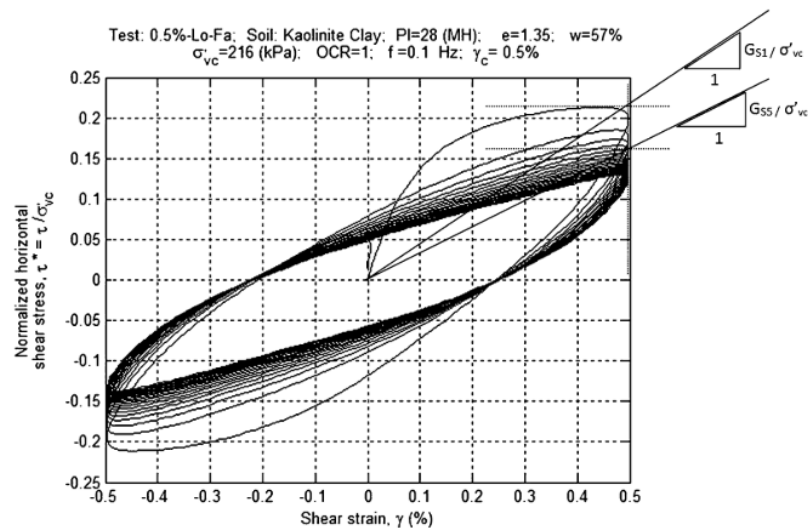


Abb. 9: Spannungs-Dehnungs Schleifen für zyklisch, weggesteuerte Versuche an kaolinhaltigem Ton ($\sigma'_{vc} = 216$ kPa und $f = 0,1$ Hz) (Mortezaie und Vucetic, 2013)

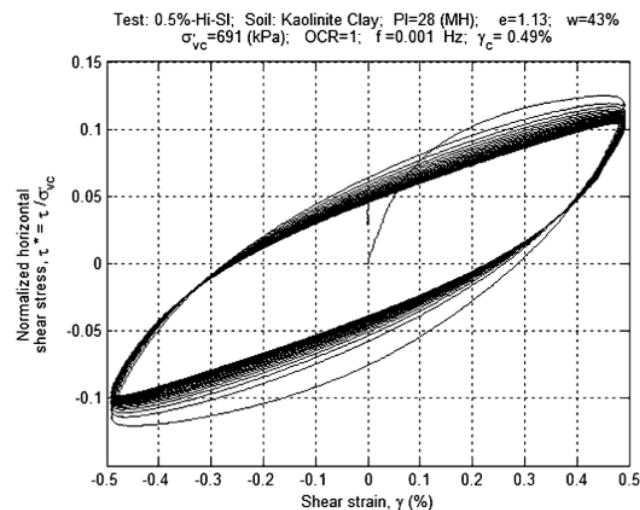


Abb. 10: Spannungs-Dehnungs Schleifen für zyklisch, weggesteuerte Versuche an kaolinhaltigem Ton ($\sigma'_{vc} = 691$ kPa und $f = 0,001$ Hz) (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Abb. 11 zeigt, dass der Unterschied des normalisierten, gleichwertigen Porenwasserdrucks Δu^*_N ($\triangleq u^*$ oder r_u) sehr klein ist und somit keine genauere Aussage über den Einfluss der vertikalen Konsolidierungsspannung σ'_{vc} und der Belastungsfrequenz f getroffen werden kann. Jedoch ist der Unterschied der Verschlechterungsparameter t signifikant. Versuch Hi-SI weist einen Wert von $t = 0,065$ auf. Im Vergleich dazu ist t beim Versuch Lo-Fa mit $0,157$ um einiges höher. Dies weist darauf hin, dass die Verschlechterung von σ'_{vc} , f oder von beiden Faktoren beeinflusst wird. Ähnlich wie in Formel (3) definieren Mortezaie und Vucetic (2013) Δu^*_N wie folgt. Dabei entspricht Δu_N dem zyklischen PWP.

$$\Delta u^*_N = \frac{\Delta u_N}{\sigma'_{vc}} \quad (7)$$

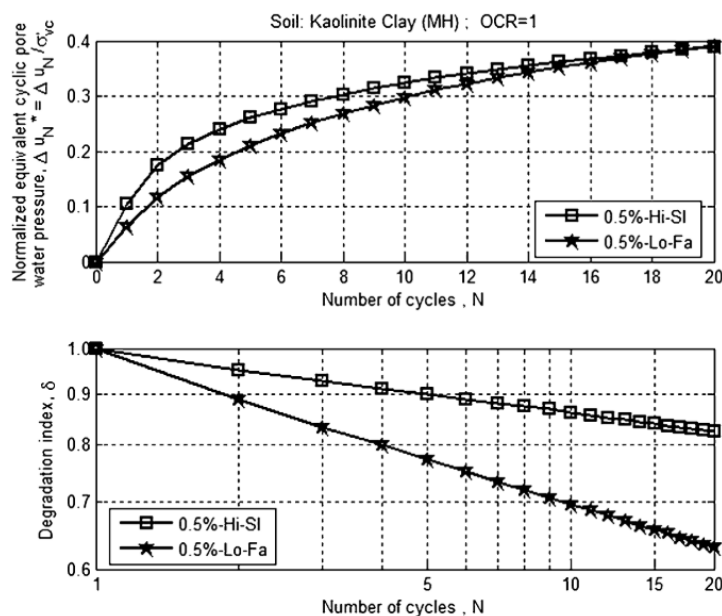


Abb. 11: Unterschied in der dynamischen Verschlechterung und in der Änderung des Porenwasserdrucks für 2 Versuche mit unterschiedlichen σ'_{vc} und f (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Abb. 12 zeigt, je geringer die Frequenz (γ_c und σ'_{vc} gleichbleibend) ist, desto schneller steigt Δu^*_N . Die Begründung dafür ist nicht offensichtlich. Die Verschlechterung hingegen ist laut Abb. 13 bei hohen Frequenzen beständig größer. Auch hier ist eine genauere Begründung nicht offensichtlich. Obwohl es bei hohen Frequenzen zu einem größeren anfänglichen Schermodul G_{S1} (Abb. 9 und Abb. 10) kommt, ist die Verschlechterung größer. Dies kann auf die größere Abnahme des Schermoduls, bei größeren Frequenzen, zurückgeführt werden. Es ist auch ersichtlich, dass die Entwicklung von t und f für zwei verschiedene σ'_{vc} ähnlich ist und daher der Einfluss der Frequenz nicht signifikant von σ'_{vc} abhängt. Es kommt daher bei hohen Frequenzen zu einer stärkeren zyklischen Verschlechterung und gleichzeitig zu einem Abfall des Porenwasserdrucks. Die effektiven Spannungen sind daher größer und der Boden potentiell steifer. Diese Erkenntnis erscheint nicht logisch. Daher gilt der Aufbau des Porenwasserüberdrucks nicht als Hauptbeitra-

gender zur zyklischen Verschlechterung bei normalkonsolidierten Böden. Betrachtet man nun den Einfluss von σ'_{vc} auf den Porenwasserdruck, ist zu erkennen, dass bei geringeren σ'_{vc} der Porenwasserdruck Δu^*_N beständig höher ist. Der wahrscheinlichste Grund dafür ist die geringere Porenzahl e bei geringerer Konsolidierungsspannung. Bei einer größeren Porenzahl ist die Kapazität einer Volumsverkleinerung größer, was bei undrained Verhältnissen zu einem potentiell größeren Aufbau von Porenwasserüberdrücken führt. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

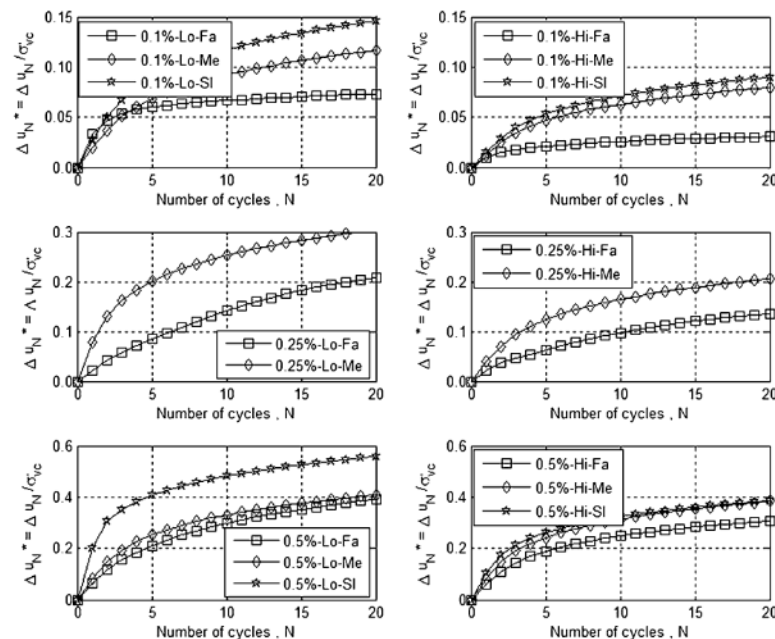


Abb. 12: Einfluss der Frequenz f auf Δu^*_N (Mortezaie und Vucetic, 2013)

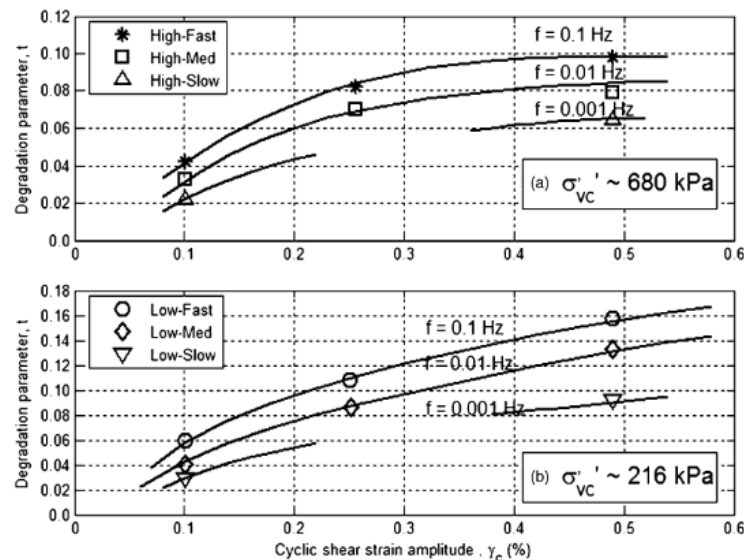


Abb. 13: Einfluss der Frequenz f auf die zyklische Verschlechterung t (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Bei geringerem σ'_{vc} ist die zyklische Verschlechterung größer (Abb. 14). Dies liegt an der größeren Kapazität einer Volumsverkleinerung bei kleinerem σ'_{vc} und einem damit verbundenen höheren Aufbau von Porenwasserüberdrücken. Dadurch kommt es zu einem größeren Abfall der effektiven Spannungen (Korn-zu-Korn-Spannungen) und zu einer stärkeren Aufweichung des Untergrunds. Jedoch ist der

PWP nicht der einzige Einflussfaktor auf die zyklische Verschlechterung. Der Einfluss der Konsolidierungsspannung wurde bei stark plastischen Tonen nicht festgestellt (Vucetic, 1988; Vucetic und Dobry, 1988). Abb. 14 zeigt auch, dass der Einfluss von σ'_{vc} auf t nur gering von der Frequenz abhängt. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

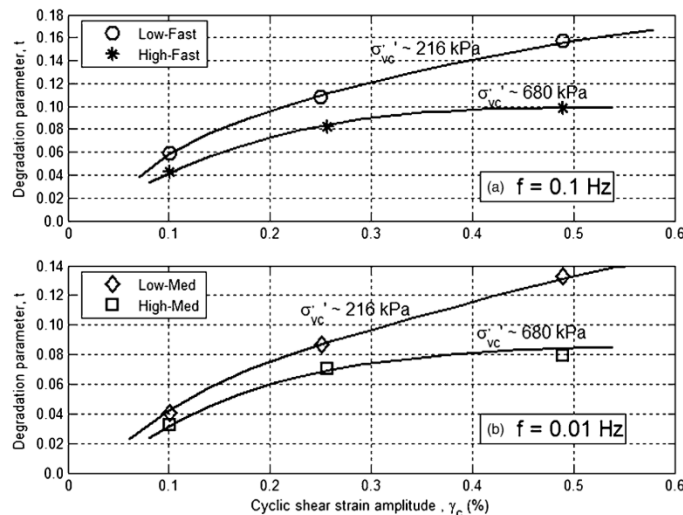


Abb. 14: Einfluss der vertikalen Konsolidierungsspannung σ'_{vc} auf die zyklische Verschlechterung t (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Die auf den vorherigen Seiten präsentierten Versuche aus der Literatur zeigen, dass der Verschlechterungsparameter t um 20 – 50 % größer ist, wenn die Frequenz um das 10-fache steigt. Kommt es zu einer Erhöhung von σ'_{vc} um das 3-fache, verringert sich t um 20 – 38 %. Bei einer Erhöhung der Plastizität oder der OCR kommt es zu einer Verringerung des Parameters t . Vom praktischen Standpunkt aus betrachtet ist der Einfluss der Frequenz f und der Spannung σ'_{vc} auf die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke nicht so bedeutsam wie auf die Verschlechterung, da unabhängig vom PWP der Verlust an Steifigkeit und Festigkeit wichtig ist. Wie groß der Einfluss von Frequenz und Konsolidierungsspannung auf den PWP bzw. die Verschlechterung von gering und stark plastischen Böden ist, ist noch unklar. (Mortezaie und Vucetic, 2013)

Auch Procter und Khaffaf (1984) konnten mit ihren Triaxialversuchen ähnliche Erkenntnisse bezüglich des Aufbaus des PWP in Abhängigkeit von der Frequenz erlangen. Der Aufbau des PWP steigt mit kleiner werdender Frequenz. Dabei wurde ein gesättigter, runderneuerter „Derwent“ Ton nach Rowe (1972) mit einem Plastizitätsindex von 26 % verwendet. Die Proben wurden in Rowe Zellen (Rowe und Barden, 1966) mit einem Druck von 480 kN/m² konsolidiert. Die undrained Versuche wurden mit einer konstanten Seitenspannung von 420 kN/m² ausgeführt. Geregelt wurde der deviatorische Spannungszustand. Der Einfluss der Frequenz auf das dynamische Verhalten ist in Abb. 15 dargestellt. Die Form der einzelnen Kurven ist ähnlich. Jedoch verlagert sich die Position der einzelnen Kurven mit steigender Frequenz nach oben und es macht den Anschein, als ob sich die Kurven einem Minimalwert von τ/C_u (= zyklische maximale Scherspannung/statische

undrännierte Festigkeit) annähern. Bei einer Änderung der Frequenz von 1/120 Hz auf 1 Hz kommt es zu einer Verringerung von τ/C_u um ca. 30 % zwischen den Zyklen 10 und 5000. Diese Verzögerung des Abschwächungsprozesses, kann auf einen Kriecheffekt zurückzuführen sein (Rowe, 1974). Zu einer totalen Abschwächung bei diesen lastgesteuerten Versuchen kommt es nur bei einem Spannungsverhältnis nahe am Minimalwert und mit ausreichenden Zyklen $N \geq 100000$.

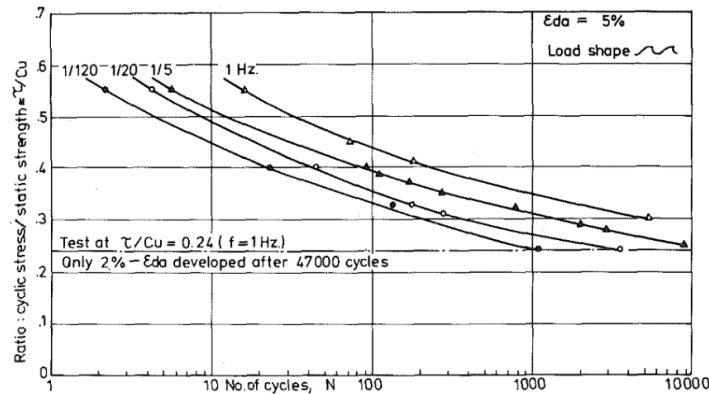


Abb. 15: Einfluss der Frequenz auf einen umgekehrten, lastgesteuerten Versuch mit einem zyklischen Spannungsverhältnis, welches 5 % an doppelter Dehnungsamplitude (ϵ_{da}) verursacht (Procter und Khaffaf, 1984)

Craig (1983) fand heraus, dass es bei schneller Versuchsdurchführung zu einer Erhöhung der undrännierten Scherfestigkeit aufgrund von dynamischen und nicht-gleichmäßigen Effekten kommt. Bei einer Dehnungsrate von 0,0022 %/s kommt es zu einem Porenwasserdruckausgleich, das heißt es baut sich kein Porenwasserüberdruck auf. Der dynamische Effekt ist bei dieser Dehnungsrate vernachlässigbar. Steigt diese Rate, erhöht sich auch der PWP. Definiert man eine mittlere, undrännierte Scherfestigkeit $C_{\bar{u}}$, bezogen auf eine festgelegte mittlere Dehnungsrate ($= 2 * \epsilon_{da} * f$), kann Abb. 15 zu Abb. 16 modifiziert werden. Der Grenzwert von $\tau/C_{\bar{u}}$ liegt für alle getesteten Proben, unabhängig von der Frequenz, bei ca. 0,2. Abb. 17 zeigt die bereits modifizierte Darstellung eines weggesteuerten Versuchs mit einer doppelten Dehnungsamplitude ϵ_{da} von 5 %, in Abhängigkeit von der Frequenz. Dabei ist zu erwähnen, dass der Unterschied zum nicht modifizierten Versuch geringer als bei den lastgesteuerten Versuchen ist. (Procter und Khaffaf, 1984)

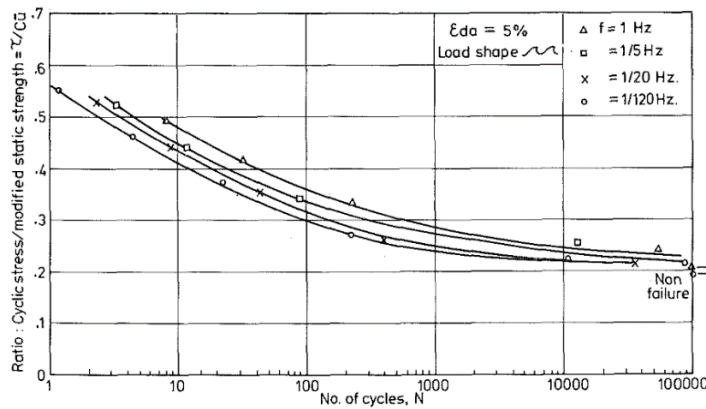


Abb. 16: Einfluss der Frequenz auf einen umgekehrten, lastgesteuerter Versuch mit einem modifizierten, zyklischen Spannungsverhältnis, welches 5 % an doppelter Dehnungsamplitude verursacht (Procter und Khaffaf, 1984)

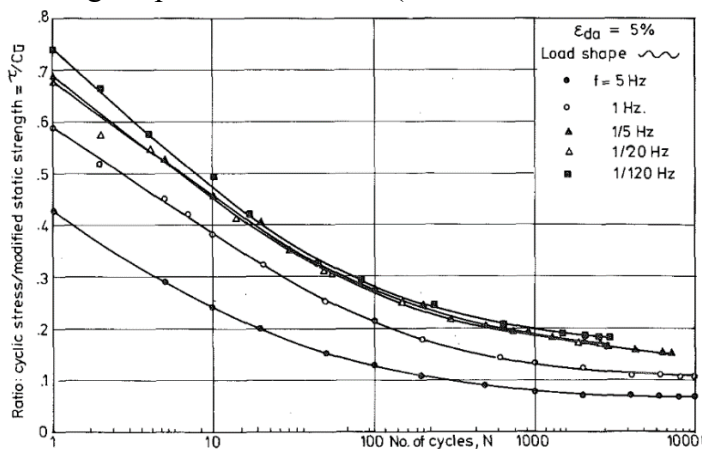


Abb. 17: Einfluss der Frequenz auf einen umgekehrten, weggesteuerten Versuch mit einem modifizierten, zyklischen Spannungsverhältnis unter einer doppelten Dehnungsamplitude von 5 % (Procter und Khaffaf, 1984)

Unabhängig ob lastgesteuerter oder weggesteuerter Versuch, die Testergebnisse zeigen, dass es im Frequenzbereich von $1/120 \text{ Hz} \leq f \leq 1/5 \text{ Hz}$ einen konstanten Minimalwert des zyklischen Spannungsverhältnisses gibt:

- Lastgesteuerte Versuche:
 - $(\tau/C_u)_{\min} \sim 0,22$
 - $(\tau/C_{\bar{u}})_{\min} \sim 0,20$
- Weggesteuerte Versuche:
 - $(\tau/C_u)_{\min} \sim 0,20$
 - $(\tau/C_{\bar{u}})_{\min} \sim 0,18$

Bei höheren Frequenzen kommt es zu Abweichungen zwischen den einzelnen Versuchen (siehe Abb. 18). Bei weggesteuerten Versuchen sinkt der Schwellwert des Spannungsverhältnisses für $f \geq 1/5 \text{ Hz}$. Im gleichen Frequenzbereich kommt es zu einer Korrelation (innerhalb 10 %) von $(\tau/C_u)_{\min}$ der beiden Versuchsarten. Bei den weggesteuerten Versuchen kann $(\tau/C_u)_{\min}$ mit $\epsilon_{da} \geq 5\%$ und $N \geq 10000$ erreicht werden. (Procter und Khaffaf, 1984)

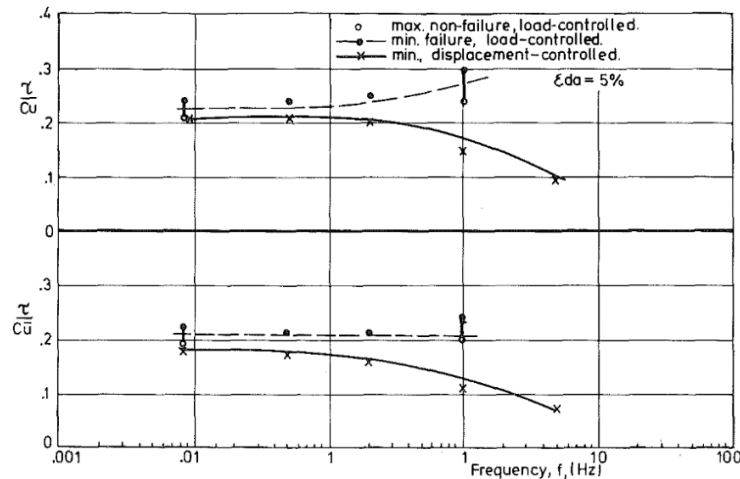


Abb. 18: Zusammenfassend der Einfluss der Frequenz bezogen auf die Minimalwerte von τ/C_u und $\tau/C_{\bar{u}}$ und einer doppelten Dehnungsamplitude von 5 % (Procter und Khaffaf, 1984)

Yasuhara et al. (1982) und Zhou und Gong (2001) führen aus, dass sich der Porenwasserdruck mit steigender Frequenz aufbaut. Die Erkenntnisse weichen von den zuvor erläuterten Versuchsergebnissen ab. Yasuhara et al. (1982) führte Triaxialversuche an sogenannten „Ariake“ Ton, mit einer Fließgrenze w_L von 115 % und einem Plastizitätsindex I_p von 58 %, durch. Die Bodensuspension hatte einen Wassergehalt von 150 % und wurde künstlich hergestellt, damit alle Probekörper einheitlich homogen waren. Es wurde eine Reihe von statischen, sowie dynamischen Versuchen durchgeführt, welche in isotropische und anisotropische, sowie dränierte und undränierte Versuche unterteilt werden konnten. Vorweg ist das effektive Spannungsverhältnis q/p' zu definieren, wobei q die deviatorische Spannung und p' die mittlere, effektive Hauptspannung ist. Dabei ist σ'_1 die effektive Vertikalspannung und σ'_3 die effektive Horizontalspannung. Die folgenden beiden Formeln definieren q und p' . (Yasuhara et al., 1982)

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (8)$$

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2 * \sigma'_3)}{3} \quad (9)$$

Der Grund für den geringeren Aufbau des Porenwasserdrucks bei der anisotrop, konsolidierten Bodenprobe (die vertikale Konsolidierungsspannung ist größer) nach Abb. 19 ist der sogenannte Vor-Schereffekt. Dilatanz und die auftretende Verformung könnten diesen Effekt beschreiben. Hier zeigt der Porenwasserdruck keine Frequenzabhängigkeit auf. Während der dynamischen Belastung der Proben zeigt der Boden eine gewisse Dilatanz, das heißt eine Volumsvergrößerung zu Beginn der Belastung. Diese ist unabhängig von der Anzahl der Lastwechsel und der Frequenz. Abb. 20 zeigt dieses Verhalten anhand eines dynamisch/statisch belasteten, isotropisch konsolidierten, undränierten Versuchs. (Yasuhara et al., 1982)

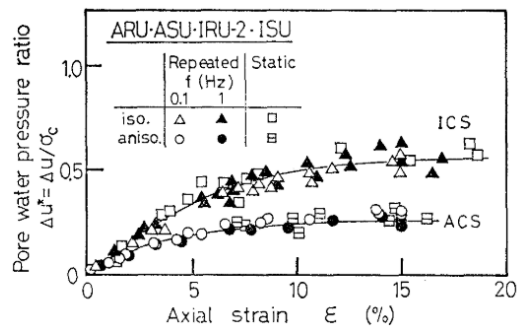


Abb. 19: Beziehung zwischen der axialen Dehnung und dem Porenwasserdruck unter dynamischer Belastung von anisotropisch und isotropisch konsolidierten undrännierten Ton (Yasuhara et al., 1982)

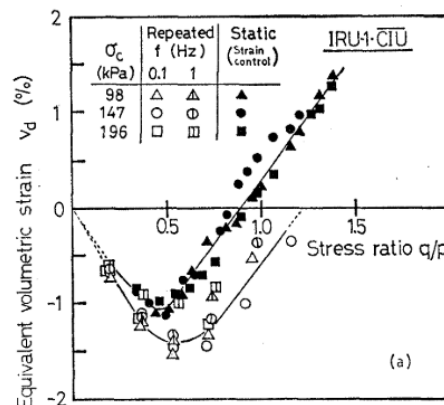


Abb. 20: Volumsänderung durch Dilatanz bezogen auf ein effektives Spannungsverhältnis (Yasuhara et al., 1982)

Wie in Abb. 21 dargestellt, ist das Spannungs-Dehnungs Verhalten unabhängig von der Belastungsfrequenz als auch der Belastungsart. Die zyklische Festigkeit wird durch die Frequenz nur gering beeinflusst, wie es Yasuhara et al., (1982) für die Frequenzen 0,1 und 1,0 Hz untersucht hat. Dabei übertrifft die zyklische Festigkeit bei 0,1 Hz jene von 1 Hz um nur bis zu 10 %. Dies ist eng damit verbunden, dass sich ein größerer Porenwasserdruck bei höheren Frequenzen aufbaut und sich die effektiven Spannungen reduzieren und so der Boden an zyklischer undrännierter Festigkeit verliert. (Yasuhara et al., 1982)

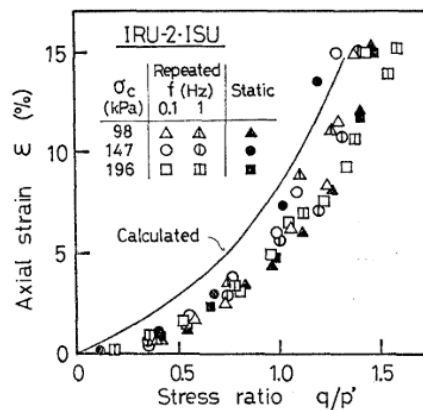


Abb. 21: Vergleich der axialen Dehnung mit dem effektiven Spannungsverhältnis für den dynamischen und den statischen Belastungsfall unter isotropisch konsolidierten, undrännierten Bedingungen (Yasuhara et al., 1982)

Abb. 22 (links) zeigt, dass die zyklische Festigkeit von anisotropisch konsolidiertem Ton (bis 10 % Scherdehnung) größer ist als bei isotropisch konsolidiertem Ton. Der rechte Teil dieser Abbildung zeigt den normalisierten dynamischen Verformungsmodul $(E_u)_d/\sigma'_c$, welcher mit steigender Dehnungsamplitude abnimmt. σ'_c ist wiederum die effektive Vertikalspannung. Die Frequenz zeigt dabei keinen Einfluss. Der dynamische Verformungsmodul ist dabei etwas größer als der statische Verformungsmodul. (Yasuhara et al., 1982)

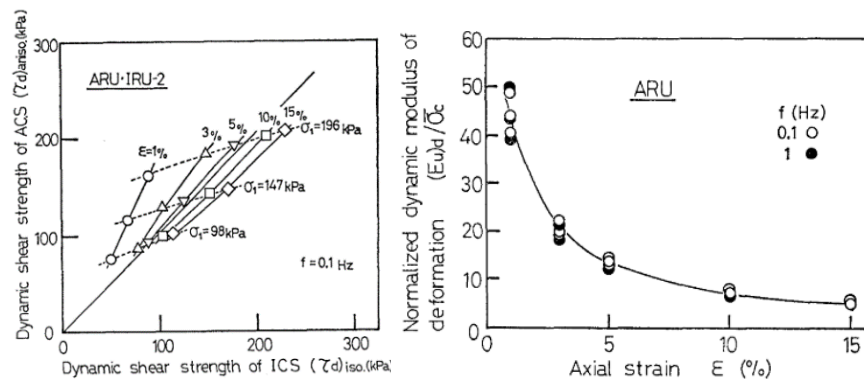


Abb. 22: Links: Zyklische Festigkeit von anisotropische und isotropisch konsolidierten Tonen, Rechts: Variation des normalisierten, dynamischen Verformungsmodul mit der Dehnungsamplitude; (Yasuhara et al., 1982)

Zhou und Gong (2001) führte eine Versuchsreihe an Bodenproben der südöstlichen Provinz Chinas Hangzhou durch. Dieser ungestörte, normal konsolidierte Ton hatte einen Wassergehalt w von 32,1 %, eine Fließgrenze w_L von 33,6 % und einen Plastizitätsindex I_p von 14,43 %. Durchgeführt wurden lastgesteuerte Triaxialversuche.

Lefebvre und Pfendler (1996) führen aus, dass die undränierete Scherfestigkeit des Bodens mit steigender Dehnungsrate zunimmt und so ein Teil der Verschlechterung kompensiert werden kann, das heißt, dass die Dehnungsrate ein Einflussfaktor des dynamischen Verhaltens ist.

Abb. 23 zeigt den PWP, sowie die steigende Dehnung in Abhängigkeit von dem zyklischen Spannungsverhältnis für ein OCR von 1 und eine Frequenz von 1,0 Hz. Ergebnisse dieser Versuchsreihe zeigen, dass es einen kritischen CSR (= Cyclic Stress Ratio) von ca. 0,5 geben muss, welcher den plötzlichen Sprung der Kurven in Abb. 23 erklärt. Dieses ist definiert als das maximale Level an dynamischer Spannung, welches zu keinem Versagen führt (Larew und Leonards, 1962). Analog dazu gibt es bei weggesteuerten Versuchen einen kritischen, zyklischen Dehnungswert für Ton. (Zhou und Gong, 2001)

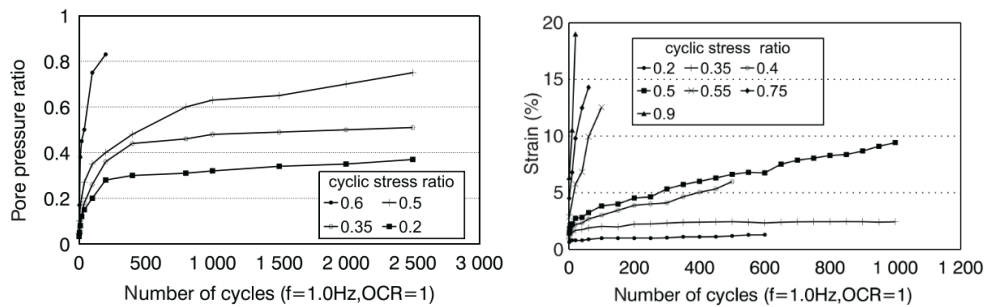


Abb. 23: Porenwasserdruck (links) und Dehnung (rechts) in Abhängigkeit vom zyklischen Spannungsverhältnis (Zhou und Gong, 2001)

Matasovic und Vucetic (1995) bestätigten, dass ein hohes zyklisches Spannungsverhältnis zu einer Bodenschwächung führt. In Abb. 24 ist der Einfluss der Frequenz und des zyklischen Spannungsverhältnisses auf die Verschlechterung des Bodens zu sehen. Je kleiner das Spannungsverhältnis, desto langsamer kommt es zur zyklischen Verschlechterung. Bei einer Frequenz kleiner als 0,1 Hz kommt es zu einer raschen Verschlechterung. Der Porenwasserdruck baut sich bei einer größeren Frequenz schneller auf. Die Frequenz hat jedoch nur einen kleinen Einfluss auf die zyklische Festigkeit und den zyklischen Modul. (Zhou und Gong, 2001)

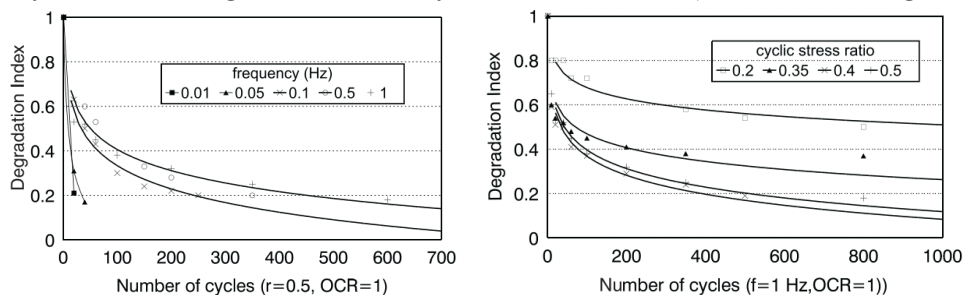


Abb. 24: Einfluss der Frequenz (links) und des Spannungsverhältnis (rechts) auf die zyklische Verschlechterung (Zhou und Gong, 2001)

2.3.3 Überkonsolidierungsverhältnis (OCR = Over Consolidation Ratio)

Um den genaueren Einfluss des OCR zu studieren, führten Soralump und Prasomsri (2016) mehrstufige, weggesteuerte, zyklische Torsionsversuche mit Hohlzylindern durch. Die Bodenproben wurden von Dämmen in Thailand entnommen, gesättigt und getestet. Bei der Auswertung und dem Vergleich mit der vorhandenen Literatur sind Soralump und Prasomsri (2016) zur Kenntnis gekommen, dass der Porenwasserüberdruck bei zyklischer Belastung bei kleineren Porenzahlen e_f geringer ist. Es scheint als würde die Makrostruktur des untersuchten Bodens, mit einer kleinen Porenzahl, die geringere Fähigkeit haben, die Volumsreduktion in einen Aufbau des Porenwasserüberdrucks umzuwandeln. Das heißt, bei einem größeren Porenanteil kommt es zu einer größeren Volumsreduktion, welche wiederum zu einem schnelleren Aufbau von Porenwasserüberdrücken und der damit verbundenen Verringerung der effektiven Spannungen führt. Daher kann die Bodensteifigkeit von Böden mit einer größeren Porenzahl stärker sinken, als die von Böden mit kleineren Porenzahlen.

Tab. 2 zeigt die Bodenparameter der Proben. Bei der Auswertung und dem Vergleich mit der vorhandenen Literatur sind Soralump und Prasomsri (2016) zur Kenntnis gekommen, dass der Porenwasserüberdruck bei zyklischer Belastung bei kleineren Porenzahlen e_f geringer ist. Es scheint als würde die Makrostruktur des untersuchten Bodens, mit einer kleinen Porenzahl, die geringere Fähigkeit haben, die Volumsreduktion in einen Aufbau des Porenwasserüberdrucks umzuwandeln. Das heißt, bei einem größeren Porenanteil kommt es zu einer größeren Volumsreduktion, welche wiederum zu einem schnelleren Aufbau von Porenwasserüberdrücken und der damit verbundenen Verringerung der effektiven Spannungen führt. Daher kann die Bodensteifigkeit von Böden mit einer größeren Porenzahl stärker sinken, als die von Böden mit kleineren Porenzahlen.

Tab. 2: Bodenparameter der Versuchsreihe (Soralump und Prasomsri, 2016)

Physical properties	Soil specimen		
	RPB-C	SRK-C	SRK-S
Classification (USCS)	CL	SC	SM-SC
Specific gravity, G_s	2.68	2.65	2.67
Fine content (%)	59.10	49.00	31.00
Percentage by weight finer than 2μ	35.10	20.20	7.50
Liquid limit, LL (%)	34.59	35.50	31.45
Plasticity index, PI (%)	16.82	11.81	8.31
Clay activity	0.48	0.58	1.11
^a Average maximum dry density, γ_d (kN/m ³)	16.97	16.97	19.72
^a Average water content, w (%)	18.60	15.70	9.70

Note: USCS = unified soil classification system.

^aRoyal Irrigation Department (1975) for SRK and Electricity Generating Authority of Thailand (1987) for RPB.

Einige Testergebnisse dieser Versuchsreihe zeigten, dass der zyklische Verschlechterungsparameter t nicht dem Trend von anderen Tonen aus der Literatur folgt (Tan und Vucetic, 1989; Vucetic und Dobry, 1988). Dies weist auf einen möglichen Abfall von t um 35 – 40 %, bei einer Steigerung von OCR von 1 auf 4 für Tone mit einem I_p zwischen 25 und 55 %, hin. Bei einem geringen I_p könnte der Trend für t beständig größer sein. (Soralump und Prasomsri, 2016)

Abb. 25 zeigt, dass der normalisierte, zyklische Porenwasserdruck r_u bei höheren OCR beständig geringer ist. Probekörper mit einem hohen OCR bilden typischerweise anfänglich einen negativen Porenwasserdruck, welcher allmählich steigt und in den positiven Bereich übergeht. Bei einer normalkonsolidierten Probe entwickelt sich der PWP generell als Überdruck und erhöht sich mit steigender Scherdehnung γ_c . Der wahrscheinliche Grund dafür ist, dass bei einem hohen OCR die Struktur des verdichteten Tons eine geringere Kapazität zur Volumsreduktion unter undrained Bedingungen hat. Dies könnte an der geringeren Durchlässigkeit liegen und führt zu einem Aufbau von negativen PWP. Die folgende Erklärung für diesen Aufbau an negativem Porenwasserdruck in überkonsolidierten Tonen kommt von Dobry und Vucetic (1987). Je größer OCR desto größer ist die Anzahl der Partikelbindungen. Zahlreiche Partikelbindungen wirken bei überkonsolidierten Ton den großen Rückstoßkräften zwischen Partikel und Porenwasserdruck entgegen (Dilatanz). Beim Abscherprozess kommt es zum Bruch der Bindungen und

das Gleichgewicht der Tonstruktur wird gestört. Dabei versuchen die Rückstoßkräfte den Abstand zwischen den Partikeln und dem Tonvolumen zu vergrößern. Unter den Bedingungen mit konstantem Volumen und undraineden Verhältnissen führt das zu einem negativen Porenwasserdruck. Ein weiterer Grund für den negativen Porenwasserdruck kann dem elastischen Rückprall der gekrümmten Partikel, welche nach Auflösung der Bindungen eine größere Freiheit besitzen, geschuldet sein. Zusätzlich zu diesen beiden Begründungen kann es sein, dass weitere Partikeloberflächen durch diese Bindungslösungen entstehen und das Porenwasser absorbieren. Dadurch baut sich eine Saugwirkung auf. Letztere Begründung trifft mehr für größere Scherdehnungen zu. Bei fortschreitender zyklischer Belastung bleiben immer weniger Partikelbindungen ungebrochen und die Rate, mit welcher sich der negative Porenwasserdruck entwickelt, verlangsamt sich. (Soralump und Prasomsri, 2016)

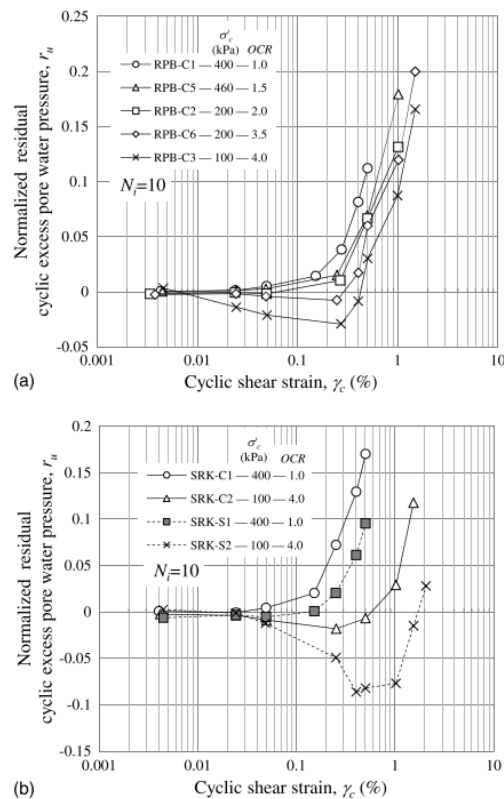


Abb. 25: Einfluss von OCR auf den normalisierten, zyklischen Porenwasserdruck für Bodenproben (a) RPB und (b) SRK-C/S (Soralump und Prasomsri, 2016)

Die zyklische Verschlechterung ist, wie in Abb. 25 ersichtlich, bei einem kleineren OCR generell größer. Einige Ergebnisse der zyklischen Verschlechterung der Versuche folgen nicht dem Trend. Dies kann daran liegen, dass andere Faktoren prägender sind als OCR. Außerdem ist noch zu erwähnen, dass die Verschlechterung bei kleineren σ'_c durchgehend größer ist. (Soralump und Prasomsri, 2016)

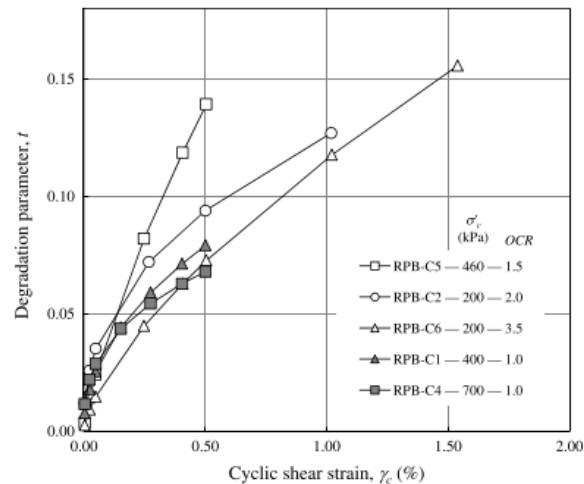


Abb. 26: Einfluss von OCR und σ'_c auf die zyklischen Verschlechterung (Soralump und Prasomsri, 2016)

Die Variation des Plastizitätsindex beeinflusst den Verschlechterungsparameter t von verdichtetem Ton nicht stark. (Soralump und Prasomsri, 2016)

Auch Vucetic und Dobry (1988) führten Versuche durch, um den Einfluss von OCR auf das Verhalten von Ton zu testen. Weggesteuerte, zyklische Einzelscherversuche mit konstantem Volumen wurden an venezolanischen, küstennahen Ton durchgeführt. Die Belastung war sinusförmig und die Frequenz lag bei 0,2 Hz. Aufgrund der geologischen, glazialen Geschichte ist dieser Ton eher überkonsolidiert als normalkonsolidiert. Nach der Konsolidierung liegt der Wassergehalt zwischen 41 – 49 %, die Fließgrenze bei 71 – 93 % und der Plastizitätsindex bei 45 ± 6 %. Ähnlich wie Abb. 26 zeigt auch Abb. 27 die zyklische Verschlechterung in Abhängigkeit von der zyklischen Dehnung γ_c und OCR. Dabei ist zu erkennen, dass die Verschlechterung mit steigendem γ_c steigt und mit steigendem OCR sinkt und dabei die horizontalen Scherspannungen steigen. Abb. 28 zeigt, dass sich Tone mit einer hohen Plastizität bei einer viel langsameren Scherung verschlechtern, als jene mit einer geringeren Plastizität.

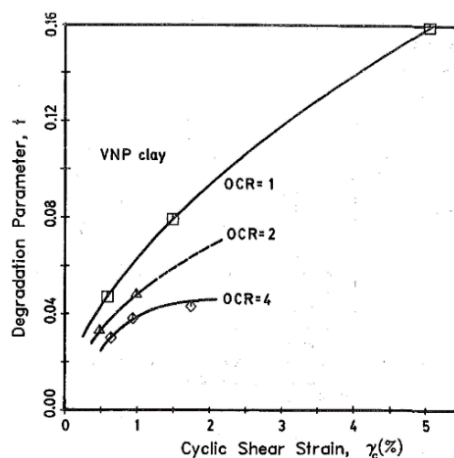


Abb. 27: Einfluss von OCR auf der zyklischen Verschlechterung (Vucetic und Dobry, 1988)

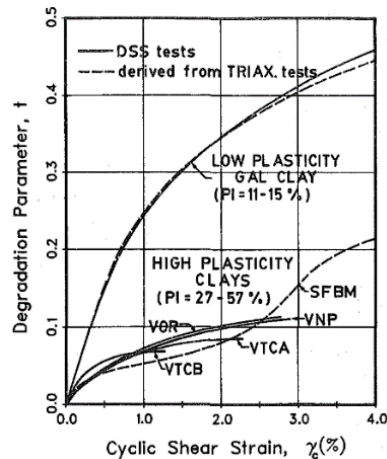


Abb. 28: Einfluss von γ_c auf t für verschiedene normalkonsolidierte Meertone (Vucetic und Dobry, 1988)

2.4 Einflussfaktoren „Mud Pumping“

Wird die vorhandene Literatur genauer betrachtet, so stellt sich heraus, dass die Entwicklung des Porenwasserdrucks und die damit verbundenen zyklischen Verformungen des Untergrunds direkt als Hauptverursacher für „Mud Pumping“-Phänomene in Verbindung stehen. Folgend sind alle laut Literatur bekannten Einflussfaktoren aufgelistet. (Abeywickrama et al., 2018)

2.4.1 Anfängliche Trockendichte ρ_d (Duong et al., 2014)

Je kleiner die anfängliche Trockendichte ist, desto größer ist die anfängliche Durchlässigkeit. Im Falle einer geringen Trockendichte kommt es zu größeren und schnelleren axialen Verformungen und damit zu einem größeren Porenwasserüberdruck, was auf den größeren volumetrischen Wassergehalt θ im gesättigten Zustand zurückzuführen ist. Der Abbau dieses PWP kann zu einer Wanderung der Bodenpartikel führen. Dabei werden die effektiven Spannungen reduziert und es treten Verflüssigungseffekte auf. Dadurch kann es zur Aufhebung der Trennstabilität zwischen Gleisschotter und Boden und zu einer Vermischung der beiden kommen. Im Vergleich dazu hat man bei einer größeren Trockendichte eine geringere Verformung und daher auch eine geringere Volumsreduktion, welche zu einem kleineren Aufbau des PWP führt. Der Abbau des PWP ist daher beschränkt und eine mögliche Gleisschotterverschmutzung mit Feinteilen kommt nur aufgrund der geringeren Eindringung des Gleisschotters in den Untergrund zustande. Der Untergrund wird lediglich nachverdichtet und es entsteht eine Zwischenschicht. In Abb. 29 erkennt man die unterschiedliche Verschmutzungshöhe bei unterschiedlicher Trockendichte. Bei einer Trockendichte von $1,6 \text{ kg/dm}^3$ kommt es lediglich zu einem geringeren Eindringen des Gleisschotters in den Untergrund.

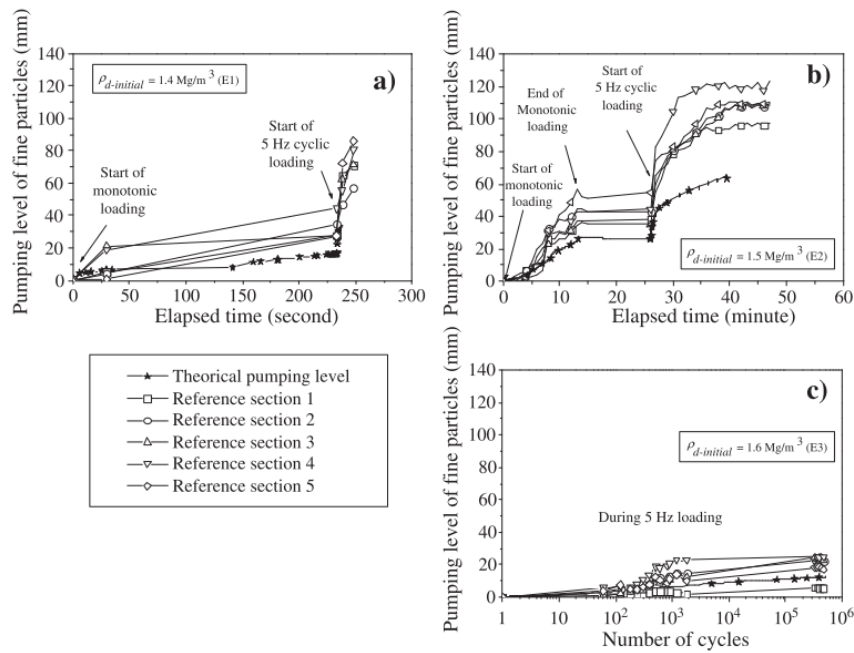


Abb. 29: Verschmutzungshöhe in Abhängigkeit von ρ_d und der Zeit

Die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts aus Abb. 30 zeigt, dass der anfängliche volumetrische Wassergehalt bei der größten Lagerungsdichte am höchsten ist. Der anfängliche gravimetrische Wassergehalt beträgt für alle Versuche 16 %. Nach der Sättigungsphase ist der volumetrische Wassergehalt bei einer geringeren anfänglichen Lagerungsdichte am höchsten.

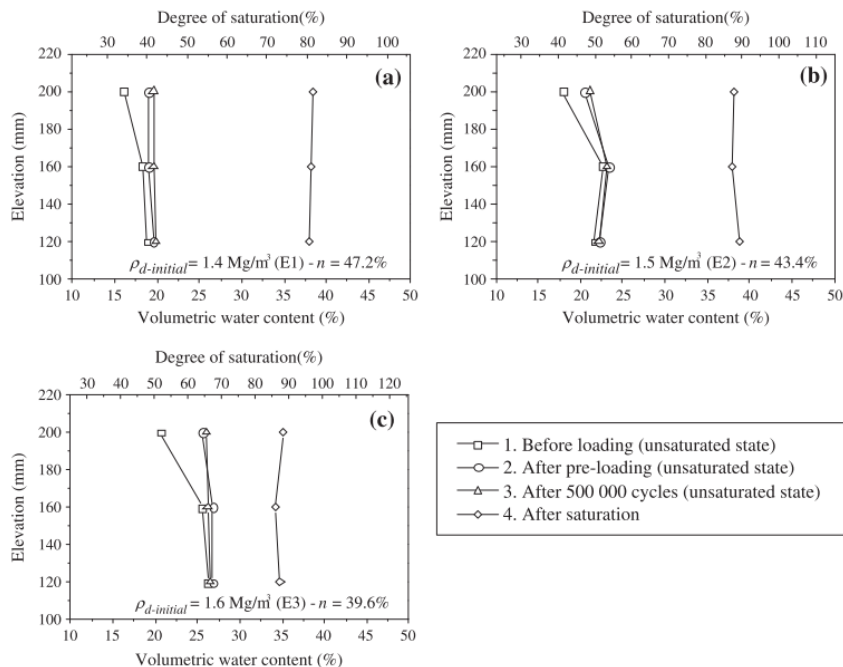


Abb. 30: Volumetrischer Wassergehalt und Sättigungsgrad für verschiedene Trocken-dichten

2.4.2 Durchlässigkeit k

Laut Alobaidi und Hoare (1996) ist die Hauptursache für die Bewegung von Feinteilen aus dem Untergrund in den Gleisschotter, der hohe hydraulische Austrittsgradient. Ayres (1986) hat herausgefunden, dass eine Zwischenschicht aus Sand zwischen dem Unterboden und dem Gleisschotter das Hochwandern von Feinmaterial unterdrücken könnte. Das Problem dabei ist die praktische Umsetzung einer konstanten Schichtdicke. Im Vergleich dazu kann man mit Geotextilien einen ähnlichen Effekt erzielen, welche zusätzlich einige Vorteile mit sich bringen. Sie sind unter anderem billiger, leichter und weniger variabel. Bei der Verwendung von Geotextilien mit einer hohen Durchlässigkeit zwischen dem Untergrund und der Gleisschotterschicht kommt es zu einem schnellen Abbau des Porenwasserüberdrucks und daher zu einem hohen hydraulischen Ausgangsgradienten während eines Zyklus. Dieses Verhalten fördert wiederum den Partikeltransport. Das Geotextil verhindert zwar das Eindringen des Gleisschotters in den Untergrund, jedoch nicht die zyklischen Verformungen und den zyklischen Aufbau von Porenwasserüberdrücken des Untergrunds. Dicke Geotextilien mit einer hohen Durchlässigkeit verringern den hydraulischen Gradienten an der Schnittstelle und verringern somit das „Mud Pumping“. Dies ist jedoch nur für kurzzeitige Belastungen der Fall. Komprimierbare Geotextilien erzeugen größere zyklische PWP und verursachen daher mehr „Mud Pumping“. Bis zu einem bestimmten Grad kann das verwendete Geotextil „Mud Pumping“ kontrollieren, jedoch gibt es aktuell noch keines, das den Transport von Feinteilen verhindert (Ayres, 1986). (Alobaidi und Hoare, 1996)

2.4.3 Plastizität und Feinanteil im Boden

Die Bildung von Porenwasserüberdrücken unter zyklischer Belastung ist für Sand und nicht plastischen Schluff gleich. Laut Guo und Prakash (2000) kommt es zu diesem Phänomen, wenn ein geringer Prozentsatz von sehr plastischem Material einem nicht plastischen Schluff beigemischt wird. Diese zwei Phänomene können wie folgt beschrieben werden:

- Durch den Tonanteil im Bodengemisch wird die Durchlässigkeit reduziert und es kommt zu einem größeren Aufbau von Porenwasserüberdrücken im gering plastischen Bereich.
- Plastizität vermittelt kohäsive Eigenschaften, welche den Widerstand gegen Verflüssigung von hoch plastischen Bodengemischen erhöht.

Aufgrund dieser beiden Aussagen ist schwer zu prognostizieren, ob der Verflüssigungswiderstand mit Zunahme der Plastizität von Böden sinkt oder steigt. Es scheint als würde bei einer bestimmten kritischen Plastizitätszahl I_p der Verflüssigungswiderstand dieser schluffigen Tongemische minimal werden. Wird die Plastizitätszahl über diesen Punkt hinaus erhöht, steigt auch der Widerstand gegen Ver-

flüssigung von Schluff/Ton Gemischen. Für die begrenzte untersuchte Datenmenge liegt dieser kritische Wert der Plastizitätszahl höchstwahrscheinlich zwischen 4 % und 5 %.

Tab. 3 zeigt, dass sich mit steigendem Tonanteil die Tonbindungen zwischen den Schluff- und Sandteilchen erhöhen. Bei einem sehr hohen Tonanteil kann sich auch eine Tonmatrix ausbilden. Das heißt, mit steigendem Tonanteil steigt auch die Plastizität. Solche Mikrostrukturen könnten den Verflüssigungswiderstand verbessern. Daher wird auch eine höhere Anzahl an Lastwechseln bis zum Versagen benötigt, da ein Teil der zyklischen Energie dazu aufgewendet werden muss, diese Bindungen zu überwinden. (Tsai et al., 2010)

Andererseits kann eine (schwache) Mikrostruktur einen höheren initialen Porenraum bewirken, der unter zyklischer Belastung bricht. Dies führt zum Aufbau von Porenwasserüberdrücken.

Tab. 3: Einfluss des Tonanteils auf den Verflüssigungswiderstand (nach Gratchev et al., 2005)

Feature	Non-plastic	Low-plasticity clayey sand	Medium-plasticity clayey sand	High-plasticity clayey sand
Plasticity index (PI)	0	≤ 4	c. 5–14	≥ 15
Type of cyclic behaviour	Liquefaction	Rapid liquefaction	Liquefaction; liquefaction resistance increase	No liquefaction
Schematic representation of particle arrangement				
Special microfabric features	Sand-to-sand contacts	Open microfabric, low-strength 'clay bridges'	Open microfabric, sand and silt are clothed in clay	Clay matrix

Abb. 31 zeigt das Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (DIN 18196:2011-05, 2011). Bei einer Erhöhung des Plastizitätsindex von einem Schluff-Ton Gemisch im leicht plastischen Bereich kommt es zu einem Verlust des Widerstands gegen Verflüssigung. Im mittel und hoch plastischen Bereich führt eine Erhöhung der Plastizitätszahl zu einem größeren Widerstand gegen Verflüssigung. (Guo und Prakash, 2000)

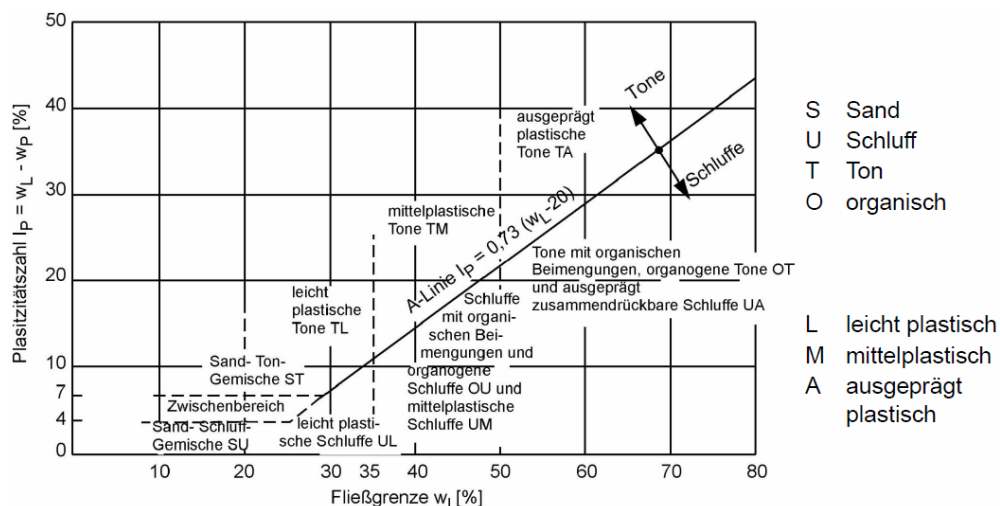


Abb. 31: Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (DIN 18196:2011-05, 2011)

Tsai et al. (2010) haben sich auch mit dem Einfluss von Feinteilen und Plastizität auf den Verflüssigungswiderstand beschäftigt. Dabei wurden Triaxialversuche durchgeführt. Es wurden Probekörper mit unterschiedlichen Anteilen an Schluff oder Ton vorbereitet und getestet. Die Testergebnisse zeigten, dass der Porenwasserüberdruck bei Erhöhung des Schluffanteils steigt und andererseits bei der Erhöhung des Tonanteils sinkt. Dieser Unterschied in den PWP ist bei größeren CSR (= Cyclic Stress Ratio) nicht mehr so offensichtlich. Auf der einen Seite zeigt sich, dass bei erhöhtem Porenwasserüberdruck der Verflüssigungswiderstand sinkt, wenn sich der Schluffanteil erhöht. Andererseits kommt es bei steigendem Tonanteil zu einem geringeren Aufbau an Porenwasserüberdrücken und daher zu einem höheren Widerstand gegen Verflüssigung. Allgemein erhöht sich der Widerstand gegen Verflüssigung mit steigendem CSR. Abb. 32 zeigt dieses Testergebnis. Bei den Bodentypen S1 – S4 und auch C1 – C4 steigt der jeweilige Schluff- bzw. Tonanteil. Es ist auch zu erkennen, dass es zu einem viel höheren Aufbau des Porenwasserdrucks bei den Probekörpern mit Schlufffeinanteil kommt. Die volumetrische Dehnung nach der Verflüssigung $\varepsilon_{v,pl}$ und bei der Verwendung einer Drainage erhöht sich bei Schluffböden mit einem steigenden Schluffanteil. Im Vergleich dazu sinkt $\varepsilon_{v,pl}$ bei Tonböden mit steigendem Tonanteil. $\varepsilon_{v,pl}$ ist bei gleichen CSR für Schluffböden größer als für Tonböden. Dies könnte an der Plastizität der Feinteile liegen, da die Tonbindungen und die Tonmatrix die Mobilität des Porenwassers, welches die geringere Dehnung $\varepsilon_{v,pl}$ verursacht, reduzieren könnten. Aus diesen Gründen ist die Plastizität der Feinteile und daher auch um welchen Feinanteiltyp, Schluff bzw. Ton, es sich handelt, für die Beeinflussung der Verflüssigungseigenschaften signifikant.

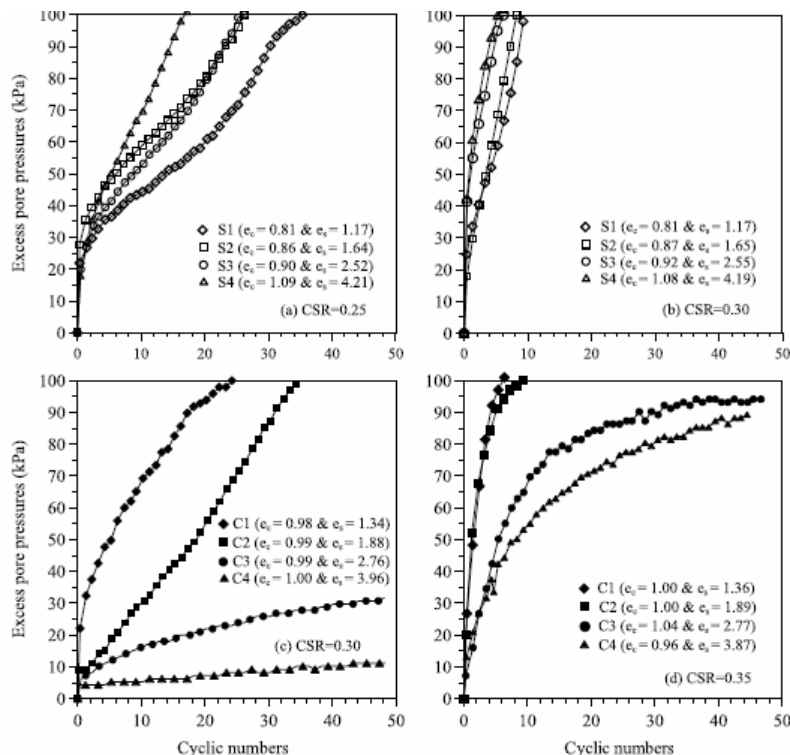


Abb. 32: Einfluss von verschiedenen Feinanteilgehalten auf den Porenwasserüberdruck (Tsai et al., 2010)

2.4.4 „Natürlicher“ Wassergehalt

„Mud Pumping“ wird vom Wassergehalt w sowie der Fließgrenze ($w_L = LL = \text{Liquid Limit}$) beeinflusst (Abeywickrama et al., 2018). Auf Verflüssigung anfällige feinkörnige Böden haben eine Fließgrenze von $< 35\%$ und dazu einen Wassergehalt von $> 90\%$ der Fließgrenze (Seed et al., 1983).

Abb. 2 (siehe Kapitel 2) zeigt die Fließgrenze und den Plastizitätsindex von Böden an dokumentierten „Mud Pumping“-Standorten. Diese Fälle aus der Literatur liegen in einem Fließgrenzenbereich von 35% bis 50% . (Aw, 2007)

2.5 Mechanismus von „Mud Pumping“

Alobaidi und Hoare (1996) führen auf, dass die Entwicklung eines Porenwasserüberdrucks in der Schnittstelle zwischen Untergrund und Gleisschotter der Hauptgrund für „Mud Pumping“ ist. Speziell unter den Gleisschotterkörnern kommt es zur Porenwasserdruckkonzentration (Spannungskonzentration). Dabei wurde dieser Faktor numerisch und experimentell untersucht. Abb. 33 zeigt die Konturen des Porenwasserüberdrucks nach bestimmten Zeitintervallen. Dabei ist die Durchlässigkeit des Geotextils K_g das 10^2 -fache der Durchlässigkeit des Untergrunds K_s . Nach $0,25\text{ s}$ baut sich ein großer hydraulischer Gradient am Partikelrand auf.

Auch in ihren weiteren Untersuchungen kamen sie zu einem ähnlichen Schluss. Die Spannungskonzentration unter den Schotterpartikeln führt zur Reduktion der effektiven Spannungen und zu einem Scherversagen, welches durch die großen bleibenden Verformungen nachgewiesen wird. Es wurde ein sogenanntes „Anti-Pumping“-Kriterium für Geoverbundstoffe (Geotextilien) eingeführt und auch ein solcher Stoff erfolgreich im Labor entwickelt. (Alobaidi und Hoare, 1999)

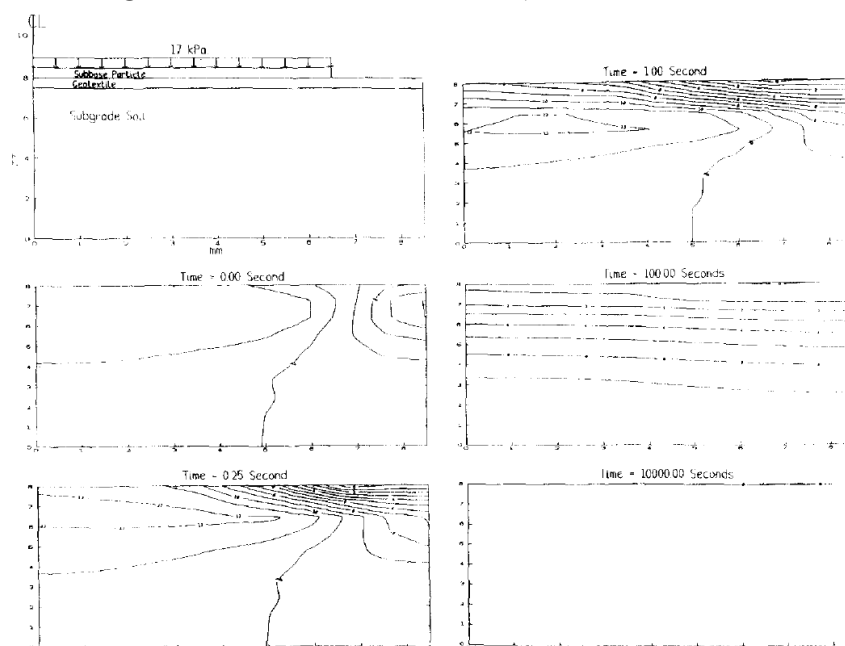


Abb. 33: Porenwasserdruckkonturen (kPa) unter einem Gleisschotterpartikel für verschiedene Zeitintervalle ($K_g = 10^2 K_s$); (Alobaidi und Hoare, 1996)

Neben dem „Mud Pumping“ kommt es nach Duong et al. (2014) zur Bildung einer sogenannten Zwischenschicht. Gemeint ist das Vermischen des Gleisschotters mit dem Untergrund. Beide Phänomene bringt man mit der Bewegung von Feinteilen und der Interaktion des Untergrunds mit dem Gleisschotter in Verbindung. Getestet wurde ein Sand-Kaolin Gemisch (Mischungsverhältnis 70 % zu 30 %) unter einer Gleisschotterschicht und einer monotonen sowie zyklischen Belastung von 5 Hz. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 34 ersichtlich. (Duong et al., 2014)

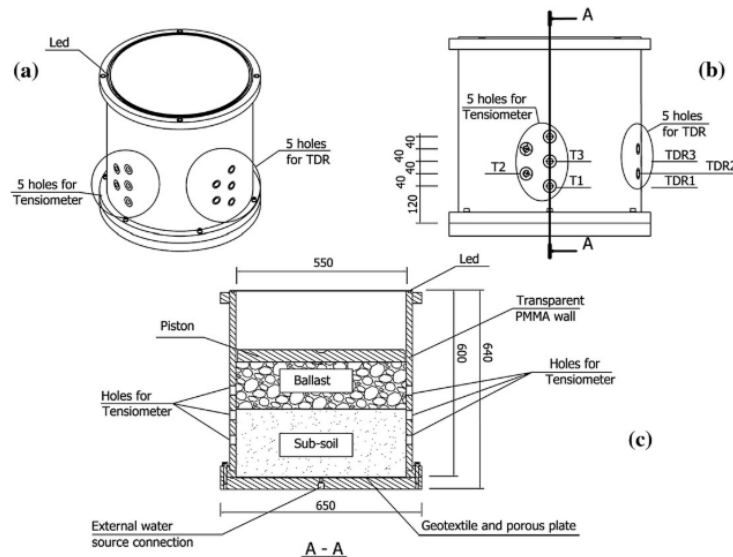


Abb. 34: Versuchsaufbau (Duong et al., 2014)

Werden durch die zyklische Belastung hohe Porenwasserüberdrücke gebildet, verlieren die Feinteile ihre scheinbare Kohäsion und es kommt zu einer Art „Verflüssigung“. Wenn dann der PWP abgebaut wird, kommt es zum Hochwandern der Feinteile in den Gleisschotter. Je größer die anfängliche Trockendichte ist, desto geringer sind die Verformungen. Der Aufbau von Porenwasserüberdrücken sowie das Hochwandern von Feinteilen nimmt ab. Abb. 35 zeigt den Verlauf der aufgebrauchten Spannung, die Entwicklung des PWP, des VWC und der Setzung des Gleisschotters sowie die Verschmutzungsentwicklung im gesättigten Zustand für eine anfängliche Trockendichte $\rho_{d\text{-initial}} = 1,6 \text{ Mg/m}^3$. (Duong et al., 2014)

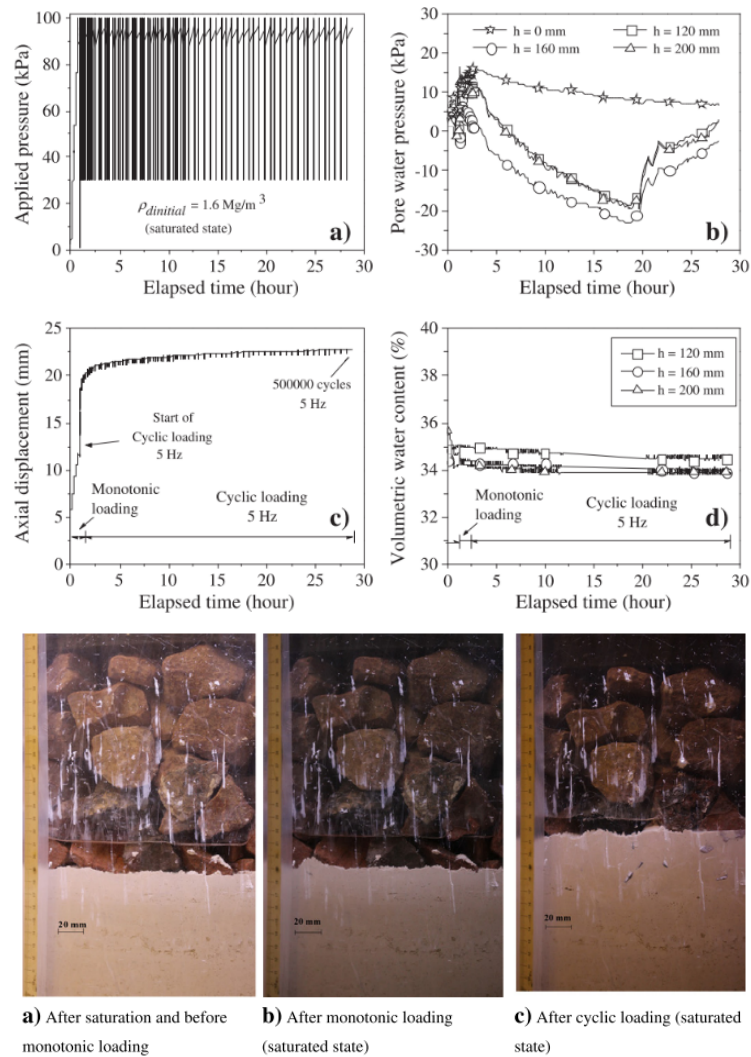


Abb. 35: Testergebnisse für den gesättigten Zustand mit $\rho_{d-initial} = 1,6 \text{ Mg/m}^3$ und Bilder der Verschmutzungsentwicklung (Duong et al., 2014)

Takatoshi (1997) gibt an, dass „Mud Pumping“ durch die Entstehung einer Saugspannung beim Entlasten des Gleises verursacht wird. Diese Funktionsweise ist in Abb. 36 dargestellt. Aufgrund des abgenutzten Schotters verliert die Schwelle den Kontakt mit dem Gleisschotter (Hohlage). Durch die Zugüberfahrt wird die Schwelle nach unten gedrückt und es kommt zu einem Aufbau eines Porenwasserüberdrucks und mit der anschließenden Entlastung entsteht ein Unterdruck im Hohlraum, welcher die Feinteile hochzieht.

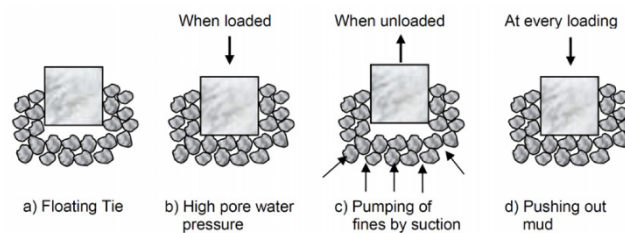


Abb. 36: Funktionsweise nach Takatoshi (1997)

2.6 Instandhaltung und Kosten

In den vergangenen Jahren wurden einige Feldversuche durchgeführt um das Problem zu behandeln. Die meisten wurden jedoch nicht systematisch untersucht und aufgezeichnet und darum ist es unerlässlich die Mechanismen und möglichen Sanierungsmaßnahmen zu untersuchen. In der Praxis am häufigsten angewandt wird die Verbesserung der Trasse (Spurneuordnung) und die Gleisschotterauffüllung. Diese temporären Maßnahmen gelten als die kostengünstigsten Sanierungsmethoden. Dabei werden die Gleisschienen angehoben und der alte Gleisschotter durch einen Neuen ersetzt. Es wird oft der komplette Gleisschotter ausgetauscht, da durch die Verschmutzung keine Dränage möglich ist. (Abeywickrama et al., 2018)

Li und Selig (1998) kamen zum Ergebnis, wenn man die Dicke der Gleisschotter-schicht erhöht, verbessert sich die Lebensdauer der Fahrbahn über problematischen, weichen Unterböden.

Es gibt dokumentierte Fälle, bei denen eine Sandschicht zwischen dem Untergrund und dem Gleisschotter das Problem „Mud Pumping“ effektiv verhindern konnte. Dies wird durch eine permanente Filterung und der damit verbundenen Dränierung des kohäsiven Untergrunds, unter dynamischen Bedingungen, gewährleistet. (Ayres, 1986)

Raymond (1999) zeigt, dass die Verwendung von Geotextilien als Separator zwischen kohäsivem Untergrund und grobkörnigem Material nur in eine Richtung funktioniert. Sie verhindern das Eindringen des groben Aggregats in den feinkörnigen Untergrund, jedoch nicht das Hochwandern der Feinteile.

Zusätzlich versuchte man durch Untergrundverbesserungsmethoden das Problem in den Griff zu bekommen. Dabei können Kalk-Stabilisationen oder heiße Asphaltmischungen zum Einsatz kommen. Diese erhöhen die Festigkeit des Untergrunds und führen zur Abschwächung der „Mud Pumping“-Anfälligkeit. (Aw, 2007)

Ni (2012) hat einige zyklische Triaxialversuche, bei welchen er weichen Ton mit und ohne vorgefertigten vertikalen Dränagen testete, durchgeführt. Dabei bewirken PVDs einen raschen Abbau des Porenwasserüberdrucks während und nach der zyklischen Belastung. Dieses System würde eine passende Lösung liefern.

Höhere Achslasten, größere Geschwindigkeiten und ein hochfrequentes Befahren der Trassen und die damit verbundene Verlagerung von der Straße auf die Bahn zeigen die Gegenwärtigkeit des Problems und dessen Forschungsbedarf (Kuo et al., 2016).

Um passende Lösungen für das Problem „Mud Pumping“ zu finden, müssen zuerst die eigentlichen Ursachen richtig verstanden werden.

3 Bodenphysikalische Eigenschaften

3.1 Boden als Drei-Phasen-System (Möller, 2016)

Abb. 37 zeigt das Mehrphasensystem Boden. Grundsätzlich besteht der Boden aus einer gasförmigen Phase (Luft), einer flüssigen Phase (Wasser), sowie einer festen Phase (Bodenpartikel).

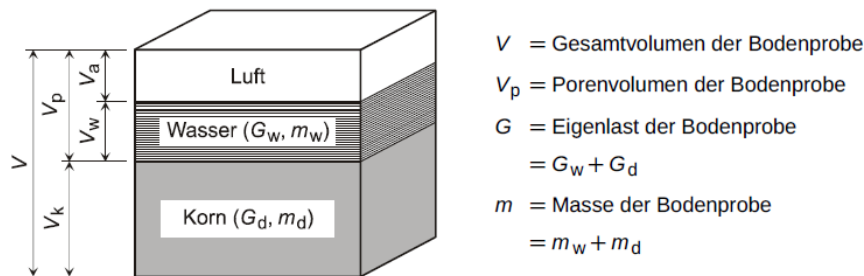


Abb. 37: Drei-Phasen-Gemisch Boden

Im Boden wird zwischen freier Porenluft und eingeschlossener Porenluft unterschieden. Als freie Porenluft wird jene Luft im Boden bezeichnet, welche in direkter Verbindung mit Atmosphäre steht und bei kleinen Druckänderungen entweichen kann. Die eingeschlossene Porenluft hingegen befindet sich im Porenwasser. Bei Druckausübungen auf den Boden können diese eingeschlossenen Gasblasen komprimiert werden und haben somit einen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens bzw. Porenwassers (z.B. Kompressibilität und Durchlässigkeit). (Boley, 2012)

Bei einem zur Gänze gesättigten Boden (Sättigungsgrad $S_r = 100\%$) befindet sich keine Luft mehr im Boden.

3.2 Wasser im Boden (Möller, 2016)

Im Boden kann es zu verschiedenen Erscheinungsformen des Wassers kommen (siehe Abb. 38). Dabei lassen sich zwei verschiedene Zonen erkennen. Einerseits die untere Zone, welche sich vollständig im Grundwasser befindet (gesättigte Zone). Diese unterliegt dem hydrostatischen Wasserdruck. Andererseits die obere Zone (Kapillarzone), in welcher die Poren vollständig (geschlossene Kapillarzone) oder teilweise (offene Kapillarzone $\hat{=}$ teilgesättigter Bereich) mit Kapillarwasser gefüllt sind. Bewegt man sich im Beobachtungsrohr weiter nach oben, sind einzelne Bodenpartikel oberhalb der geschlossenen Kapillarzone von Haftwasser umgeben. Dieses Haftwasser wird gegen die Schwerkraft adhäsiv gehalten. Das hygroskopische Wasser umhüllt die Bodenteilchen im gesamten Bodenprofil. Die Voraussetzung für dieses Wasser sind elektrisch geladene Oberflächen der Bodenteilchen.

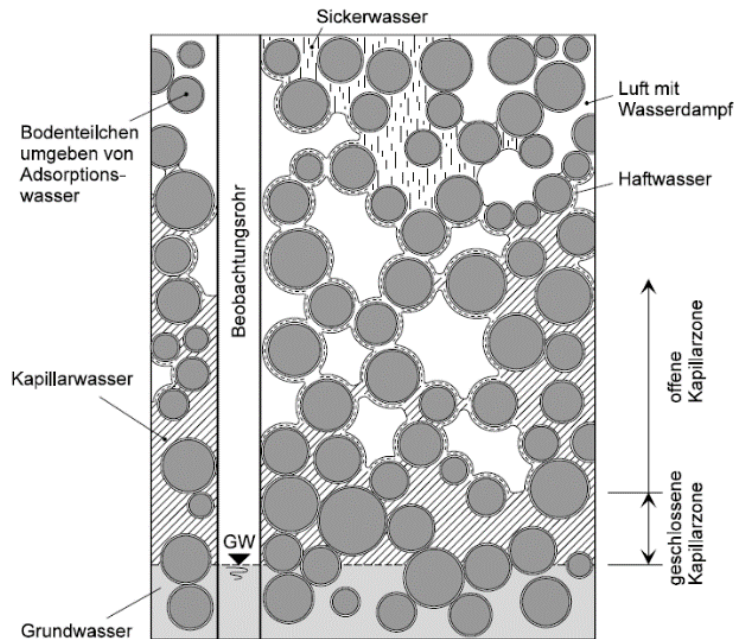


Abb. 38: Erscheinungsformen des Wassers im Boden (nach Plagemann und Langner, 1970)

3.2.1 Kapillarwasser

Im teilgesättigten Boden, das heißt in welchem die Bodenporen nicht zur Gänze mit Grundwasser gefüllt sind, treten Oberflächenspannungen auf. Diese Spannungen wirken zwischen dem Boden und dem Wasser. Es entstehen sogenannte Kapillarkräfte, welche bei kleineren Porengrößen zunehmen. Die folgende Formel beschreibt die kapillare Steighöhe h_k [cm] des Wassers aufgrund der Kapillarkräfte.

$$h_k = \frac{4 * \sigma_0 * \cos\alpha}{d * \gamma_w} \quad (10)$$

Dabei ist σ_0 die Oberflächenspannung [N/cm], α der Benetzungswinkel [°], d der Kapillardurchmesser [cm] und γ_w die Wasserwichte [N/cm³].

Die Porenkanäle im Boden weisen jedoch unterschiedliche Dicken auf. Daher ist ein Jasmin-Rohr zutreffender als ein Kapillarrohr mit konstantem Durchmesser (siehe Abb. 39). Beim Jasmin-Rohr wird zwischen der „aktiven“ kapillaren Steighöhe h_{ka} und der „passiven“ kapillaren Steighöhe h_{kp} unterschieden. Wird das Jasmin-Rohr ins Wasser gestellt, stellt sich der Wasserpegel h_{ka} ein. Nach dem Absenken des ursprünglich bis zur Oberkante des Jasmin-Rohrs reichenden Wasserpegels stellt sich eine größere Steighöhe h_{kp} ein. Aufgrund von Grundwasserspiegelschwankungen und unregelmäßigen Querschnitten der Porenkanäle im Bodenprofil kommt es zu unterschiedlichen kapillaren Steighöhen im Boden. Es wird zwischen der geschlossenen (alle Poren sind mit Wasser gefüllt $\hat{=}$ gesättigter Boden) und der offenen (Teil der Poren sind mit Wasser gefüllt $\hat{=}$ teilgesättigter Boden) Kapillarzonen unterschieden.

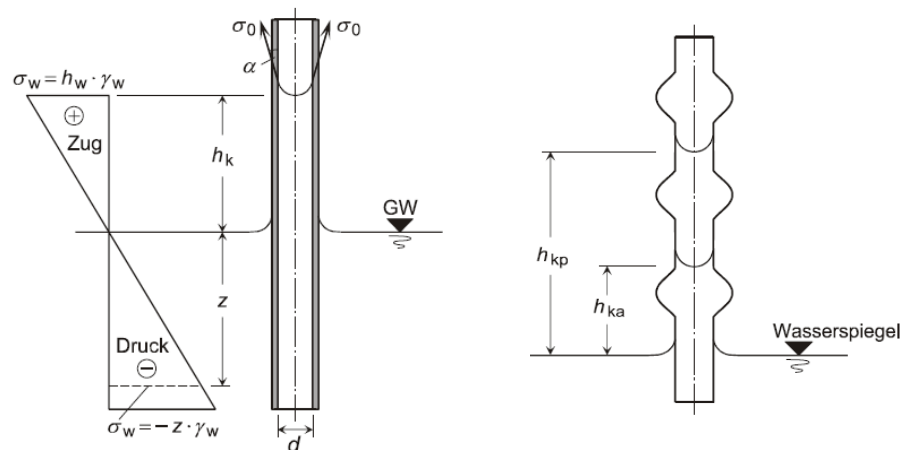


Abb. 39: Links: Kapillarrohr, Rechts: Jasmin-Rohr;

3.2.2 Porenwinkelwasser

Als Porenwinkelwasser wird jenes Wasser bezeichnet, welches sich in den Kontaktflächen (Porenwinkel) nichtbindiger Böden befindet (siehe Abb. 40). Die Kapillarkräfte des Porenwinkelwassers ziehen und halten die Bodenpartikel zusammen. Dieses Verhalten wird als „Kapillarkohäsion“ bzw. „scheinbare Kohäsion“ bezeichnet. Diese scheinbare Kohäsion tritt vor allem in feinkörnigen, nichtbindigen Böden auf. Bei einem bestimmten Wassergehalt des Bodens erreicht diese Kohäsion ein Maximum. Eine Abweichung von diesem Wassergehalt führt zu einer Reduktion der Kapillarkohäsion. Das heißt, bei einem vollkommen gesättigten und einem vollkommen trockenen Boden ist die scheinbare Kohäsion nicht gegeben.

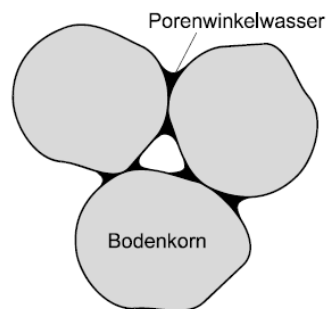


Abb. 40: Porenwinkelwasser der Bodenkörner

3.2.3 Hygroskopisches Wasser (Adsorptionswasser)

Als ein Teil des Haftwassers wird das Adsorptionswasser (aufgrund der Dipoleigenschaften von Wasser) von den elektrisch negativ geladenen, mineralischen Oberflächen der Bodenpartikel angezogen. Das Wasser wird an den Partikeloberflächen angelagert bzw. adsorbiert (siehe Abb. 41). Die Van der Waals'sche Kräfte, welche eine Kombination aus einer elektrostatischen und molekularen Wirkung sind, beschreiben den Verlauf, sowie die Größe dieser Anziehungskräfte (nach Busch und Luckner, 1974). Eine sogenannte „diffuse Hülle“ umgibt die Bodenpartikel. Die Dicke dieser verdichteten Wasserschicht schwankt je nach Elekt-

rolytgehalt des Wassers und es kommt auch zu unterschiedlichen Reichweitenunterschieden der elektrostatischen Kraftwirkung (vgl. Jasmund und Lagaly, 1993). Das Adsorptionswasser verhält sich wie eine hochviskose Flüssigkeit und wird nahe der Teilchenoberfläche extrem zäh. An der Partikeloberfläche selbst gilt es praktisch als Bestandteil des Teilchens.

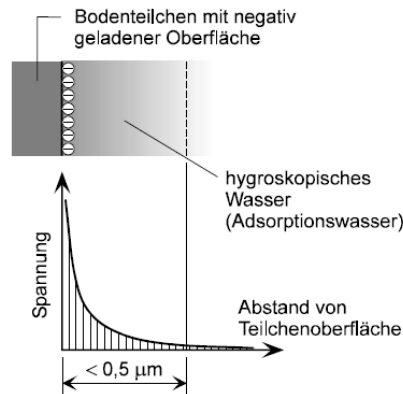


Abb. 41: Anziehungsspannungsverlauf der „diffusen Hülle“

Als „freies“ Porenwasser wird jenes Wasser bezeichnet, bei welchem der Einfluss der Oberflächenladungen vernachlässigt werden kann. Dieses Wasser verhält sich wie herkömmliches Wasser. (Boley, 2012)

3.3 Das Matrixpotential ϕ_m (Scheffer und Schachtschabel, 2010)

Alle durch die Matrix auf das Wasser ausgeübten Einwirkungen werden durch das Matrixpotential beschrieben. Dieses Potential wirkt dem Gravitationspotential entgegen und bekommt deswegen ein negatives Vorzeichen (negativer hydrostatischer Druck). Die Matrix hält das Wasser umso stärker im Boden fest, je geringer der Wassergehalt des Bodens ist. Dabei sinkt das Potential und wird daher umso negativer. Anstelle des Matrixpotentials spricht man im deutschsprachigen Raum häufig von Wasserspannung (Saugspannung), welche dem Betrag des Matrixpotentials entspricht und somit mit zunehmender Austrocknung steigt.

Abb. 42 zeigt einen mit trockenem Boden gefüllten Zylinder. Dieser weist an der Oberseite einen Verdunstungsschutz auf und wird in ein Wasserbecken gestellt. Nach geraumer Zeit stellt sich ein Gleichgewicht des hydraulischen Potentials ($\phi_H = \phi_Z + \phi_m = 0$) ein. Dies ist durch die Abnahme des Wassergehalts von unten nach oben gekennzeichnet. Das heißt, das Matrixpotential ϕ_m und das Gravitationspotential ϕ_Z müssen betragsmäßig gleich sein (geradliniger Verlauf der beiden Potentiale). Der Verlauf des Wassergehalts über dem Grundwasserspiegel ist bodentypisch und in der Regel nicht linear. Kommt es z.B. zum Verdunsten von Wasser an der Oberfläche, wird das Gleichgewicht gestört und das Matrixpotential erreicht einen größeren negativen Wert. Da ϕ_Z jedoch konstant bleibt, wird $\phi_H < 0$. Es kommt zu einer Wasserbewegung von unten nach oben, in Richtung des niedrigeren hydraulischen Potentials. Wird andererseits der Wassergehalt durch

Zugabe von Wasser im oberen Bereich (z.B. durch Regen) erhöht, kommt es zur Wasserbewegung von oben nach unten. Das hydraulische Potential ϕ_H steigt auf über null ($\phi_H > 0$). Abb. 43 stellt ebenfalls die Kapillarwirkung von Böden dar (Boley, 2012).

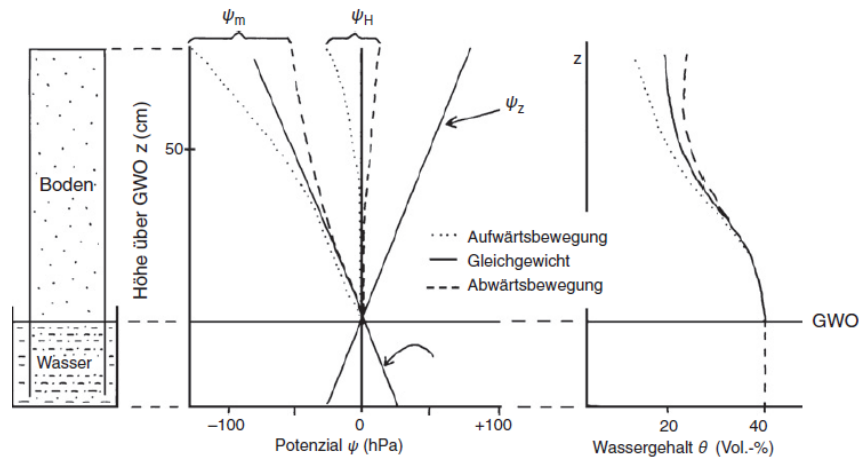


Abb. 42: Matrixpotential ϕ_m , hydraulisches Potential ϕ_H , Gravitationspotential ϕ_z in einer homogenen Bodensäule bei verschiedenen Wasserbewegungszuständen

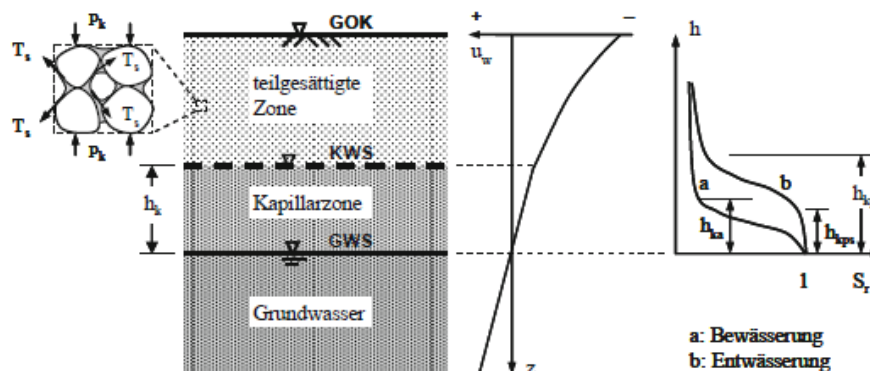


Abb. 43: Kapillarwirkung von Böden (Boley, 2012)

3.4 Die Wasserretentionskurve (Scheffer und Schachtschabel, 2010)

Abb. 44 stellt die Matrixpotentialkurven (Wassergehaltkurven, pF-Kurven, Wasserretentionskurven oder Bodenwassercharakteristik) verschiedener Böden dar. Der logarithmische Wert des Betrags von dem Matrixpotential ist der pF-Wert. Der pF-Wert ist somit der Logarithmus der Wassersäule WS in cm ($\cong \log \text{ cm WS, hPa}$). Diese Kurven zeigen die Beziehung zwischen dem Wassergehalt und dem Matrixpotential des Bodens. Bei einem Matrixpotential von 0 hPa bzw. 0 cm WS ($\text{pF} = -\infty$) ist der Boden vollkommen gesättigt. Für die nachfolgenden Beispiele liegt dieser volumetrische Wassergehalt zwischen 42 % und 53 %. Da dabei der Boden wassergesättigt ist, entspricht dieses Volumen zugleich dem Porenraum des Bodens. Neben diesen Porenvolumen beeinflusst auch die Porengrößenverteilung den Verlauf der Kurve. Um einem feinkörnigen Boden, wie

z.B. Ton, Wasser zu entziehen, muss das Matrixpotential um einiges größer sein als bei einem grobkörnigen Boden, wie z.B. Sand. Die Begründung dafür ist, dass der Anteil an Grobporen bei Sand um einiges größer ist als bei Ton und somit mehr freies Wasser in den Poren vorhanden ist. Bei Ton ist der Feinporenanteil höher und daher auch der Anteil an Wasser, welcher durch Adsorptionskräfte bzw. Kapillarkräfte an die Bodenteilchen gebunden ist.

In der folgenden Abbildung steht FK für die Feldkapazität (Betrag des Matrixpotentials ≥ 60 hPa). Herrscht eine solche Saugspannung im Boden kommt es zu keinem Wasserverlust aufgrund Gravitation. Sinkt der Betrag des Matrixpotentials unter 60 hPa, spricht man von der sogenannten Luftkapazität LK. Bei diesem Matrixpotential versickert das Wasser im Boden. Der permanente Welkepunkt PWP bei ca. 15000 hPa ($\cong 4,2$ pF) ist jener Punkt, welcher den Übergang zwischen pflanzenverfügbarem und nicht pflanzenverfügbarem Wasser markiert.

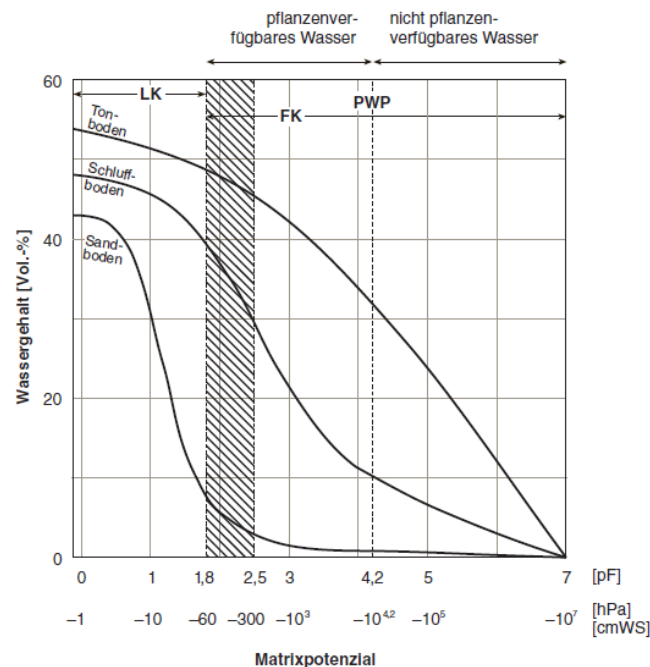


Abb. 44: Beziehung zwischen Matrixpotential und Wassergehalt verschiedener Böden. Bei einer Änderung des Bodengefüges, wie z.B. bei der Quellung des Bodens, nimmt der Anteil an groben Sekundärporen ab und der Anteil an Mittelporen sowie speziell der Anteil an Feinporen stark zu. Somit verlaufen die Matrixpotentialkurven beim Quellen flacher als beim Schwinden. Neben den Einflussfaktoren Körnung, Gefüge und Spannungszustand wird der Verlauf der Wasserretentionskurven auch durch die Richtung der Wassergehaltsänderung und der Lagerungsdichte beeinflusst. Die Lagerungsdichte beeinflusst dabei die Porengrößenverteilung bzw. das Porenvolumen, welches wiederum eine Auswirkung auf das Matrixpotential hat. Abb. 45 zeigt den Einfluss der Richtung der Wassergehaltsänderung (Hysteresiseffekt) sowie den Einfluss der Porenengpässe bei dieser Hysterese. Für verschiedene Böden mit gleichem Wassergehalt ist das Potential für die Entwässerung immer größer als für die Bewässerung. Die Ursachen für diese Hysterese sind unterschiedliche Porenengpässe, unterschiedliche Luftinklusionen, Änderung

der Benutzbarkeit und ferner auch die Gefügeänderungen durch Schrumpfung und Quellung. Beim Bewässern werden aufgrund der Kapillarität zuerst die Feinporen und anschließend die Grobporen gesättigt. Hingegen bei der Entwässerung kommt es zuerst zum Entwässern der Grobporen, wobei die Feinporen aufgrund ihrer Kapillarkräfte die Entwässerung der darunterliegenden Grobporen verzögern können.

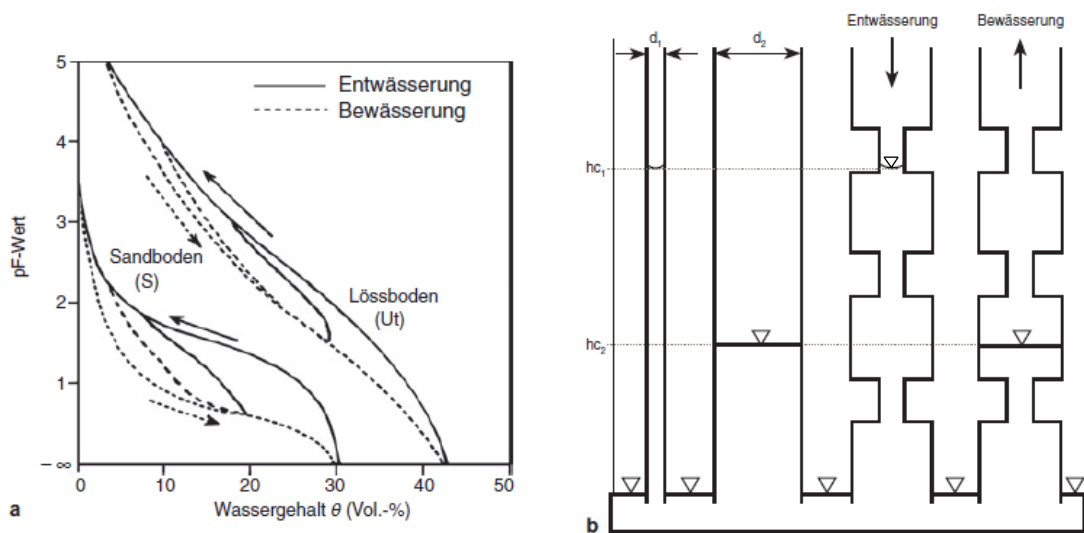


Abb. 45: (a) Einfluss der Richtung der Wassergehaltsänderung für verschiedene Böden, (b) Einfluss der Porenengpässe auf diese Hysterese; (Bohne, 1998 in Scheffer und Schachtschabel, 2010)

4 Eigenschaften der Versuchsböden

Die verwendeten Versuchsböden entsprechen jenen, die in der Masterarbeit von Wiedemaier (2018) bereits bearbeitet wurden, wobei in dieser Arbeit lediglich Boden 1 und Boden 2, wie unten beschrieben, untersucht werden. Es handelt sich um im Labor zusammengemischte Böden. Dabei sollte für die verschiedenen Böden näherungsweise folgendes Verhältnis der Trockenmasse (Sand zu Schluff) eingehalten werden:

- „Boden 1“: schluffiger Sand (ca. 70 % Sand und 30 % Schluff)
- „Boden 2“: sandiger Schluff (ca. 30 % Sand und 70 % Schluff)

4.1 Kornverteilung

Die Grundlage für diese Böden bilden die Ausgangsmaterialien aus dem Waschkorn eines Schotterwerks in der Obersteiermark. Der Sand (Feinsand FSa) kommt aus der Siebanlage des Werks und der Schluff (Si) aus der Filterpressanlage, in welcher der Schotter gewaschen wird. Abb. 46 zeigt die Kornverteilungen der Ausgangsmaterialien (Si (A) und FSa (B)), welche durch Sieb- und Schlämmanalysen nach ÖNORM EN ISO 17892-4:2017 in Wiedemaier (2018) ermittelt wurden.

Durch folgendes Mischverhältnis der Ausgangsmaterialien (in % der Trockenmasse m_d) werden die projektspezifischen Vorgaben der Böden erreicht:

- Für „Boden 1“: 80 % FSa und 20 % Si
- Für „Boden 2“: 35 % FSa und 65 % Si

Die dadurch entstandene Kornverteilung der beiden Versuchsböden (siehe Abb. 47) weist für Boden 1 (Bodenart: cl' si Sa) einen Tonanteil von 8 % und für Boden 2 (Bodenart: cl sa Si) von 17 % auf. Das liegt am Ausgangsmaterial Schluff, welcher einen gewissen Tongehalt hat.

Da bereits für die Vorversuche zu wenig Material vorhanden ist, um eine Probenhöhe von 40 cm zu erreichen, müssen neue Ausgangsmaterialien aus der Obersteiermark besorgt werden. Wieder werden Sieb- und Schlämmanalysen durchgeführt. Die Kornverteilungen der neuen Ausgangsmaterialien sind ebenso in Abb. 46 (Si (C) NEU und FSa (D) NEU) ersichtlich. Der Grobkornanteil des Feinsandes wird händisch durch ein 2 mm Sieb entfernt. Um für Boden 1 und Boden 2 annähernd die gleiche Kornverteilung zu erreichen, werden die neuen Ausgangsmaterialien in folgendem Verhältnis der Trockenmassen m_d gemischt:

- Für „Boden 1“: 90 % FSa und 10 % Si
- Für „Boden 2“: 45 % FSa und 55 % Si

Die daraus entstandene Kornverteilungen ist ebenfalls in Abb. 47, mit der Zusatzbezeichnung „NEU“, zu sehen. Damit wieder ausreichend Material für die Versuchsböden vorhanden ist, wurden dem Boden 1 vorerst ca. 15 kg Trockenmasse und dem Boden 2 ca. 27 kg Trockenmasse beigemischt. Gesamt sind in etwa 92 kg je Bodenart notwendig, um einen Versuch durchführen zu können. Die Hauptversuche können somit mit der vollen Versuchskörperhöhe von 40 cm durchgeführt werden.

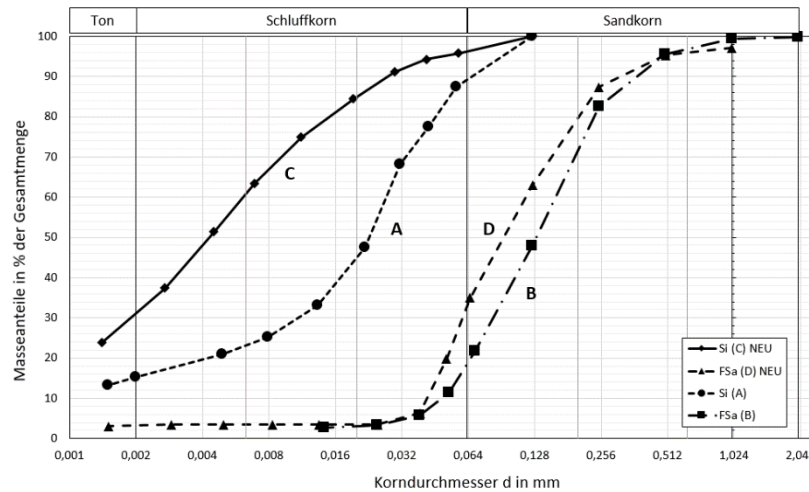


Abb. 46: Ausgangsmaterialien: Kornverteilung

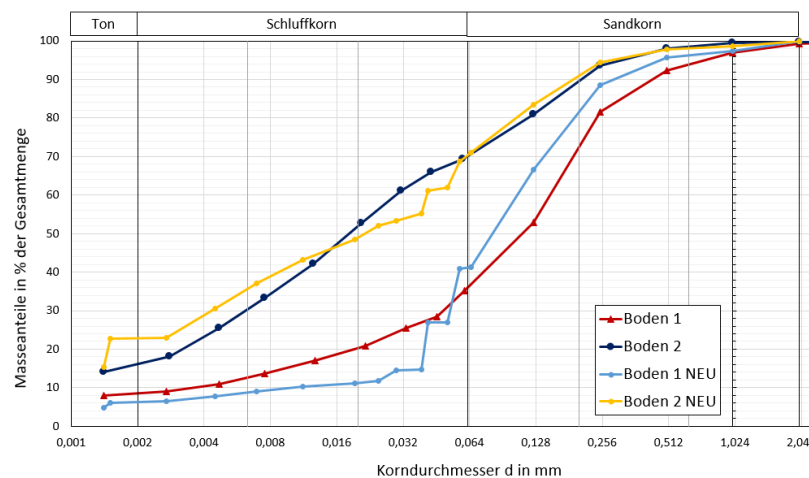


Abb. 47: Versuchsboden 1 und 2: Kornverteilung

4.2 Weitere Bodenparameter

Die folgenden Bodenparameter wurden in Wiedemaier (2018) bestimmt. Nach dem Ergänzen mit neuem Material wurden im Rahmen eines Bachelorprojektes die Konsistenzgrenzen für die neuen Bodenmischungen „Boden 1 NEU“ und „Boden 2 NEU“, sowie für „Boden 1 ALT“ neu bestimmt (Filzmaier, 2019). Der Vergleich der beiden Bodenparameterbestimmungen ist in Tab. 4 ersichtlich. In Abb. 48 werden die Proctorkurven der beiden Versuchsböden dargestellt. Dazugehörig zeigt Tab. 4 auch den optimalen Wassergehalt w_{opt} der Böden. Zusätzlich kann der Sättigungsgrad S_r [%], die Porenzahl e [-], der Porenanteil n [-], der gravimetrische Wassergehalt w [%], der volumetrische Wassergehalt θ [%] der Probe sowie der Zusammenhang beider, wie bereits in Wiedemaier (2018) aufgelistet,

durch die Formeln (11) bis (15) bestimmt werden. Nach dem Einbau liegt S_r für beide Versuchsböden mit einer Trockeneinbaudichte von $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$ bei $\sim 59 \%$. Der Porenraum n beträgt für Boden 1 $\sim 39 \%$ und für Boden 2 $\sim 38 \%$.

$$S_r = \frac{\rho_s * w}{\rho_w * e} \quad (11)$$

$$e = \frac{\rho_s * V}{m_d} - 1 \quad (12)$$

$$n = \frac{e}{e + 1} \quad (13)$$

$$w = \frac{\rho_w * V_w}{\rho_d * V} * 100 \quad (14)$$

$$\theta = \frac{V_w}{V} * 100 \quad (15)$$

Der Zusammenhang von w und θ lässt sich wie folgt beschreiben:

$$\theta = \frac{\rho_d * w}{\rho_w} \quad (16)$$

ρ_s	Korndichte [g/cm ³]	V	Gesamtvolumen Boden [cm ³]
ρ_d	Trockendichte Boden [g/cm ³]	V_w	Wasservolumen Boden [cm ³]
ρ_w	Wasserdichte [g/cm ³]	m_d	Trockenmasse Boden [g]

Tab. 4: Bodenparameter der Versuchsböden

Bezeichnung				nach Wiedemaier (2018)			nach Filzmaier (2019)		
				Boden 1	Boden 2	Boden 1 ALT	Boden 1 NEU	Boden 2 NEU	
Korndichte	ÖN B 4413:2010	ρ_s	g/cm ³	2,78	2,74				
Optimaler Wassergehalt	ÖN EN 13286-2 und ÖN B418:2007	w_{opt}	%	13,50	13,10				
Proctordichte		ρ_{Pr}	g/cm ³	1,91	1,98				
Durchlässigkeit	ÖN B 4422-1:1992	k_{10}	m/s	1,9E-7	4,8E-8				
Fließgrenze		w_L	%	22,50	22,60	19,50	19,50	19,00	
Plastizitätsgrenze	ÖN B 4411:2009	w_P	%	22,00	17,60	18,00	17,00	14,00	
Plastizitätszahl		I_P	%	0,50	4,90	0,50	2,50	5,00	

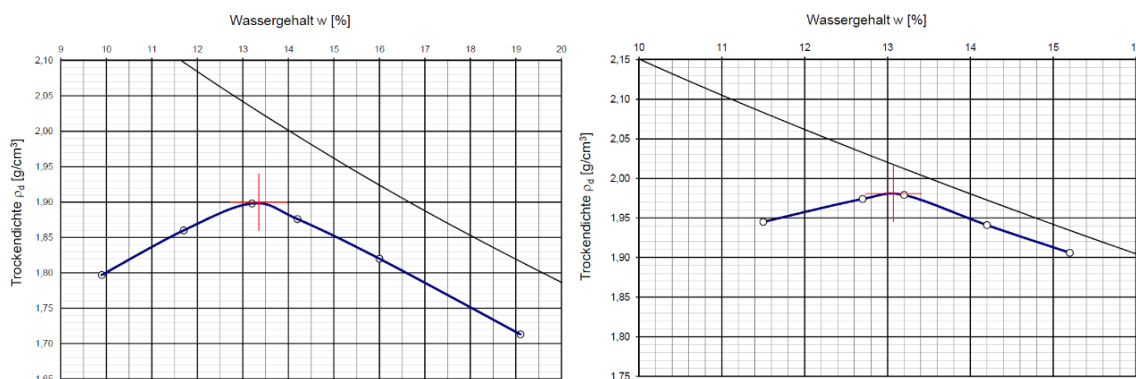


Abb. 48: Proctorkurve für Boden 1 (links) und Boden 2 (rechts); (Wiedemaier, 2018)

5 Versuchsdetails

In den folgenden Seiten ist der Prüfstand der Versuchsreihen, sowie die verwendete Messtechnik und der Versuchsablauf beschrieben.

5.1 Versuchsaufbau

Die Vorversuche sowie der erste Hauptversuch (H_V1.1) werden mit dem Versuchszylinder, wie er in Wiedemaier (2018) Kapitel 5.1 beschrieben wird, durchgeführt. Alle anschließenden Versuche werden mit einem neu angefertigten Zylinder, mit zusätzlichen Sensoranschlüssen, realisiert.

5.1.1 Versuchszylinder und Prüfstand

Im Vergleich zum alten Prüfzylinder werden am neuen Prüfzylinder folgende Details verändert. Der aus Acrylglas hergestellte Zylinder wird mit einer ebenfalls aus Acrylglas bestehenden Bodenplatte zusammengeschweißt. Die Abmessungen mit einem Innendurchmesser von 38,8 cm und einer Höhe von 60 cm bleiben die gleichen. Um später den eingebauten Boden zu sättigen, werden ebenfalls 4 Stück $\frac{3}{4}$ “ Bohrungen symmetrisch, in gleichen Abständen an der Bodenplatte angeordnet. Folglich werden Wasseranschlussstücke aus Messing in die Bohrungen gesetzt und Wasserschläuche mittels Schlauchklemmen darauf befestigt. Die Schläuche werden durch eine Verteilerkonstruktion verbunden und an einem mit entgasen, entionisierten Wasser gefüllten Kanister angeschlossen. Die hydraulische Druckhöhe wird je nach Bedarf variiert. Um die gleichmäßige Verteilung des Wassers am Zylinderboden zu gewährleisten, wird für die ersten drei Vorversuche eine gesinterte Bronzeplatte (Stärke 0,5 cm) verwendet. Ein Silikonrand/Dichtrand an der Kontaktstelle zwischen Bronzeplatte und Zylinder dient als Fixierung. Für die anschließenden Versuche wird einlagig bzw. zweilagig ein Vlies verwendet. Der alte Versuchszylinder weist 2 x 4 um 90° versetzte Löcher für die Messsensoren auf. Diese befinden sich, vom Zylinderboden ausgehend, in einer Höhe von 20 bis 35 cm (im Abstand von je 5 cm). Der neue Versuchszylinder besitzt 3 x 3 um je 90° versetzte Sensorlöcher (metrisches ISO-Gewinde M12). Diese sind in den Höhen 5 cm, 20 cm und 35 cm vom Zylinderboden ausgehend angebracht und mit Dichtmanschetten versehen. Dabei ist die dritte Sensorspalte für Druckmessungen mit sogenannten Digibars, in Verbindung mit späteren Versuchsreihen, vorgesehen. Neu sind auch die Sensoreingänge am Unterboden. Einer davon befindet sich in Zylindermitte. Die Maßbänder an der Zylinderwand dienen unter anderem der Höhenkontrolle beim Einbau des Bodenmaterials. Abb. 49 zeigt den Prüfstand sowie eine schematische Darstellung des alten Prüfzylinders inklusive der Lage der Messsensoren im Querschnitt. Abb. 50 lässt im Vordergrund den Versuchszylinder inklusive der Wasserschläuche zur Sättigung, welche am Kanister angeschlossen sind, und im Hintergrund die Computertechnik erkennen.

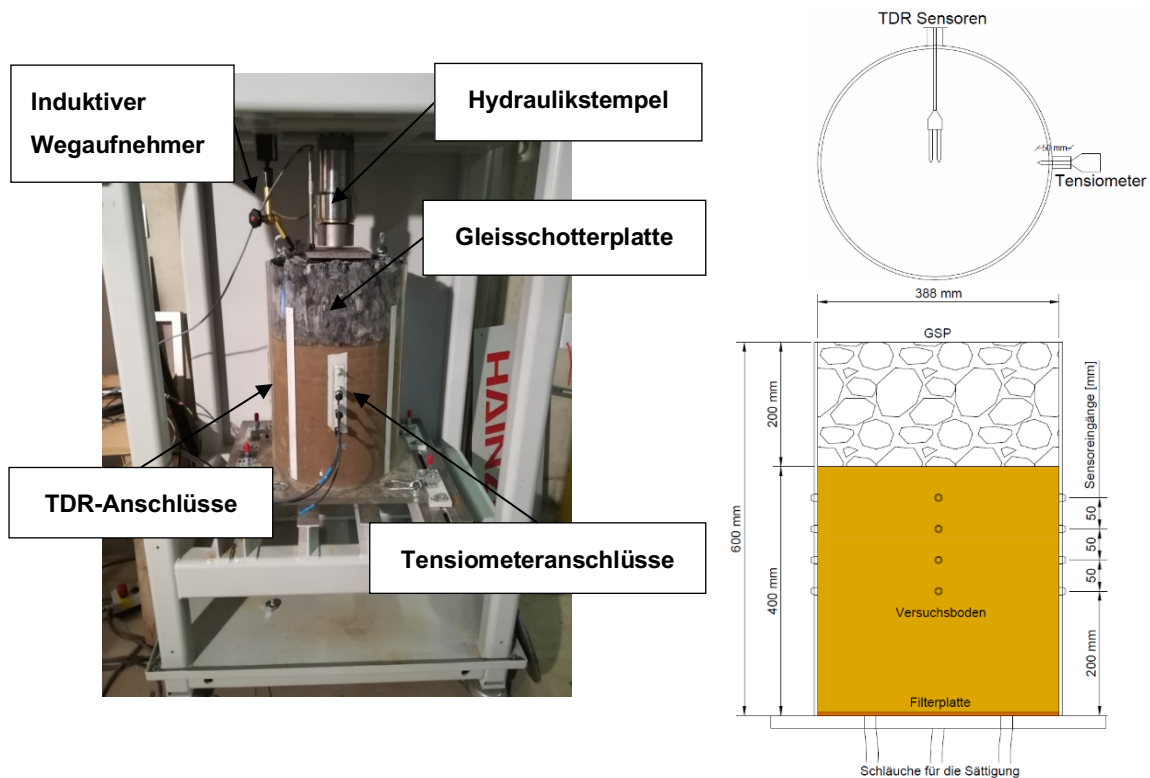


Abb. 49: Prüfstand und Prüfzylinder

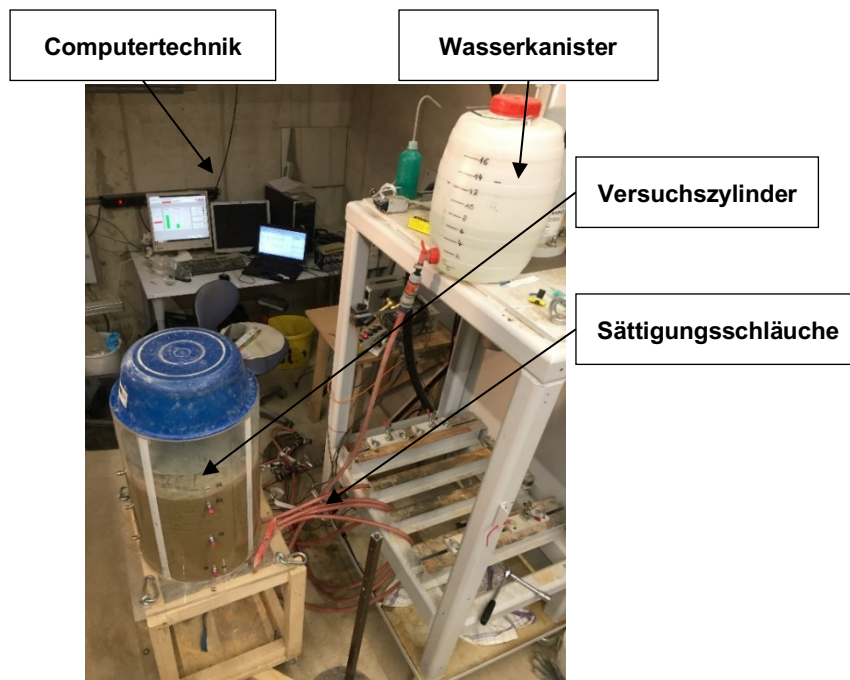


Abb. 50: Überblick der Versuchsumgebung

5.1.2 Gleisschotterplatte (GSP)

Dafür wird ein Gleisschottermaterial mit der Körnung 32/64 mm verwendet. Für die GSP wird eine 20 cm hohe zylindrische Acrylglaschalung (Innendurchmesser ebenfalls 38,8 cm) angefertigt, mit einer ca. 1 mm starken Kunststoffmembran ausgekleidet und anschließend auf einem Gitterrost platziert (siehe Abb. 51 links). Durch die Membran entsteht ein Schlupf zwischen Zylinder und GSP, welcher eine

ansonsten durch die Relativbewegung auftretende Reibung verhindern soll. Anschließend werden zwei Gewindestangen mittels Beilagscheiben und Muttern, symmetrisch vom Mittelpunkt entfernt, am Gitterrost befestigt. Nach der Fertigstellung werden darauf die Kranösen fixiert. Anschließend wird die Schalung mit Gleisschotter (möglichst dicht gelagert) befüllt. Ein zweiter Gitterrost dient zum Horizontieren des Gleisschotter von oben. Verklebt wird der Gleisschotter mit einem 2-Komponenten Epoxidharzklebstoff. Beide Komponenten (Klebstoff und Bindemittel) werden vermischt und von oben in die Schalung gefüllt. Im Randbereich wurde mehr Klebstoff verwendet. Bei der zweiten hergestellten GSP wird zusätzlich der Rand von der anderen Seite aus vergossen. Nach dem Ausschalen der GSP waren diese einsatzbereit. Bei der ersten der beiden neu hergestellten GSP stellt sich das Problem dar, dass eine zu dichte Klebestruktur vorhanden ist. Diese entstand aufgrund des erneuten Befüllens der Schalung mit dem bereits durchgesickerten Harzkleber, welcher schon eine zu steife, etwas erhärtete Konsistenz hatte. Der verbleibende Porenraum ermöglichte keine ausreichende Drainagefähigkeit.



Abb. 51: Herstellung einer GSP

5.1.3 Computertechnik

Der Prüfstand wurde von der Firma HAINZL Industriesysteme GmbH gefertigt. Für die Steuerung des Hydraulikstempels, welcher die Belastung einer Zugüberfahrt simuliert, wird eine betriebsinterne Software dieser Firma verwendet (siehe Abb. 52 oben, linker Bildschirm). Mit einer bestimmten IP-Adresse kann auf die Steuerung zugegriffen werden. Die Regelung kann automatisch oder per Hand erfolgen. Zusätzlich können damit einige Aggregatparameter, wie z.B. die Öltemperatur für die Hydraulik, überprüft werden. Ist diese z.B. zu hoch, schaltet sich das Aggregat automatisch ab. Der rechte Bildschirm derselben Abbildung zeigt die Software CATMAN zur Echtzeitauswertung der Messdaten. Im unteren Bereich der Abb. 52 sieht man links den Datenlogger und rechts die externe Stromquelle für die TDR-Sensoren. Am Datenlogger werden alle verwendeten Sensoren inklusive der prüfstandsinternen Sensoren (Kraft, interner Wegaufnehmer etc.) angeschlossen. Dieser dient als prozessgesteuerte Speichereinheit, welche das analoge

Signal der Sensoren in ein digitales Signal umwandelt und diese Daten auf ein Speichermedium ablegt. Über eine geeignete Schnittstelle, wie hier über ein LAN-Netzwerk sichergestellt, werden die Daten ausgelesen und mit der bereits erwähnten Software CATMAN in Echtzeit dargestellt. Da der Datenlogger mit einer Versorgungsspannung von 5 V arbeitet und die TDR-Sonden eine Versorgungsspannung von 2,5 V bzw. 3,5 V benötigen, ist ein externes Stromgerät erforderlich.



Abb. 52: Oben: Bildschirm links für die Prüfstandkontrolle, Bildschirm rechts zur Auswertung der Messdaten (CATMAN Software), Links unten: Datenlogger, Rechts unten: Externes Stromgerät für die TDR-Sonden;

5.2 Messtechnik

Bei der Versuchsdurchführung ist es wichtig bestimmte Parameter aufzuzeichnen. Dafür wurden Messsensoren am Prüfzylinder installiert. Diese sorgen für eine kontinuierliche Messung der Parameter. Um den volumetrischen Wassergehalt zu messen, werden in bestimmten Abständen TDR-Sensoren eingebaut. Die Messung der Porenwasserdrücke erfolgt durch Tensiometer, welche ebenfalls in bestimmten Abständen im Versuchszylinder installiert werden. Das Eindringen, das heißt die Setzung der GSP wird mittels einem induktiven Wegaufnehmer bestimmt. Die folgenden Unterkapitel beschreiben die verwendeten Messsensoren.

5.2.1 TDR-Sensor UMS EC-5

Der EC-5 TDR-Sensor (TDR = Time Domain Refectory) der Firma UMS GmbH wird verwendet um den volumetrischen Wassergehalt θ des Bodens in % zu bestimmen. Der Sensor sendet einen elektrischen Impuls (elektrische Welle) in den umgebenden Boden aus und dessen Laufzeit lässt auf die sogenannte dielektrische

Konstante K_a schließen (Topp et al., 1980). Genauer gesagt wird entlang der Sensor-Messstäbe eine Laufzeitmessung eines hochfrequenten elektromagnetischen Impulses durchgeführt (Rost, 1978). Dabei breitet sich der Impuls entlang der Stäbe in den umgrenzenden Boden aus, bis er an der Spitze des Sensors reflektiert wird und am Impulsursprung wieder ankommt. Aufgrund der unterschiedlichen Dielektrizitätskonstanten von Luft, Wasser und der Bodenpartikel kommt es bei einer Änderung des Sättigungsgrads im Boden auch zu einer unterschiedlichen Impulslaufzeit. Dadurch kann auf den jeweiligen Wassergehalt geschlossen werden. (Lal und Shukla, 2004)

In Abb. 53 sind die Sensorabmessungen ersichtlich. Die Breite des EC-5 beträgt in etwa 0,7 cm, wobei die Stärke der Messstäbe selbst nur ca. 1 mm ist. Mit einem Durchmesser von 5 cm über die Sensorlänge erstreckt sich der Messbereich.



Abb. 53: EC-5 TDR-Sensor von UMS

Da der EC-5 Sensor auf einer Frequenz von 70 MHz läuft, ist dieser auf eine Veränderung der Kornverteilung und der elektrischen Leitfähigkeit eingestellt. Daher ist der Sensor nur gering auf eine Änderung dieser anfällig. Für Bodenarten mit einer elektrischen Leitfähigkeit bis 8 dS/m ($\hat{=}$ Dezisiemens/Meter) trifft die werkseitige Kalibrierung zu.

Der reflektierte Impuls wird als elektrische Spannung in mV (Millivolt) gemessen. Formel (17) gibt die direkte Umrechnung dieser elektrischen Spannung in den volumetrischen Wassergehalt wieder. Diese gilt bei der Verwendung eines nicht von der METER Group AG stammenden Datenloggers, was sowohl für die Vorversuche als auch für die Hauptversuche der Fall ist, und bei einer Versorgungsspannung von 2,5 V.

$$\theta = 11,9 * 10^{-4} * mV - 0,401 \quad (17)$$

In dieser Arbeit wurde mit der Formel nach Topp et al. (1980), wie sie in Duong et al. (2014) beschrieben wird, gearbeitet (siehe Formel (20)). Dabei wird die elektrische Spannung des Impulses zuerst in die Dielektrizitätskonstante K_a umgewandelt. Die Vorversuche wurden alle samt mit einer Versorgungsspannung von 3,5 V durchgeführt. Da METER Group AG (2012) keine passende Formel für K_a mit 3,5 V angibt, wird die Formel für eine Versorgungsspannung von 3 V, bei der Verwendung eines von der METER Group AG produzierten Datenloggers, verwendet. Die gelieferten Ergebnisse sind annähernd genau und dienen als Abschätzung der Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts. Die Hauptversuche wurden dann

mit einer Versorgungsspannung von 2,5 V durchgeführt, für welche eine Umrechnung der elektrischen Spannung in die Dielektrizitätskonstante vorhanden ist. Formel (18) zeigt K_a für eine Versorgungsspannung von 3 V und Formel (19) zeigt diese für 2,5 V.

$$K_a = \frac{1}{-1,1057 * 10^{-9} * mV^3 + 3,5750 * 10^{-6} * mV^2 - 3,9557 * 10^{-3} * mV + 1,53153} \quad (18)$$

$$K_a = \frac{1}{-3,3325 * 10^{-9} * mV^3 + 7,0218 * 10^{-6} * mV^2 - 5,11647 * 10^{-3} * mV + 1,30746} \quad (19)$$

Im Anschluss wird mit der folgenden Formel K_a in den volumetrischen Wassergehalt umgerechnet.

$$\theta = (-5,3 * 10^{-2} + 2,92 * 10^{-2} * K_a - 5,5 * 10^{-4} * K_a^2 + 4,3 * 10^{-6} * K_a^3) * 100 \quad (20)$$

5.2.1.1 Prüfung des Sensors laut Bedienungsanleitung

Mit Formel (17), welche nur für eine Versorgungsspannung von 2,5 V gültig ist, ist ein maximaler VWC von 60 % messbar. Durch die Tatsache, dass feinkörnige Böden typischerweise bei einem VWC von 40 - 50 % gesättigt sind, kommt dieser Maximalwert zustande. Überprüft man mit derselben Gleichung die Funktion des Sensors in reinem Wasser, wird kein Wassergehalt über 100 % wiedergegeben. (METER Group AG, 2012)

Wiedemaier (2018) untersuchte die Genauigkeit der Sensoren für die Versuchsböden mit verschiedenen Wassergehalten. Der Sensorhersteller gibt eine Schwankungsbreite des VWC von ± 2 % an. Kommt es zu größeren Abweichungen, muss die Formel (17) an die Versuchsböden angepasst werden. Die Überprüfung der Böden ergab jedoch lediglich eine Abweichung von ± 1 %. Daher ist keine Anpassung der Formel (17) notwendig.

5.2.2 Tensiometer T5

Für die Versuche werden T5 Tensiometer der METER Group AG verwendet. Diese Sensoren dienen der Messung des Matrixpotentials (siehe Kapitel 3.3). Die Tensiometerkerzen (Schaft der Tensiometer) haben einen Durchmesser von 0,5 cm und werden je nach Anforderung in den Längen 2 - 20 cm benutzt. Für die Versuche in dieser Masterarbeit werden T5-Sensoren mit einer Länge von 5 cm und 20 cm eingesetzt. Am Ende des Schaftes befindet sich eine poröse Keramikspitze (Al_2O_3 -Sintermaterial), welche mit entgastem Wasser gefüllt ist. Die Porenweite r der homogen, porösen Spitze beträgt 0,3 μm . Aufgrund dieser Porenweite ist ein osmotischer Effekt vernachlässigbar. Die Brücke zwischen dem Bodenwasser und dem Kerzenschaft wird durch die entgaste Keramikspitze hergestellt. Dies führt dazu, dass die Spannung des Bodenwassers direkt auf die Sensormembran

übertragen wird. Die Sensormembran befindet sich dabei am Ende des Schaftes, dem sogenannten Korpus. Um einen Referenzdruck zu erhalten, wird über eine wasserdichte Teflon-Membran der atmosphärische Druck durch das Kabel zum Druckaufnehmer geleitet. Dabei ist es wichtig, dass die Membran einen freien Kontakt zur Atmosphäre hat. Somit kommt es zur Berechnung des differentiellen Druckunterschieds zwischen dem atmosphärischen Referenzdruck und der Bodenwasserspannung. Dieser Druckunterschied wird vom Datenlogger aufgezeichnet. Der T5-Sensor misst einen Spannungsbereich von + 1000 hPa (Druckspannung) bis - 850 hPa (Saugspannung/Wasserspannung). Abb. 54 (links) zeigt den schematischen Aufbau dieses Sensors.

Um das Austrocknen der Keramikspitze während der Versuche zu verhindern, ist diese immer durch eine mit Wasser gefüllte Schutzhülle zu schützen und nach den Versuchen mit einer Spritzflasche zu reinigen. Sie sollte auch nicht berührt werden, da die Gefahr einer Porenverschließung besteht (z.B. durch Fette). Im Korpus ist die ganze Elektronik des Sensors integriert. Dieser ist wasserdicht verschlossen. Am Sensorkabel befindet sich die weiße, wasserdichte Teflon-Membran (siehe Abb. 54 rechts), welche jedoch ein Entweichen von Kondenswasser von innen nach außen zulässt. Dadurch ist für einen optimalen Schutz der Elektronik gesorgt. Im Kunststoffgehäuse des Korpus befindet sich ein Gewinde, über welches die Tensiometerkerze vor die Sensormembran an einen Dichtring geschraubt wird. Die Lufteintrittsspannung der Keramikspitze liegt bei 8800 hPa und ist daher für den Messbereich nicht von Bedeutung.

Bei einer Temperatur von 20 °C liegt der Dampfdruck von Wasser bei 23 hPa über dem absoluten Vakuum. Das hat zur Folge, dass Wasser bei einem vorhandenen Differenzdruck von > 977 hPa und bei einem Luftdruck von 1000 hPa zu sieden anfängt. Daher erstreckt sich der Messbereich auf einen Luftdruck von 1000 hPa bis - 977 hPa. Bis der Lufteintrittspunkt erreicht wird, nimmt der Messwert beim Austrocknen des Bodens über dem Dampfdruck von Wasser nur langsam ab. Danach fällt er schlagartig auf Null. Ab Erreichen dieses Punkts tritt Luft in die Keramikspitze ein und es kommt zu einem Druckausgleich mit der Atmosphäre. Der T5 Tensiometer hat eine Messtoleranz von ± 3 hPa.

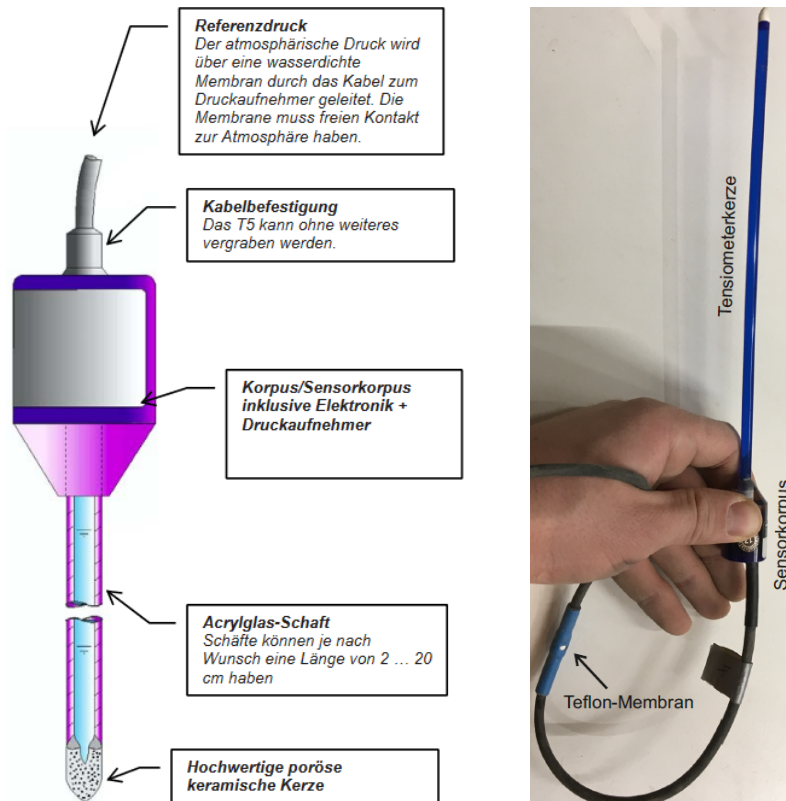


Abb. 54: Links: Schemadarstellung des T5-Sensors (UMS T5, 2009), Rechts: Tensiometer T5 inklusive Teflon-Membran;

5.2.2.1 Entlüften der Tensiometer

Nach dem Erreichen des Lufteintrittspunkts müssen die Tensiometer entlüftet und im Anschluss neu befüllt werden (siehe Abb. 55). Um die Kapillaren der Keramikspitze mit Wasser zu füllen, werden diese ca. 24 Stunden in entgastem, entionisiertem Wasser eingelegt. Die Tensiometerschäfte werden inklusive der Spitzen durch einen Silikonschlauch miteinander verbunden und über eine Tropfflasche an einer Vakuumpumpe angeschlossen. Bei einem Unterdruck von mindestens 0,8 bar wird im Anschluss das entgaste Wasser über die Keramikspitze in den Schaft gezogen und somit alle eingeschlossenen Luftblasen entfernt. Die zwischengeschaltete Tropfflasche dient dabei der Aufnahme des angesaugten Wassers. Um den Schaft mit dem Korpus des Sensors zu verbinden, ist es wichtig, das Gewinde bzw. die Bohrung des Korpus blasenfrei zu bekommen. Dabei wird das Auffüllen mit entgastem, entionisiertem Wasser mit Hilfe einer handelsüblichen Medizinerspritze inklusive Nadel durchgeführt. Eine Kontrolle, ob alle Luftbläschen entfernt wurden, wird durch den durchsichtigen Sensorkorpus ermöglicht. Dabei ist wichtig, dass die Membran durch die Nadel nicht zerstört wird. Beim anschließenden Zusammenschrauben der Sensorkerze mit dem Korpus ist darauf zu achten, dass sowohl der Korpus als auch die Kerze (ev. auch mit Spritze nachfüllen) randvoll mit Wasser (ohne Lufteinschlüsse) gefüllt sind. Ein maximaler Druck von 3000 hPa darf dabei nicht überschritten werden, da ansonsten die Membran beschädigt werden würde. Um dies zu kontrollieren, wird der Sensor an einem Computer oder

einem Voltmeter angeschlossen und die Tensiometerkerzen langsam in den Korpus geschraubt. Als letzter Schritt wird noch kontrolliert, ob der Schaft wirklich keine Luftblasen mehr enthält. Dabei wird die Keramikspitze vorsichtig mit einem Tuch abgetrocknet und an der Luft hin und her geschwenkt. Nach etwa 15 Sekunden soll die Saugspannung einen Wert von ca. - 800 hPa erreichen. Ist dies nicht der Fall und die Keramikspitze ist mit Wasser gesättigt (nicht ausgetrocknet), kann sich nur Luft im Kerzenschaft bzw. im Korpus befinden. Luft führt aufgrund ihrer Kompressibilität zu einem anderen Druck auf die Membran und somit zu einer Verfälschung des wahren PWP. Dieses Problem wird, wie bereits erwähnt, durch Zugabe von Wasser mit einer Spritze behoben.

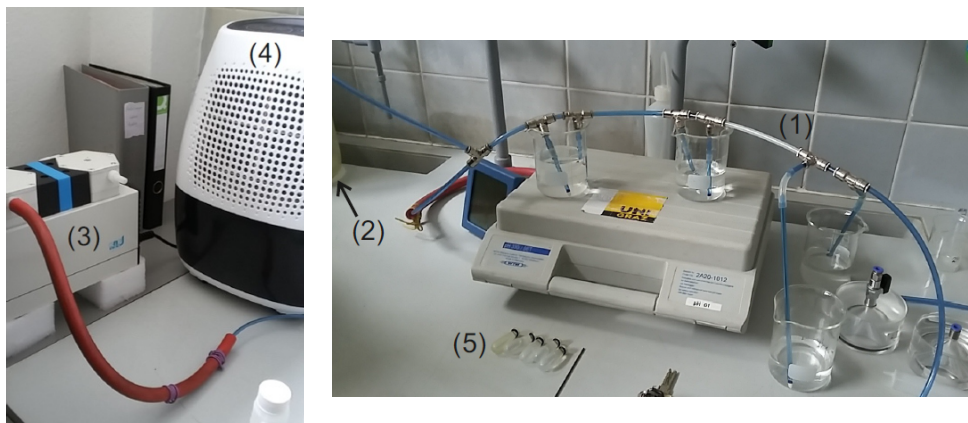


Abb. 55: Entlüftung der Tensiometer: (1) Keramikspitzen im entgasten, entionisierten Wasser, verbunden über Silikonschläuche, (2) Tropfflasche, (3) Vakuumpumpe, (4) Luftentfeuchter, (5) Schutzkappen für die Spitzen;

5.2.2.2 Tensiometer T5 Überprüfung (Wiedemaier, 2018)

Wiedemaier (2018) beschreibt die Überprüfung der Tensiometer sowohl im Druckspannungsbereich als auch im Saugspannungsbereich. Im Druckspannungsbereich werden die Tensiometer im Zylinder platziert und der Wasserspiegel zuerst kontinuierlich auf 40 cm erhöht, dann gehalten und im Anschluss wieder reduziert. Ein signifikanter Unterschied zwischen den 5 cm langen Sensoren und den 20 cm langen Sensoren ist nicht zu erkennen. Es stellt sich bei beiden nach ca. 5 min annähernd der hydrostatische Wasserdruck ein. Bei den Tensiometern mit den längeren Kerzen treten lediglich stärkere Schwingungen auf, welche jedoch durch die geringe Toleranz von $\pm 0,3$ kPa vernachlässigbar sind.

Auch im Saugspannungsbereich werden die Tensiometer in den Sensoreingängen des Zylinders installiert. Nach dem Entfernen der Schutzkappen stellt sich beim Start ein Nullpotential ein. Anschließend wird der Spannungsverlauf beim Trocknen der Keramikspitzen aufgezeichnet. Auffällig ist das Ansprechverhalten der Tensiometer. Dieses ist aufgrund der kürzeren Wassersäule der kurzen 5 cm Sensoren deutlich schneller als bei den längeren 20 cm Sensoren. Bei den längeren Tensiometern kommt es bereits nach 4,5 Minuten zu Saugspannungsunterschiede von ca. 200 hPa. Im Vergleich dazu liegt der Unterschied bei den kurzen Tensiometer bei lediglich ca. 50 hPa nach 9 Minuten.

5.2.3 Induktiver Wegaufnehmer

Zur Bestimmung der vertikalen Eindringung der GSP in den Untergrund wird ein sogenannter induktiver Wegaufnehmer (LVDT) der Firma eddylab GmbH verwendet. Der Messbereich des verwendeten SM-Sensors liegt bei 0 bis 100 mm. Die Standardlinearität beträgt 0,3 % (bis zu 0,1 % für ausgewählte Modelle). Ein einwandfreies Funktionieren des Sensors ist im Temperaturbereich von -40 °C bis $+120\text{ °C}$ (bis zu 200 °C sind optional) gewährleistet. Der Wegaufnehmer wird mit einer effektiven Nennspannung von 3 V, bei einer Frequenz von 3 kHz, versorgt. (Eddylab, 2018)

Der SM-Sensor wird vertikal auf die GSP bzw. die Ausgleichsplatte gesetzt und über eine magnetische Kugelhalterung fixiert (siehe Abb. 56). Wird eine größere Setzung erwartet, soll der Taster des Wegaufnehmers möglichst weit in das Gehäuse geschoben werden, um einen langen Weg des Tasters zu gewährleisten (siehe Abb. 57). Im Gehäuse wird der Federweg in ein elektronisches Signal (Messspannung) umgewandelt, welches über das in Abb. 56 ersichtliche orange Kabel an einen Datenlogger weitergeleitet wird. Anschließend wird dieses Signal auf einen Computer übertragen und von dort aus weiterverarbeitet.



Abb. 56: Wegaufnehmer (1), Kugelhalterung (2);

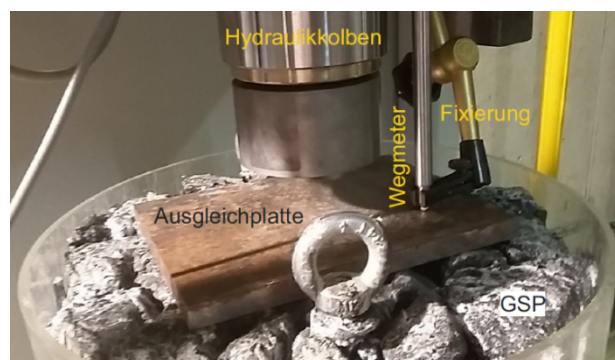


Abb. 57: Installierter Wegaufnehmer mit eingeschobenem Taster

5.2.3.1 Kalibrierung des Wegaufnehmers

Bei der Kalibrierung wird von einem linearen Verlauf entlang des Federwegs ausgegangen. Daher sind mindestens 2 Punkte notwendig, um den SM-Sensor zu konfigurieren. Ist der Sensor mit dem Computer verbunden kann mit der CATMAN Software die Kalibrierung gestartet werden. Das einfachste dabei ist die Messspannung bei einer Tasterposition des Sensors von 100 mm (100 % ausgefahren), das

heißt beim maximalen Messwert, und bei 0 mm (0 % ausgefahren $\hat{=}$ minimaler Messwert) zu messen. Die Messspannung beim Minimalwert soll dabei größer sein als beim Maximalwert. Um die Kalibrierung zu verfeinern, können Zwischenpunkte mit einer Schiebelehre eingemessen und ebenfalls aufgezeichnet werden. Zur Überprüfung kann der Taster beliebig weit eingeschoben werden. Anschließend wird diese Position händisch gemessen und mit der vom Computer angezeigten Position verglichen. Sollte es keine Übereinstimmung geben, muss die Kalibrierung erneut erfolgen.

5.3 Versuchsablauf

Ein Versuch kann in 8 Abschnitte unterteilt werden:

- Mischen des trockenen Bodens mit annähernd w_{opt} (Abb. 58)
- Einbau des gemischten Bodens in den Prüfzylinder (Abb. 59) und Installation der Messtechnik
- Aufsetzen der GSP
- Versuchsdurchführung (Abb. 59)
 - Dynamische Belastung im teilgesättigten Zustand
 - Sättigung (Abb. 60)
 - Dynamische Belastung im gesättigten Zustand
- Ausbau der GSP und Bestimmung der Gleisschotterverschmutzung (Abb. 61)
- Deinstallation der Messtechnik
- Ausbau und Trocknen des Versuchsbodens (Abb. 61)
- Auswerten und Interpretation der Versuchsdaten

Der Versuchsablauf ist für alle durchgeführten Versuche ident. Zu Beginn wird das zu verwendende Bodenmaterial in einem der Trocknungsöfen des bodenmechanischen Labors getrocknet. Um das Material später mit der geforderten Trockendichte ρ_d einbauen zu können, wird der Boden mit dem optimalen Wassergehalt w_{opt} ($w_{\text{opt},B1} = 13,5\%$, $w_{\text{opt},B2} = 13,1\%$) abgemischt. Aufgrund des sehr verfestigten Zustands des Bodens nach dem Trocknen ist ein händisches Mischen bzw. ein Mischen mit einer Mischmaschine schwierig durchzuführen. Vor allem Boden 2 erschwert diesen Vorgang aufgrund des großen Schluffanteils und der damit verbundenen Kohäsion. Um eine homogene Mischung zu gewährleisten und die aufgrund ihrer Kohäsion verkitteten Schluffteile zu brechen, wird ein sogenannter Flügelmischer verwendet. Beim Mischen wird dem trockenen Bodenmaterial vorab entionisiertes, entgastes Wasser hinzugefügt und anschließend im Flügelmischer vermengt. Die scharfen Klingen des Flügelmischers brechen den Boden und es kommt zu einer guten Durchmischung mit dem Wasser. Sollten sich noch nicht gebrochenes Bodenmaterial (hellerer Farbton) in der Mischung befinden, kann dieses mit den Fingern zerkleinert werden. Je länger sich das Material im Flügelmischer befindet, umso homogener wird es. Das abgemischte Material wird in Wannen gesammelt und durch eine Folie vor dem Austrocknen geschützt. Zusätzlich sollte beim Abmischen darauf geachtet werden, dass das trockene Bodenmaterial

möglichst abgekühlt ist, um den Wassergehalt durch ein Verdampfen des Wassers nicht zu verfälschen.



Abb. 58: Links: Gebrochenes Trockenmaterial, Mitte oben: Einwaage, Mitte unten: Flügelmischer mit Material, Rechts: Abgemischtes Material;

Im Anschluss an diesen Mischvorgang wird der Boden in 2,5 cm Schichten mit einer Trockeneinbaudichte von $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$ eingebaut. Die je Schicht erforderliche Masse errechnet sich wie folgt:

$$V = \frac{d^2\pi}{4} * 2,5 \text{ cm} = \frac{(38,8 \text{ cm})^2\pi}{4} = 2955,92 \text{ cm}^3 \quad (21)$$

$$\rho_f = \rho_d + \rho_d * w \quad (22)$$

$$m_f = V * \rho_f \quad (23)$$

V	Schichtvolumen [cm^3]
d	Innendurchmesser Zylinder $\hat{=} 38,8 \text{ cm}$
ρ_f	Feuchtdichte [g/cm^3]
w	Wassergehalt [-]
m_f	Feuchtmasse [g]

Der Wassergehalt w ist dabei jener Wassergehalt mit welchem abgemischt wurde. Die Feuchtmasse der einzelnen Schichten liegt je nach Wassergehalt des Bodens zwischen 5600 und 5800 g. Um später bei der Sättigung so wenig Luft wie möglich durch die Probe zu drücken, wird vor dem Einbau der ersten Schicht der mit entionisiertem und entgastem Wasser gefüllte Kanister an den Zylinder angeschlossen und die Schläuche zur Gänze mit diesem Wasser gefüllt. Danach wird ein dem Querschnitt des Zylinders angepasstes Vlies einlagig oder zweilagig auf den Zylinderboden gelegt. Dieses sollte analog der gesinterten Bronzeplatte der Wasserverteilung beim Sättigen dienen. Anschließend wird die ermittelte Feuchtmasse abgewogen und in den Zylinder eingebaut. Das Material wird im Zylinder mit einer kleinen Wasserwaage grob horizontalisiert und danach mittels einem Stampfer

händisch verdichtet. Wie bereits erwähnt, dienen die Maßbänder an der Zylinderwand der Höhenkontrolle beim Einbau des Bodenmaterials. Um einen besseren Verbund (schnellere Sättigungsphase) und eine bessere Verdichtbarkeit zu erzeugen, wird jede Schicht, mit Ausnahme der Obersten, aufgeraut. Dadurch wird die aufgrund der Verdichtung erzeugte, glatte Orientierung der Bodenkörner zerstört und die Bildung einer horizontalen Trennschicht bei der Sättigung verhindert. Essentiell dabei ist, dass die letzte Schicht möglichst gleichmäßig und horizontal bearbeitet wird. Während des Einbaus werden die TDR-Sonden in den vorgegebenen Abständen installiert. Dabei werden die Sonden von innen durch die dafür bestimmten Öffnungen geführt, in Zylindermitte auf der darunterliegenden Bodenschicht horizontal platziert und mit den Dichtmanschetten fixiert. Für die Hauptversuche beträgt die Probenhöhe 40 cm und entspricht einer Schichtanzahl von 16 Schichten. Bei den Vorversuchen wird die Probenhöhe von 40 cm aufgrund des Mangels an Bodenmaterial nicht erreicht.



Abb. 59: Von links nach rechts: gesinterte Bronzeplatte, Einbau einer Bodenschicht, Stampfer, Wasserkanister, Sättigungsschläuche, Wasserstand nach der Sättigung;

Danach wird die GSP mit Hilfe eines Krans auf den Versuchsboden aufgesetzt. Um eine Schräglage der GSP im Zylinder (Verkeilen) zu verhindern, wird bei den meisten Versuchen zumindest ein Vliesring um die GSP geklebt. Anschließend wird der Versuchszylinder in den Prüfstand geschoben und die überprüften Tensiometer in die vorgesehenen Öffnungen eingebracht und mit Dichtmanschetten befestigt. Aufgrund der großen Reibung beim Einbau der langen 20 cm Tensiometer werden diese auf einen Teil ihrer Länge vorgebohrt. Es sind einige Minuten notwendig, um die durch das Hineindrücken erzeugten und gemessenen Wasserüberdrücke abzubauen. Zusätzlich wird der Wegaufnehmer installiert und die drei Einzeladern der TDR-Sonden (Masse, Signal und Strom) am Datenlogger angeschlossen. Alle verwendeten Sensoren müssen im Softwareprogramm CATMAN aktiviert werden.

Der nächste Versuchsabschnitt betrifft die eigentliche Versuchsdurchführung. Zuerst wird die Belastung im teilgesättigten Zustand mit der im Vorhinein festgelegten Anzahl an Lastwechseln und Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt. Am Ende dieses Teilversuchs beginnt die Sättigungsphase. Die Sättigung von unten erzeugt einen Auftrieb F_U auf den Bodenkörper (Abb. 60: Δh 0 140 cm \cong 0,14

bar). Diesem Auftrieb wirkt das Gewicht des eingebauten Bodens G und der GSP entgegen. Dieser Nachweis ist in Wiedemaier (2018) ersichtlich. Für eine Trockendichte von $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$ des Bodens und einem gravimetrischen Wassergehalt zwischen 12 % und 14 % ist eine Auflast F_A von $\sim 75 \text{ kg}$ auf die Bodenprobe erforderlich. Diese Auflast wird durch das Gewicht der GSP und dem Ansetzen des Hydraulikstempels an der Oberfläche der GSP (bzw. an dessen Ausgleichsplatte) mit ca. 3 kN bzw. mit Zusatzgewichten erzeugt. Eine schematische Darstellung der Sättigungsmethode (links) sowie des Auftriebs (rechts) ist in Abb. 60 ersichtlich. Als Versuchsende gilt im Regelfall das Erreichen der vorgegebenen Anzahl an Lastwechseln. Nähert sich die GSP-Verschmutzung bereits der GSP-Oberfläche oder bleiben die Messwerte der PWP bzw. die GSP-Setzung annähernd konstant, wird der Versuch abgebrochen. Anschließend wird die Messtechnik abgeschlossen, der Boden ausgebaut und wieder auf Massekonstanz getrocknet.

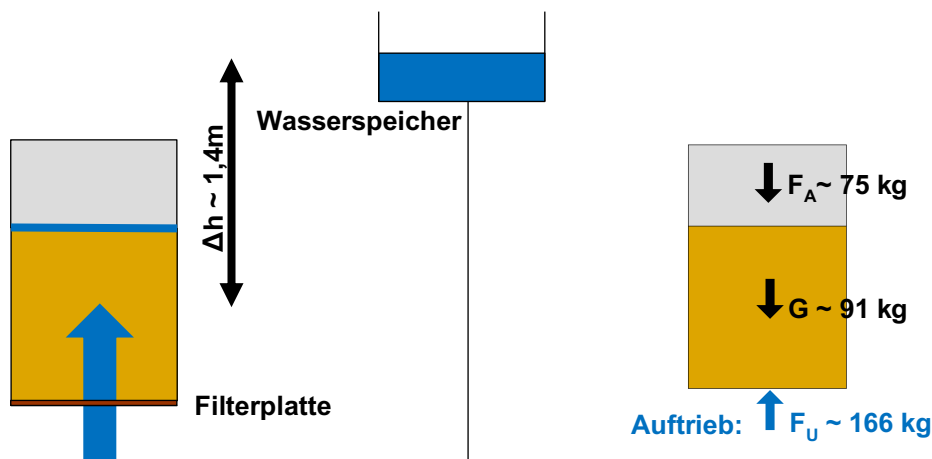


Abb. 60: Schematische Darstellung des Sättigungsverfahrens sowie des Auftriebs

Zum Schluss wird die GSP gereinigt, die Feinteile in einem Auffangbehälter gesammelt und abgesetzt, das saubere Wasser abgeschöpft, das Bodenmaterial getrocknet und die Trockenmasse bestimmt. Für einen Teil der Hauptversuchsreihe wurde eine Schlauchspirale mit kleinen Löchern angefertigt. Diese wurde im Auffangbehälter platziert und mit Druckluft beaufschlagt. So entstand eine Art „Whirlpool“, welcher die Reinigung der GSP vereinfachte und verbesserte. Das restliche Bodenmaterial in der GSP wird so gut wie möglich durch Einlegen in ein Ultraschallbecken entfernt. Boden 2 setzte sich teilweise nur sehr schwer ab, sodass eine große Menge verschmutztes Wasser getrocknet werden musste. Der Versuchszylinder inklusive der Schläuche sowie die Vliese werden ebenfalls gereinigt.



Abb. 61: Von links nach rechts: Schlauchspirale, Auffangbehälter, Verdampfungslampe, Ultraschallbecken;

6 Vorversuche

Die Vorversuche dienen zur Überprüfung der Funktionsweise des Versuchsaufbaus, der Messtechnik und des Prüfstands. Auftretende Probleme werden durch Optimierungen von Versuch zu Versuch gelöst. Tab. 5 listet die wichtigsten Details der einzelnen Versuchsparameter auf.

Tab. 5: Versuchsparameter Vorversuche

VORVERSUCHE $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$								
Bez.	Allgemein				Sensorposition [cm vom Zylinderboden]		Lastwechselanzahl [LW/km/h]	
	Boden	Zylinder	Probenhöhe [cm]	w [%]	TDR-Sonden	Tensiometer ¹ [Pos. 20/25/30/35]	teilgesättigt	gesättigt
V_V1	2	Alt	36,64	12,7	25, 30	T1/T3/T4/X	100/100, 100/200, 2000/300	10135/100
V_V2	1	Alt	37,50	12,5	25, 30	T1/T3/T4/X	100/100, 100/200, 2000/300	12498/100
V_V3	1	Alt	37,50	13,0	25, 30	T1/T3/T4/X	100/100, 100/200, 2000/300	44396/100
V_V4	2	Alt	35,00	12,5	25, 30	T1/T3/T4/X	100/100, 100/200, 4000/300	-
V_V5	1	Alt	37,50	13,5	25, 30	T1/T3/T4/X	100/100, 100/200, 4000/300	1511/100

¹ T1=20cm along, T3=T4=5cm lang

Beide Versuchsböden wurden mit einer Trockeneinbaudichte von $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$ eingebaut. Bei dieser Einbaudichte und mit einem Wassergehalt von w_{opt} entspricht das einem Sättigungsgrad S_r von ca. 59 %. Eine schematische Darstellung der Lastausbreitung einer Eisenbahnradlast ist in Abb. 62 rechts ersichtlich. Im teilgesättigten (tg) Zustand wurde die Belastung zuerst monoton mit 2 kN/min ($\approx 17 \text{ kN/m}^2$) gesteigert. Nach dem Erreichen der maximalen Vertikalspannung σ_v von 127 kN/m^2 wurde entlastet und im Anschluss die dynamische Belastung gestartet (Abb. 62 links). Bei der zyklischen Belastung handelt es sich um eine Sinusbelastung mit Doppelhub, welche eine Zugüberfahrt eines Endloszugs mit einem Achsabstand von 19 m näherungsweise simuliert. Zu Beginn wurden die gesättigten (ges) Versuche ohne eine monotone Laststeigerung durchgeführt. Die Anzahl der Lastwechsel LW und die Belastungsfrequenz im jeweiligen Zustand, sowie die verwendeten Sensoren und ihre Positionen sind ebenfalls Tab. 5 zu entnehmen.

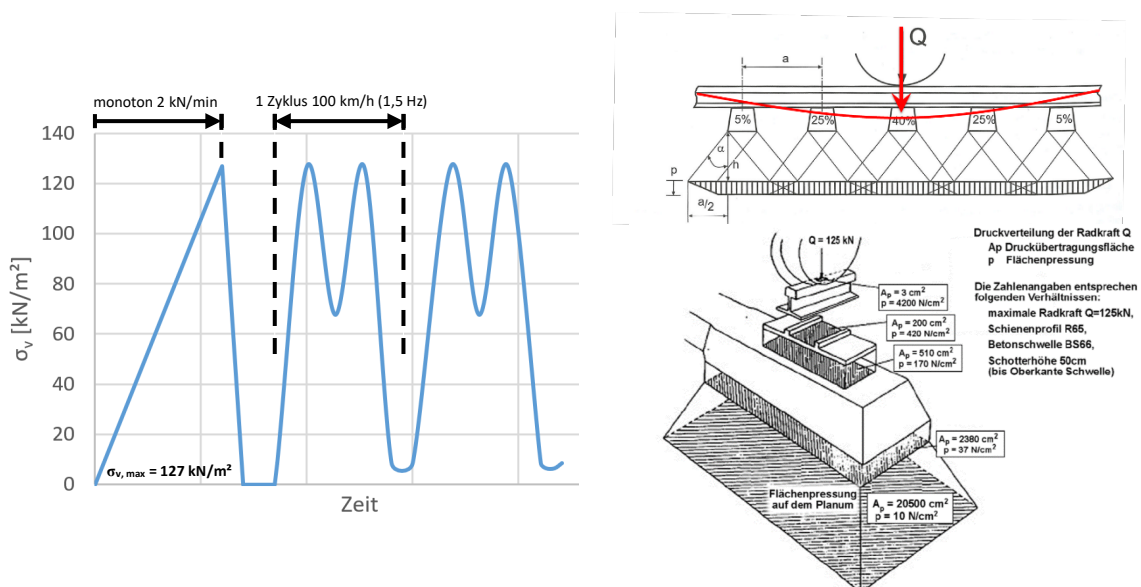


Abb. 62: Links: Schematische Darstellung der Belastung, Rechts: Schematische Radlastausbreitung (Marschnig and Landgraf, 2018);

Im Folgenden sind die verwendeten Zuggeschwindigkeiten mit ihren entsprechenden Belastungsfrequenzen aufgelistet:

- 100 km/h $\triangleq f \sim 1,5$ Hz
- 200 km/h $\triangleq f \sim 2,9$ Hz
- 300 km/h $\triangleq f \sim 4,4$ Hz

Generell ist zu erwähnen, dass eine Sättigung von 100 % bei praktisch keinem Versuch sichergestellt werden konnte. Wenn hier von „gesättigt“ gesprochen wird, ist somit immer eine relativ hohe Sättigung oder eine nicht volle Sättigung zu verstehen. Dies betrifft sowohl die Vorversuche als auch die folgenden Hauptversuche.

6.1 V_V1 Boden 2

Der erste Versuch dieser Versuchsreihe wurde mit Boden 2 durchgeführt und zeigte das prinzipielle Verhalten des Versuchsaufbaus, besonders im gesättigten Zustand. Dieses wurde analysiert und optimiert. Die Lage der Messtechnik und die Probenhöhe werden in Abb. 63 schematisch dargestellt. Die folgenden Resultate zeigen Auswertungen der Verläufe der Belastung, der Setzung, des Porenwasserdrucks (PWP) sowie des volumetrischen Wassergehalts (VWC). Der PWP wird in hPa (\triangleq cm Wassersäule) angegeben. In dieser Arbeit entspricht ein negativer Messwert des Tensiometers einem Porenwasserüberdruck und ein positiver Messwert einer Saugspannung im Boden.

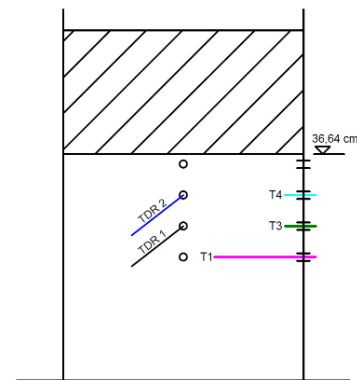


Abb. 63: Sensoren V_V1

6.1.1 Teilgesättigter Zustand

6.1.1.1 Ergebnisse

Der Versuchsboden wurde mit einem Anfangswassergehalt von $w = 12,7$ % eingebaut. Im Anschluss wurde das Versuchsprogramm für den teilgesättigten Zustand durchgeführt. Abb. 64 zeigt die Setzung der GSP, den PWP sowie den Verlauf der zyklischen Vertikalbelastung σ_v . Die gemessenen Tensiometerwerte befinden sich im Saugspannungsbereich zwischen 60 hPa und 120 hPa. Ein genereller Anstieg im Saugspannungsbereich ist erkennbar. Der oberflächennahe Tensiometer T4 (blau) zeigt einen Anstieg während der monotonen Laststeigerung von ~ 70 hPa auf ~ 120 hPa. Betrachtet man die Entwicklung der GSP-Setzung nach Beendigung der jeweiligen Laststufen (LS) monoton „A“, 100 km/h „B“, 200 km/h „C“ und 300 km/h „D“, erkennt man eine Reduzierung. Analog kommt es zu einem plötzlichen Anstieg der Saugspannungen nach der jeweiligen Belas-

tung. Für T4 (blau) ist bei Beginn der 100 km/h LS ein sehr geringer Abfall, gefolgt von einem Anstieg der Saugspannungen erkennbar. Der Anstieg ist für die 200 km/h LS nicht mehr so ausgeprägt und für die 300 km/h LS fällt die Saugspannung nach einem sehr kurzen Anstieg wieder konstant ab. Für T3 (grün) ist bei Beginn der 100 km/h LS ein starker Abfall, gefolgt von einem konstanten Verlauf der Saugspannungen erkennbar. Bei der 200 km/h LS kommt es nach einem Abfall der Saugspannung zu einem linearen Anstieg. Auch für die 300 km/h LS ist dieses Verhalten erkennbar, der Anstieg flacht jedoch zu „D“ hin ab. Für T1 (rosa) fällt die Saugspannung bei Beginn der LS 100 km/h und 200 km/h ab. Ein erneuter Anstieg nach einem anfänglichen Abfall der Saugspannung ist für die LS 300 km/h erkennbar. Die Endsetzung nach dem teilgesättigten Versuch liegt bei 26 mm.

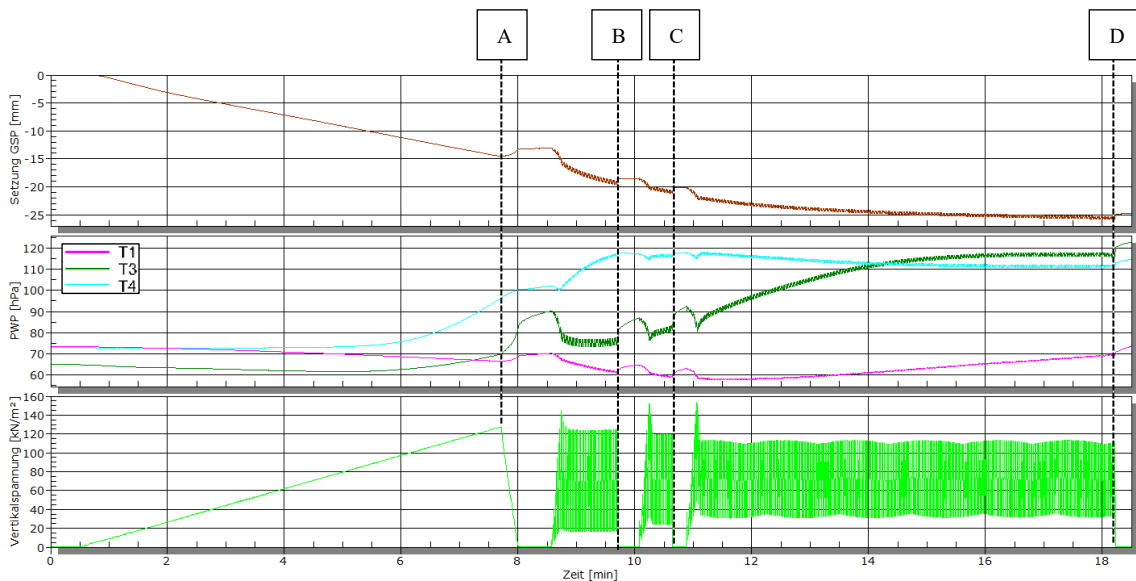


Abb. 64: Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V1 tg

6.1.1.2 Interpretation

Die Reduzierung der GSP-Setzung nach der jeweiligen Laststufe (Tab. 6) entspricht dem elastischen Anteil Δh . Die Reduktion dieses Anteils von „A“ nach „D“ lässt auf eine Verdichtung des Versuchsbodens und eine geringe Eindringung der Schotterspitzen in den Boden schließen.

Tab. 6: Δh nach Belastungsende für V_V1 tg

Reduzierung der Setzung nach der jeweiligen LS Δh [mm]			
A	B	C	D
1,48	1,24	1,17	0,96

Der Anstieg der Tensiometerwerte im Saugspannungsbereich während einer LS deutet auf das Auspressen des Porenwassers in andere Porenräume hin. Der Anstieg der Saugspannungen bei Belastungsende könnte auf eine Vergrößerung des Porenvolumens, aufgrund des elastischen Setzungsanteils durch die Entlastung,

zurückzuführen sein. Der Abfall der Saugspannungen, nach Wiederbeginn der Belastung, könnte ebenfalls durch diesen elastischen Anteil verursacht worden sein. T4 wird durch die größere Verdichtung und des größeren elastischen Anteils im oberen Bereich stärker beeinflusst. Die augenscheinliche Minimierung der Belastungsamplitude von 300 km/h auf 100 km/h wird durch eine Messrate von 50 Hz begründet. Das heißt, bei der Geschwindigkeit von 300 km/h wird eine Belastungsschwingung mit weniger Messpunkten erfasst.

6.1.2 Sättigung

6.1.2.1 Ergebnisse

Nach Ende des teilgesättigten Versuchs wurde die Sättigung gestartet. Die Sättigung wird so lange durchgeführt bis die Tensiometer eine hydrostatische Druckverteilung zeigen und Wasser an der Probenoberfläche ersichtlich ist. Ähnlich der Versuche von Duong et al. (2014). Man erkennt eine konstante Reduktion der PWP über die Zeit, bis sich nach ca. 45 h eine hydrostatische Druckverteilung einstellt. Auch ist eine Erhöhung des VWC von 17 % auf 29 % erkennbar, wobei diese für TDR 1 (schwarz) etwas geringer ist. Abb. 65 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase.

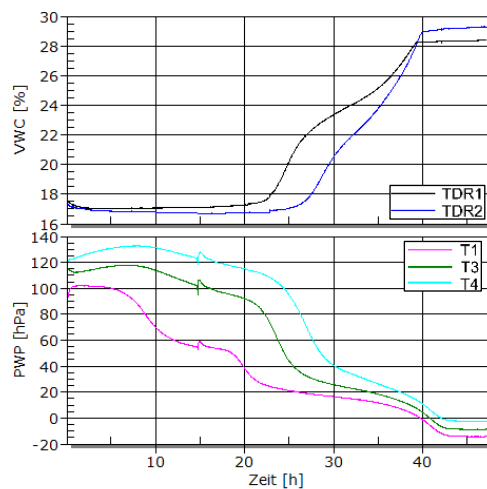


Abb. 65: VWC und PWP für V_V1 Sättigung

6.1.2.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine volle Sättigung hin. Während der Sättigung wurden 3 l Wasser vom Boden aufgenommen. Dies entspricht jedoch einem theoretischen Sättigungsgrad $S_{r,th}$ von lediglich 92 % bezogen auf $\rho_d = 1,82 \text{ g/cm}^3$ nach der teilgesättigten Belastung. Die lange Sättigungsdauer ist auf die geringe Durchlässigkeit von Boden 2 zurückzuführen.

6.1.3 Gesättigter Zustand

6.1.3.1 Ergebnisse

Im beinahe gesättigten Zustand (Abb. 66) gibt es bei Belastungsbeginn einen starken Anstieg aller PWP. Diesem Anstieg folgt ein annähernd konstanter Verlauf für T3 bereits nach 5 min, für T1 nach 15 min und für T4 nach 20 min. T1 erreicht dabei einen PWP von -855 hPa, T3 -830 hPa und T4 -800 hPa. Die Setzung steigt in den ersten 3 min stark an und flacht im Folgenden ab. Die Setzung am Ende des gesättigten Zustands erreicht 50 mm. Nach der Entlastung kommt es zu einer sprunghaftigen Reduktion sowohl der Setzung als auch aller PWP.

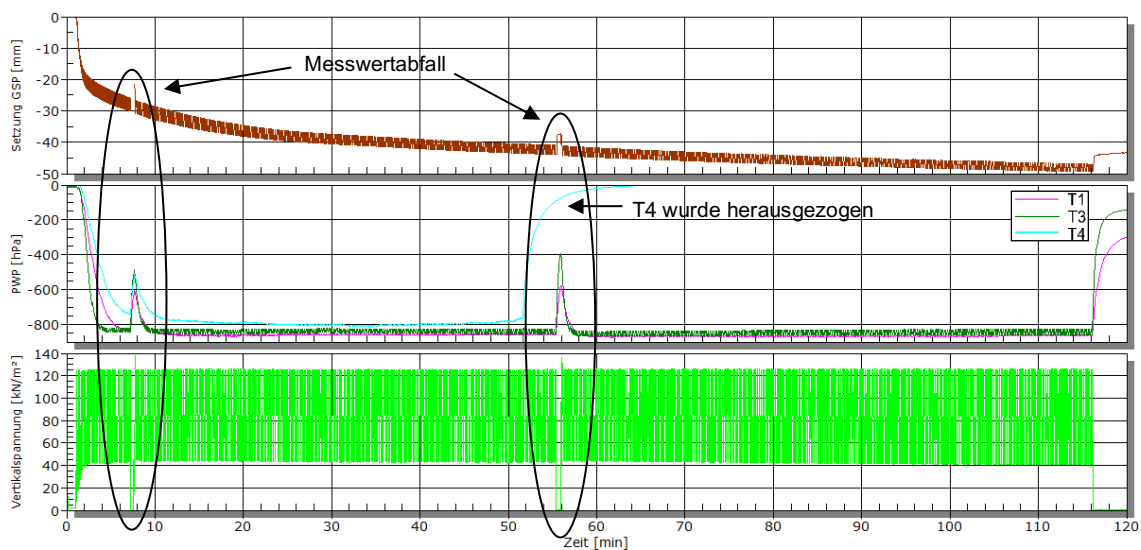


Abb. 66: Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V1 ges

6.1.3.2 Interpretation

Die großen PWP sind auf einen hohen Sättigungsgrad sowie die geringe Durchlässigkeit des Versuchsbodens und die damit eingeschränkte Drainagefähigkeit zurückzuführen. Aufgrund des kürzesten Drainagewegs weist T4 mit -800 hPa den geringsten PWP auf. Die in Abb. 66 ersichtlichen Messwertsprünge sind durch einen Abfall von σ_v erklärbar. T4 wurde nach 52 min aus dem Prüfzylinder gezogen, um eine Beschädigung aufgrund der fortschreitenden Setzung der GSP zu verhindern. Die Setzungsreduktion nach der Belastung entspricht wiederum dem elastischen Anteil der GSP-Setzung. Die sprunghafte Reduktion der PWP am Ende der Belastung könnte durch eine Porenraumvergrößerung durch diesen elastischen Anteil bzw. durch die komplette Entlastung der GSP verursacht worden sein. Mit kompletter Entlastung ist der Rückgang von σ_v auf 0 kN/m² gemeint, da $\sigma_{v,min}$ während der Belastung bei ~ 40 kN/m² liegt. Da die Verdichtung und der damit verbundene elastische Anteil der Setzung im oberen Bereich größer ist, reduziert sich der Porenwasserüberdruck von T3 nach der Entlastung auch schneller. Erst nach einigen Stunden stellt sich wieder der hydrostatische PWP ein. Durch die zyklische Belastung und die Erzeugung von hohen PWP im nahezu gesättigten

Zustand kommt es zu einer signifikanten Reduzierung der effektiven Spannung und zu einer Aufweichung und Suspensionsbildung des Versuchsbodens im Übergangsbereich Boden/GSP. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben. Jedoch wurde das Bodenmaterial aufgrund der Relativbewegung zwischen Zylinder und GSP hauptsächlich am Zylinderrand nach oben gedrückt (Abb. 67). Dadurch konnte keine Aussage über die eigentliche Verschmutzung der GSP getroffen werden. Um dieses Problem zu unterbinden wurde im nächsten Versuch (V_V2) die GSP mit elastischen Gummimembrane (oben und unten) eingeschnürt.



Abb. 67: Versuchszylinder nach Versuchsende V_V1 ges

6.2 V_V2 Boden 1

Zusätzlich zu den verwendeten Gummimembranen wurde eine Kunststofffolie um die GSP gewickelt. Diese diente dazu, um eine genauere Abgrenzung zwischen seitlich, durch die Relativbewegung zwischen der GSP und dem Zylinder, hochgedrücktem Material und der eigentlichen GSP-Verschmutzung zu schaffen. Ein 2 cm breiter Vliesring unter der GSP soll zusätzlich das seitliche Hochdrücken des Bodenmaterials minimieren. Diese GSP-Optimierung sowie die Lage der Messtechnik und die Probenhöhe sind in Abb. 68 ersichtlich. Dieser Versuch wurde mit Boden 1 durchgeführt.

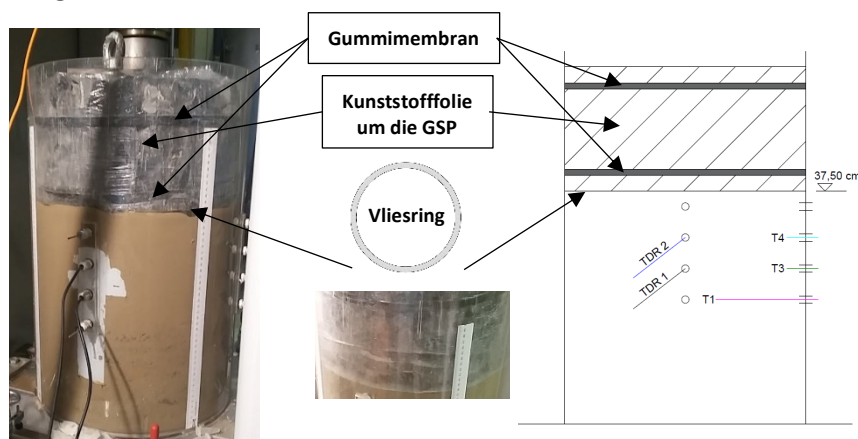


Abb. 68: Versuchsdetails V_V2

6.2.1 Teilgesättigter Zustand

6.2.1.1 Ergebnisse

Der Versuchsboden wurde mit einem Anfangswassergehalt von $w = 12,5\%$ eingebaut. Abb. 69 zeigt die Setzung der GSP sowie den Verlauf der zyklischen Vertikalbelastung σ_v . Die gemessenen Tensiometerwerte befinden sich im Saugspannungsbereich zwischen 36 hPa und 56 hPa und können ähnlich wie in Kapitel 6.1.1 für V_V1 beschrieben werden. Betrachtet man die Entwicklung der GSP-Setzung nach Beendigung der jeweiligen LS monoton „A“, 100 km/h „B“, 200 km/h „C“ und 300 km/h „D“, ist erneut eine Reduzierung erkennbar. Die Endsetzung liegt bei 8,6 mm.

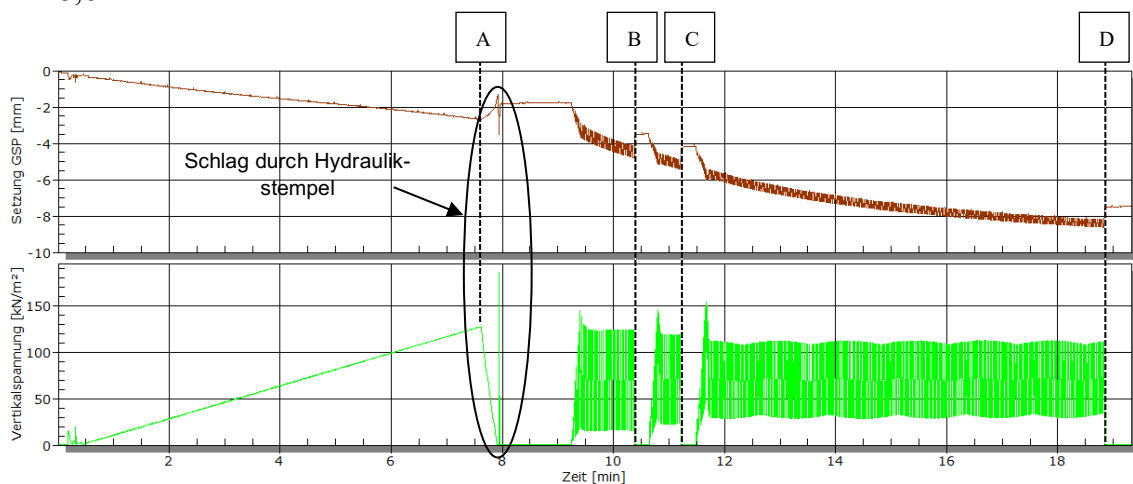


Abb. 69: Setzung GSP und σ_v für V_V2 tg

6.2.1.2 Interpretation

Die Hebung der GSP nach der jeweiligen Laststufe (Tab. 7) entspricht dem elastischen Anteil Δh . Die Reduktion dieses Anteils von „A“ nach „D“ lässt wiederum auf eine Verdichtung des Versuchsbodens schließen.

Tab. 7: Δh nach Belastungsende für V_V2 tg

Reduzierung der Setzung nach der jeweiligen LS Δh [mm]			
A	B	C	D
1,36	1,32	1,27	1,16

Nach Entlastung der monotonen LS, nach 8 min, hat die GSP einen Schlag durch den Hydraulikstempel bekommen. Dies ist im Sprung der Verläufe für die GSP-Setzung sowie für σ_v ersichtlich. Die geringe Endsetzung der GSP von 8,6 mm wird durch eine auftretende Reibung zwischen GSP und Zylinder begründet.

6.2.2 Sättigung

6.2.2.1 Ergebnisse

Man erkennt eine konstante Reduktion der PWP über die Zeit, bis sich nach 1,5 h bei T4, T3 und T1 mit 7,5 hPa, 12,5 hPa und 17,5 hPa eine hydrostatische Druckverteilung einstellt. Auch ist eine Erhöhung des VWC von 14 % auf 29 % erkennbar. Dabei ist der VWC für TDR 1 minimal größer. Abb. 70 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase.

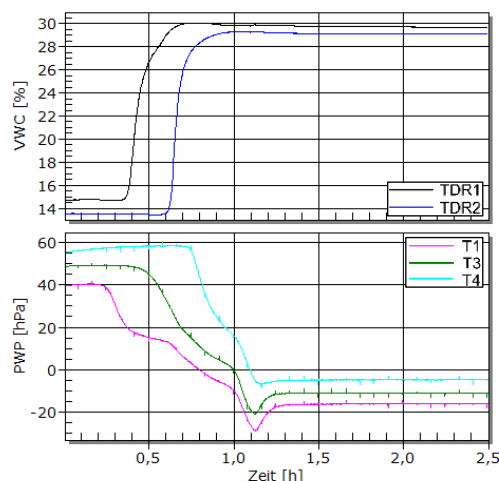


Abb. 70: VWC und PWP für V_V2 Sättigung

6.2.2.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine volle bzw. hohe Sättigung hin. Die kürzere Sättigungsdauer von $\sim 1,5$ h im Vergleich zu Boden 2 (V_V1) ist durch die größere Durchlässigkeit von Boden 1 zu begründen.

6.2.3 Gesättigter Zustand

6.2.3.1 Ergebnisse

Bei Belastungsbeginn gibt es einen Anstieg aller PWP (Abb. 71). Diesem Anstieg folgt ein kurzer konstanter Verlauf. Dabei erreichen T1, T3 und T4 einen PWP von -100 hPa, -95 hPa und -70 hPa. Nach ca. 40 min fällt der PWP für alle Messwerte kontinuierlich ab und sie nähern sich bestimmten Werten an. Die Setzung steigt in den ersten ca. 20 min stark an und flacht im Folgenden ab. Die Endsetzung im gesättigten Zustand beträgt 31 mm. Nach der Entlastung kommt es zu einer geringen sprunghaftigen Reduktion sowohl der Setzung als auch aller PWP.

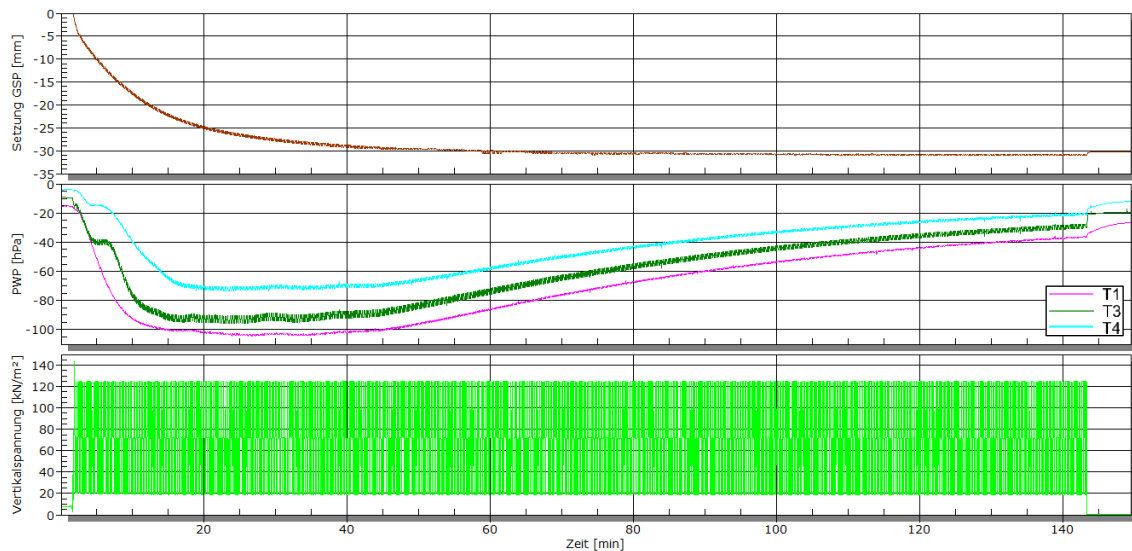


Abb. 71: Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V2 ges

6.2.3.2 Interpretation

Der anfängliche Anstieg des PWP bei gleichzeitiger Zunahme der Setzungen ist durch den mit der Lastaufbringung verbundenen Konsolidierungsprozess verbunden. Die geringen PWP sowie der Abfall dieser nach 40 min könnte auch auf eine „schlechte Sättigung = Teilsättigung“ hinweisen. Während dieses Versuchs, sowohl im teilgesättigten Zustand als auch im gesättigten Zustand, konnte augenscheinlich eine große Reibung zwischen Zylinder und GSP festgestellt werden. Diese große Reibung wurde durch das Anpressen der Gummimembran an den Zylinder erzeugt und führte teilweise zu einem „Heben“ des Zylinders. Dadurch konnte nicht die gesamte Kraft (σ_v) vom Hydraulikstempel auf den Untergrund übertragen werden. Damit könnten die geringen PWP bzw. der Abfall dieser auch erklärt werden. T4 weist mit -70 hPa, aufgrund des kürzesten Dränagewegs, den geringsten PWP auf. Das Verhalten zwischen GSP und Untergrund blieb trennstabil. Die Setzungsreduktion sowie der sprunghafte Abbau der PWP können wie in Kapitel 6.1.3 (V_V1) beschrieben werden. Jedoch ist dieser Sprung aufgrund der bereits sehr kleinen PWP bzw. der vorhandenen Reibung geringer. Dieses Reibungsproblem versuchte man durch die Verwendung eines Vlieses anstatt der Gummimembrane zu lösen.

6.3 V_V3 Boden 1

Um ein Kippen der GSP beim Belasten zu vermeiden, wird das 7 cm breite Vlies im oberen Teil der GSP platziert. Analog zu V_V2 wurde darüber eine Kunststoffolie um die GSP gewickelt. Ein 3,5 cm breiter Vliesring wurde dieses Mal unter die GSP gelegt. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die optimierte GSP sind in Abb. 72 ersichtlich. Dieser Versuch wurde ebenfalls mit Boden 1 durchgeführt.

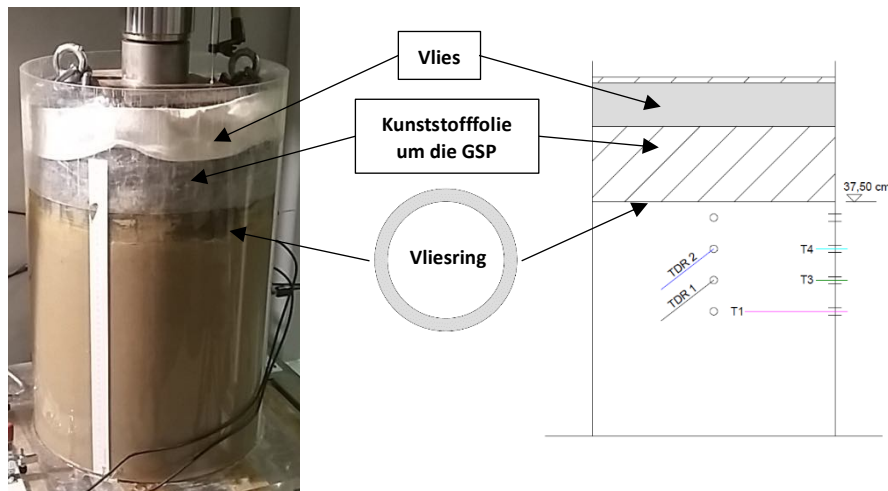


Abb. 72: Versuchsdetails V_V3

6.3.1 Teilgesättigter Zustand

6.3.1.1 Ergebnisse

Der Versuchsboden wurde mit einem Anfangswassergehalt von $w = 13,0\%$ eingebaut. Abb. 73 zeigt die Setzung der GSP sowie den Verlauf der zyklischen Vertikalbelastung σ_v . Der Verlauf der GSP-Setzung kann analog den vorrangegangenen teilgesättigten Versuchen beschrieben werden. Der Setzungswert nach der monotonen Laststeigerung ist mit 1 mm sehr gering. Die Endsetzung liegt bei 8 mm.

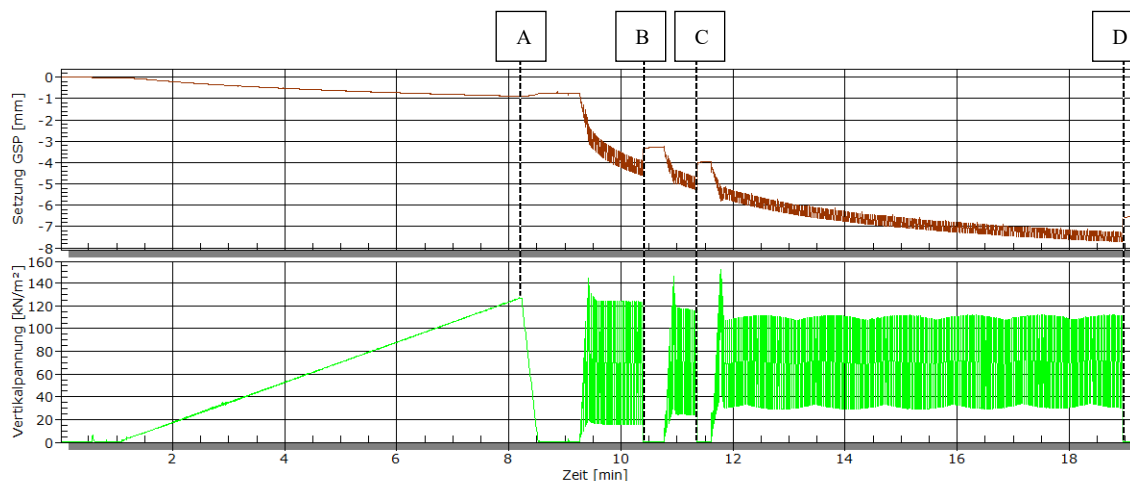


Abb. 73: Setzung GSP und σ_v für V_V3 tg

6.3.1.2 Interpretation

Der elastische Anteil Δh der GSP-Setzung nach den verschiedenen LS ist Tab. 8 zu entnehmen. Auch hier lässt die Reduktion Δh 's von „B“ nach „D“ auf eine Verdichtung des Versuchsbodens schließen. Die geringe GSP-Setzung während der monotonen LS von 1 mm sowie Δh nach „A“ von 0,14 mm weisen auf ein Problem hin. Auftretende Reibung zwischen Zylinder und GSP oder ein Skalierungsproblem des induktiven Wegaufnehmers könnte die Ursache sein.

Tab. 8: Δh nach Belastungsende für V_V3 tg

Reduzierung der Setzung nach der jeweiligen LS Δh [mm]			
A	B	C	D
0,14	1,36	1,31	1,17

6.3.2 Sättigung

6.3.2.1 Ergebnisse

Abb. 77 zeigt den Verlauf des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase. Zu Beginn der Sättigung tritt eine geringe Reduktion der PWP von 5 - 10 hPa auf. Anschließend verlaufen die PWP annähernd konstant bis es nach 2,5 h zu einem starken Abfall der Tensiometerwerte in den negativen Spannungsbereich kommt. Der erneute Anstieg der PWP bei „A“ kennzeichnet die Ventilschließung des Sättigungsaufbaus nach 3,5 h. Nach 5 h stellt sich ein hydrostatischer Wasserdruck im Probekörper ein. Die Sättigung wurde nach dem Erreichen des hydrostatischen Zustands weiter beobachtet und es wurde ein Rückgang der PWP in den Saugspannungsbereich nach 14 h festgestellt („B“). Die Entwicklung des VWC zeigt eine Erhöhung von 17 % auf 27 %. Dabei ist der VWC für TDR 1 minimal größer.

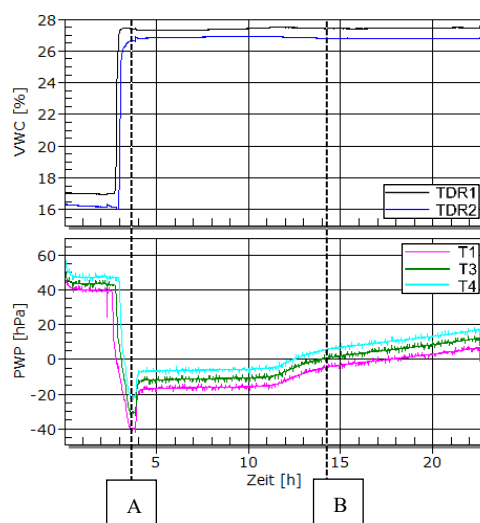


Abb. 74: VWC und PWP für V_V3 Sättigung

6.3.2.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine hohe Sättigung hin. Der kurze Abfall der PWP zu Beginn der Sättigungsphase ist auf die Öffnung des Ventils und die damit verbundenen physikalischen Änderungen im Probekörper zurückzuführen. Der hohe PWP vor der Ventilschließung wird durch die zusätzliche Strömungskraft in der Probe erklärt. Die Sättigungsdauer ist mit 3,5 h relativ gering und im Bereich von V_V2 (1,5 h), welcher ebenso mit Boden 1 durchgeführt wurde. Dies ist durch die größere Durchlässigkeit von Boden 1 erklärbar. Die etwas längere Sättigung könnte u.a. auf eine geringere hydraulische Druckdifferenz im Vergleich zu V_V2 hindeuten. Der erneute Übergang in den Saugspannungsbereich nach 14 h lässt auf eine Homogenisierung des Sättigungsgrads im Probekörper schließen und weist auf eine nicht volle Sättigung hin.

6.3.3 Gesättigter Zustand

6.3.3.1 Ergebnisse

Die Verläufe der GSP-Setzung sowie der PWP können analog dem vorherigen Versuch V_V2 (Kapitel 6.2.3) beschrieben werden. Die PWP erreichen maximale Druckspannungswerte von T1 -105 hPa, T3 -95 hPa und T4 -77 hPa. Die Endsetzung im gesättigten Zustand beträgt 25 mm.

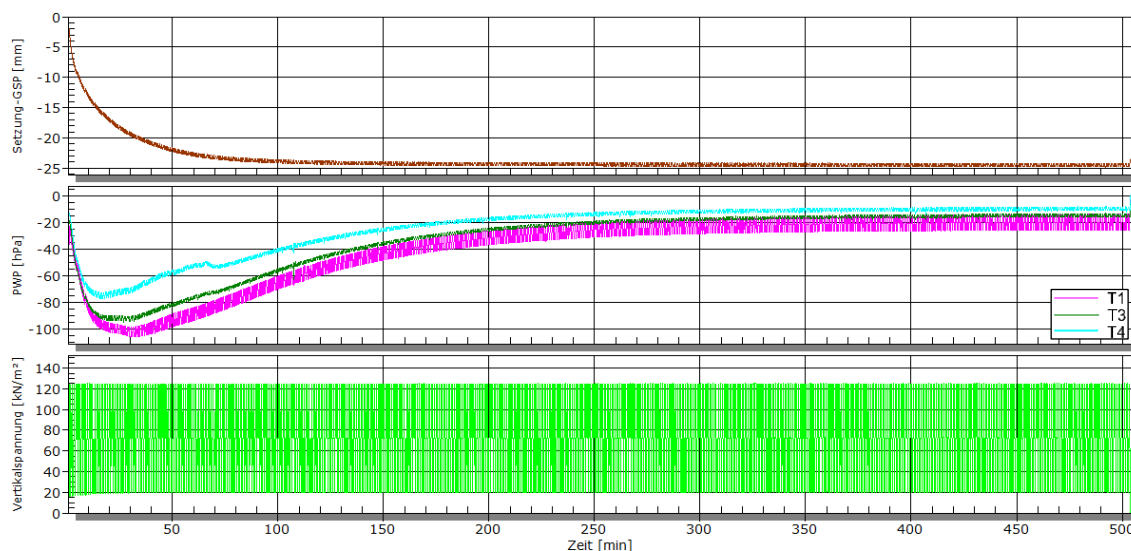


Abb. 75: Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V3 ges

6.3.3.2 Interpretation

Die Interpretation von V_V3 gesättigt kann analog V_V2 gesättigt (Kapitel 6.2.3) erfolgen. Der Unterschied liegt in der längeren Versuchsdurchführung. Nach ~ 150 min (~ 13158 LW) hat sich die GSP-Setzung bereits ihrem Endwert von 25 mm angenähert und nach ~ 250 min (~ 21930 LW) verhalten sich auch die PWP ziemlich konstant. Auch während dieses Versuchs kam es augenscheinlich

zu einer großen Reibung zwischen Zylinder und GSP. Diese große Reibung wurde durch das Anpressen der Kunststofffolie über das Vlies an den Zylinder erzeugt. Die Reibung war jedoch nicht so groß, dass es zu einem „Heben“ des Zylinders kam. Dadurch konnte die Kraft vom Hydraulikstempel nicht vollständig auf den Untergrund übertragen werden. Damit können auch die geringen PWP bzw. der Abfall dieser erklärt werden. Der Abfall der PWP könnte auch durch eine Homogenisierung des Sättigungsgrads (Wandern des Porenwassers in den umliegenden luftgefüllten Porenraum) im Probekörper erklärt werden. Ein Skalierungsproblem des induktiven Wegaufnehmers könnte zusätzlich die geringe Setzung der GSP erklären. Auch hier wurde somit ein trennstabiles Verhalten zwischen GSP und Untergrund beobachtet. Es kam lediglich zu einer Nachverdichtung des Untergrunds. Im anschließenden Versuch V_V4 wurde, um diesem Problem der Reibung entgegenzuwirken, die Kunststofffolie unter dem Vlies platziert.

6.4 V_V4 Boden 2

Neben der Platzierung der Kunststofffolie unter dem Vlies wurde für V_V4 keine Veränderung der GSP-Optimierung im Vergleich zu V_V3 vorgenommen. Abb. 76 zeigt schematisch den Versuchszylinder inklusive der Lage der Messtechnik, der Probenhöhe und der GSP. Die Lage, die Anzahl sowie die Breite der Vliesstreifen um die GSP variiert für die weiteren Versuche. Zumeist wurde im oberen Bereich sowie im unteren Bereich ein ca. 4 cm breiter Vliesstreifen angebracht. Dieser Versuch wurde mit Boden 2 durchgeführt.

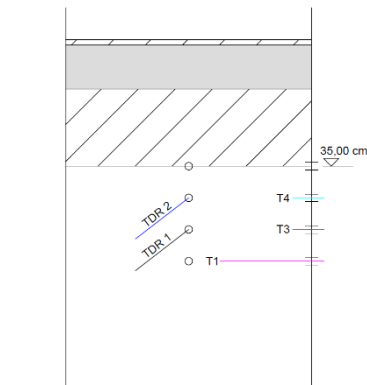


Abb. 76: GSP V_V4

6.4.1 Teilgesättigter Zustand

6.4.1.1 Ergebnisse

Der Versuchsboden wurde mit einem Anfangswassergehalt von $w = 12,5\%$ eingebaut. Abb. 77 zeigt die Setzung der GSP sowie den Verlauf der zyklischen Vertikalbelastung σ_v . Der Verlauf der GSP-Setzung kann analog den vorangegangenen teilgesättigten Versuchen beschrieben werden. Die Endsetzung liegt bei 17 mm.

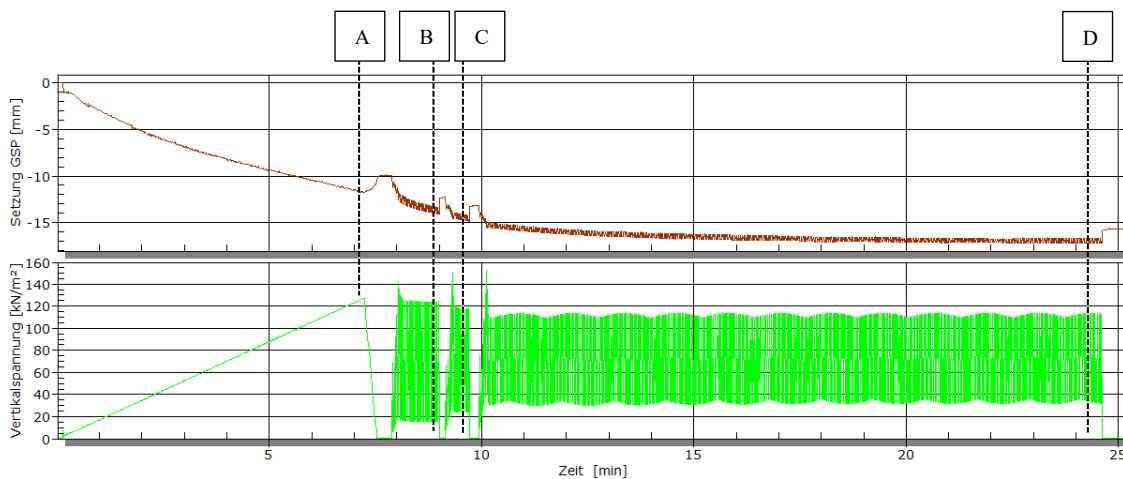


Abb. 77: Setzung GSP und σ_v für V_V4 tg

6.4.1.2 Interpretation

Der elastische Anteil Δh der GSP-Setzung nach den verschiedenen LS ist Tab. 9 zu entnehmen und die Reduktion dieses Anteils von „B“ nach „D“ lässt wiederum auf eine Verdichtung des Versuchsbodens schließen. Die größere Endsetzung von 26 mm bei V_V1 im Vergleich zu V_V4, bei der Verwendung des gleichen Versuchsbodens, kann an verschiedenen Faktoren liegen. Zum einen ist bei V_V1 der Einbauwassergehalt w von 12,7 % näher an w_{opt} von 13,1 % als V_V4 mit $w = 12,5$ % und daher ist das Verdichtungspotential von V_V1 etwas größer. Zum anderen könnte eine unregelmäßige Verdichtung beim Einbau bzw. die Lage des Hydraulikstempels über der GSP einen Einfluss haben. Es könnte auch die minimal vorhandene Reibung bei V_V4 eine Auswirkung haben.

Tab. 9: Δh nach Belastungsende für V_V4 tg

Reduzierung der Setzung nach der jeweiligen LS Δh [mm]			
A	B	C	D
1,89	1,81	1,68	1,53

6.4.2 Sättigung

6.4.2.1 Ergebnisse

Abb. 78 zeigt den Verlauf des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase. Nach bereits 35 min kommt es zu einem Abfall der Saugspannungen. Dabei steigt der VWC von TDR 1 innerhalb 15 min von 14 % auf 30 %. Der VWC steigt erst nach 50 min kontinuierlich an. Nach 50 min wurde die Sättigung abgebrochen, da das Wasser bereits über der GSP ausgetreten war. Bei Versuchsabbruch befinden sich T1 und T3 im negativen Spannungsbereich. Bereits nach 1 h befinden sich die Tensiometerwerte aller Tensiometer wieder im Saugspannungsbereich. Der Verlauf von T3 weist beim Abfall der Saugspannung die größte Steigung aller PWP-Verläufe auf.

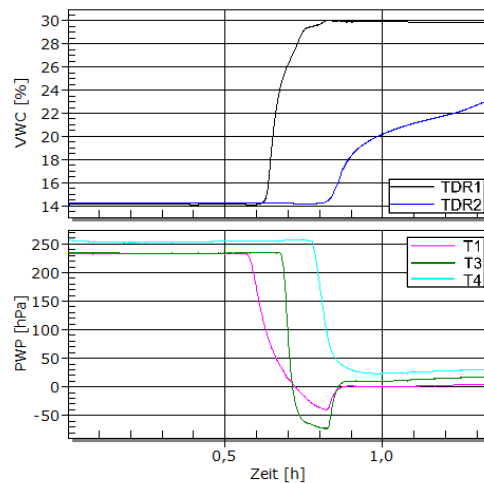


Abb. 78: VWC und PWP für V_V4 Sättigung

6.4.2.2 Interpretation

Bereits während dem Verdichtungsprozess beim Einbau wurde festgestellt, dass sich am Zylinderrand gesättigte Kanäle bilden (Abb. 79 links). Innerhalb von 50 min gelangten 12 l Wasser in den Prüfzylinder, so dass das mit Feinteilen verschmutzte Wasser bereits über der GSP austrat. Die Ursache dieses Problems lag in der Filterplatte am Zylinderboden. Bereits vor Einbaubeginn löste sich das Silikon von der Kontaktstelle des Zylinders zur Bronzeplatte. Zusätzlich war ein Großteil der Filterplatte bereits aufgrund der Feinteile des Versuchsbodens von vorangegangenen Versuchen verstopft. Dadurch gelangte das Wasser mit hoher Geschwindigkeit in den Versuchsboden und den Porenraum, welcher durch den nicht vollkommen homogenen Einbau entsteht. Indraratna et al. (2018) beschäftigte sich mit dem Auftreten von Suffusion und Hebung beim Durchströmen von Bodenproben (Abb. 79 rechts). Hebung tritt bei hohen hydraulischen Gradienten und interner Stabilität auf (klassischer Auftrieb). Dabei müssen die Sickerspannungen größer als die effektiven Vertikalspannungen sein ($\sigma_s > \sigma'_{vt}$). Liegt ein kritischer hydraulischer Gradient vor, jedoch ein innerlich instabiler Boden, tritt Suffusion (innere Erosion durch Wasser) auf. Dabei ist die Kontaktreibung des Korngerüsts größer als die Kornreibung. Die Feinteile verlieren den mechanischen Kontakt zum stabilen Korngerüst, die Schleppspannung übersteigt die Kontaktspannung der Feinteile und daher entsteht ein Materialtransport der Feinteile durch den Porenraum ($\sigma_s < \alpha \sigma'_{vt}$). Boden 2 weist eine weitgestufte Kornverteilung auf und daher ist das alleinige Auftreten von Suffusion unwahrscheinlich. Ein Mitwirken mehrerer Faktoren war wohl für das Versagen verantwortlich. Aufgrund des großen Druckgradienten sowie des hohen PWP von T3 mit -73 hPa und der augenscheinlichen Beobachtung am Zylinder ist davon auszugehen, dass sich dieser Sensor direkt in einem Erosionskanal der Probe befindet. Der Verlauf von TDR 2, die unterschiedlichen Verläufe der PWP sowie die vorherrschenden Saugspannungen in den Tensiometern am Ende der Sättigung bestätigen dieses Suffusionsproblem bzw. Filterproblem. Hier wurde kein gesättigter Versuch durchgeführt. Dieses

Problem wurde durch die Verwendung eines Filtervlieses anstatt der Bronzeplatte gelöst (Abb. 80).

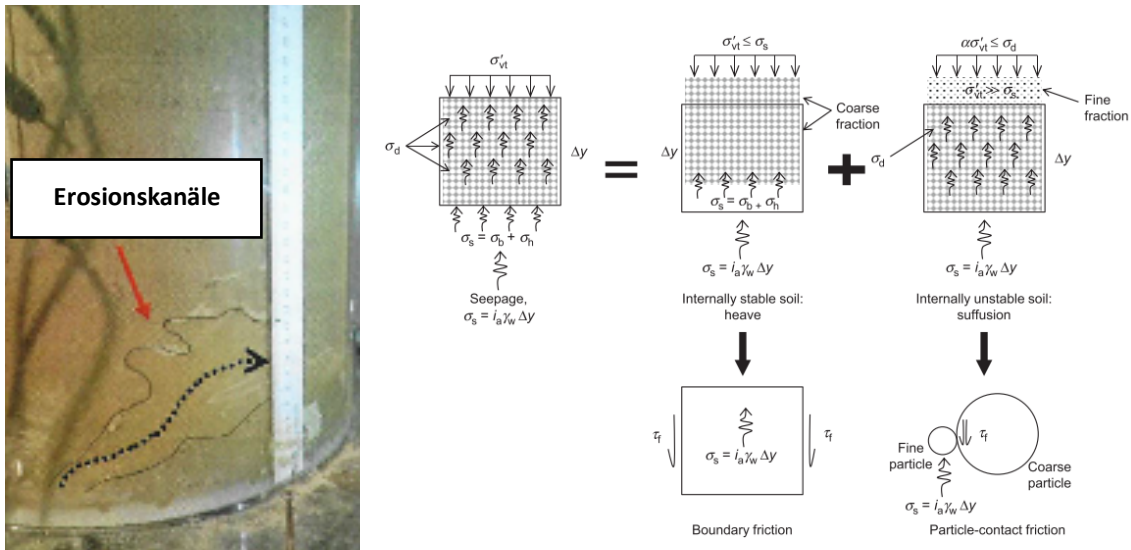


Abb. 79: Links: Erosionskanäle, Rechts: Suffusion und Hebung in Böden (Indraratna et al., 2018);

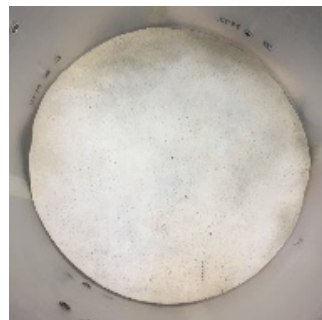


Abb. 80: Vlies als neue Filterschicht

6.5 V_V5 Boden 1

V_V5 ist der erste Versuch, bei welchem die GSP-Optimierung sowie die Filterplatte für die Sättigung für alle weiteren Versuche beibehalten wurde. Zwei Vliesstreifen um die GSP sorgen für eine zentrale Lage im Zylinder sowie für eine Verminderung des Materialhochdrückens. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP sind in Abb. 81 ersichtlich. Dieser Versuch wurde mit Boden 1 durchgeführt.

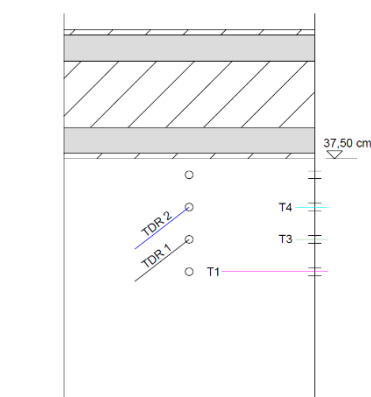


Abb. 81: GSP V_V5

6.5.1 Teilgesättigter Zustand

6.5.1.1 Ergebnisse

Der Versuchsboden wurde mit einem Anfangswassergehalt von $w = 13,5 \%$ eingebaut. Abb. 82 zeigt die Setzung der GSP sowie den Verlauf der zyklischen Vertikalbelastung σ_v . Die Endsetzung nach dem Versuch im teilgesättigten Zustand liegt bei 20 mm. Die Verläufe des PWP wurden nicht mitgemessen. Es kann ein Bezug auf die vorigen Versuche im teilgesättigten Zustand genommen werden.

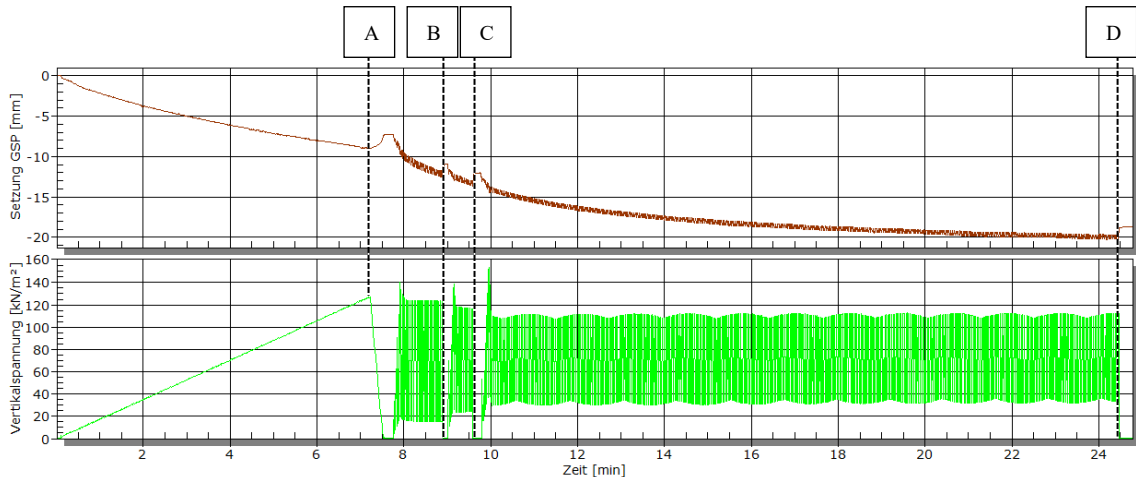


Abb. 82: Setzung GSP und σ_v für V_V5 tg

6.5.1.2 Interpretation

Der elastische Anteil Δh der GSP-Setzung nach den verschiedenen LS ist Tab. 8 zu entnehmen. Auch hier lässt die Reduktion Δh 's von „B“ nach „D“ auf eine Verdichtung des Versuchsbodens schließen. Die Endsetzung ist mit 20 mm im Vergleich zu den bereits durchgeführten Versuchen im teilgesättigten Zustand mit Boden 1 relativ groß. Dies kann an der geringeren Reibung sowie am Wassergehalt w , welcher w_{opt} entspricht, und dem damit verbundenen größeren Verdichtungspotential liegen.

Tab. 10: Δh nach Belastungsende für V_V5 tg

Reduzierung der Setzung nach der jeweiligen LS Δh [mm]			
A	B	C	D
1,74	1,65	1,62	1,53

6.5.2 Sättigung

6.5.2.1 Ergebnisse

Abb. 83 zeigt den Verlauf des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase. Sowohl der Verlauf des VWC als auch der Verlauf der

PWP kann analog der Sättigungsphase für V_V3 (Kapitel 6.3.2) beschrieben werden. „A“ kennzeichnet die Ventilschließung des Sättigungsaufbaus nach etwa 30 min. Nach 1 h stellt sich ein hydrostatischer Wasserdruck im Probekörper ein. Die Sättigung wurde nach dem Erreichen des hydrostatischen Zustands weiter beobachtet und es wurde ein teilweiser Rückgang der PWP in den Saugspannungsbereich nach etwa 17 h festgestellt („B“). Die Entwicklung des VWC zeigt eine Erhöhung von 20 % auf 28 %.

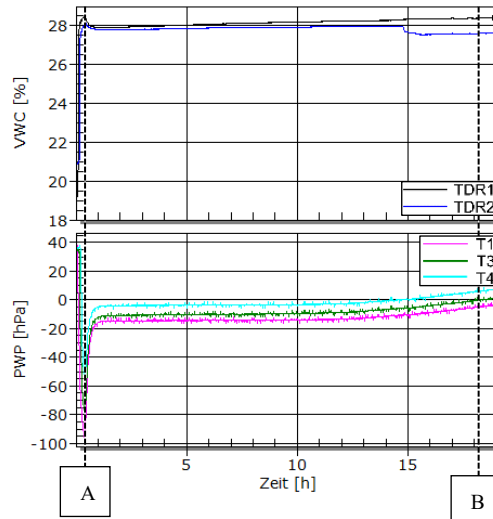


Abb. 83: VWC und PWP für V_V5 Sättigung

6.5.2.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine hohe Sättigung hin. Die kurze Sättigungsdauer von 30 min ist durch die größere Durchlässigkeit von Boden 1 erklärbar. Der erneute Übergang in den Saugspannungsbereich nach 17 h lässt auf eine Homogenisierung des Sättigungsgrads im Probekörper schließen und deutet auf eine nicht volle Sättigung hin. Der kurze Anstieg der PWP im Druckspannungsbereich auf über -80 hPa könnte durch das Heben des Prüfzylinders in den Prüfstand erklärbar sein.

6.5.3 Gesättigter Zustand

6.5.3.1 Ergebnisse

Mit Belastungsbeginn gibt es einen kontinuierlichen Anstieg aller PWP. Dabei erreicht T4 nach etwa 10 min -220 hPa, T3 nach 12 min -588 hPa und T1 nach 14 min -793 hPa. Die GSP-Setzung steigt konstant an. Die Endsetzung im gesättigten Zustand beträgt 48 mm. Auffällig ist die Zunahme der Schwingungsamplituden der PWP sowie der GSP-Setzung über die Zeit. Es kommt zu einer Reduktion der Vertikalspannungsamplitude nach 10 min. Dabei steigt $\sigma_{v,\min}$ von 20 kN/m² auf 40 kN/m². Nach ~ 1500 LW bzw. 19 min wurde der Versuch abgebrochen.

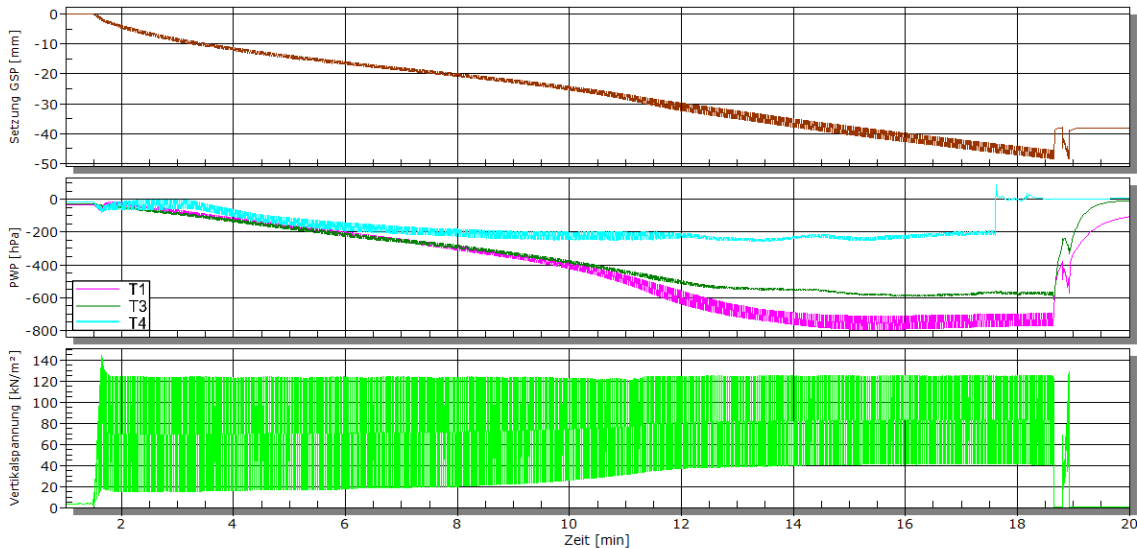


Abb. 84: Setzung GSP, PWP und σ_v für V_V5 ges

6.5.3.2 Interpretation

Die großen PWP sind auf eine hohe Sättigung sowie die geringe Durchlässigkeit des Versuchsbodens und die damit eingeschränkte Dränagefähigkeit zurückzuführen. Aufgrund des kürzesten Dränagewegs weist T4 mit -220 hPa den geringsten PWP auf. Durch die zyklische Belastung und die Erzeugung von hohen PWP im nahezu gesättigten Zustand kommt es zu einer signifikanten Reduzierung der effektiven Spannung σ' und zu einer Aufweichung und Suspensionsbildung des Versuchsbodens. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben. Der Anstieg der Setzungsamplitude und der damit verbundene Anstieg der PWP-Amplitude über die Zeit ist ein weiteres Indiz für eine Aufweichung des Bodens. Nach etwa 1500 LW bei 19 min war die GSP bereits bis zur Oberkante hin verschmutzt und daher wurde der Versuch abgebrochen. Mit V_V5 wurde ein Versuch durchgeführt, welcher eine ausreichende Sättigung aufweist um das Phänomen „Mud Pumping“ zu beobachten.

6.6 Zusammenfassung Vorversuche

Tab. 11 zeigt die GSP-Setzung der einzelnen Versuchsabschnitte sowie die GSP-Verschmutzung nach der dynamischen Belastung im gesättigten Zustand. Die größere GSP-Setzung von V_V5 (Boden 1) als V_V4 (Boden 2) im teilgesättigten Zustand könnte daran liegen, dass der Wassergehalt von V_V5 w_{opt} entspricht und somit eine größere Verdichtung erreicht werden konnte.

Im Folgenden sind Diagramme der GSP-Setzung s bzw. der GSP-Hebung h aller Vorversuche, bezogen auf die Zeit t [s] bzw. die Zyklenanzahl n , dargestellt. Diese beziehen sich auf die anfängliche Probenhöhe H .

$$\text{Bezogene GSP - Setzung} = \frac{s}{H} [\%] \quad (24)$$

$$\text{Bezogene GSP - Hebung} = \frac{h}{H} [\%] \quad (25)$$

Tab. 11: Zusammenfassung Vorversuche

Zusammenfassung Vorversuche						
Allgemein	GSP-Setzung [mm]					GSP-Verschmutzung
Bez. Boden	mon-tg	dyn-tg	tg-gesamt	dyn-ges	gesamt	Trockenmasse [g]
V_V1 B2	13,14	12,21	25,35	46,40	71,75	2755,50
V_V2 B1	1,79	8,34	10,12	30,23	40,35	3212,50
V_V3 B1	0,76	6,59	7,35	24,32	31,67	1831,50
V_V4 B2	9,92	6,88	16,80	-	16,80	-
V_V5 B1	7,25	12,53	19,78	45,52	65,30	5414,00

6.6.1 Monoton-Teilgesättigt

Abb. 85 (links) zeigt den Verlauf der bezogenen GSP-Setzung während der monotonen Laststeigerung. Boden 2, in Rot dargestellt, weist im Vergleich zu Boden 1 (blaue Verläufe) eine größere bezogene GSP-Setzung auf. Dies weist auf ein größeres Verdichtungspotential von Boden 2 hin und ist durch die größere Proctordichte von Boden 2 ($\rho_{Pr,B2} = 1,98 \text{ g/cm}^3 > \rho_{Pr,B1} = 1,91 \text{ g/cm}^3$) zu begründen. Die Steigungsabnahme der Verläufe während der Laststeigerung deutet auf eine auftretende Verdichtung des Versuchsbodens hin. Der geringe Wert der bezogenen GSP-Setzung für V_V2 und V_V3 ist auf die große Reibung rückzuführen. Betrachtet man die Entwicklung der bezogenen GSP-Hebung nach Erreichen von $\sigma_{v,max}$, erkennt man, dass der elastische Anteil der GSP-Setzung zwischen 0,39 - 0,52 % der Probenhöhe liegt (Abb. 85 rechts).

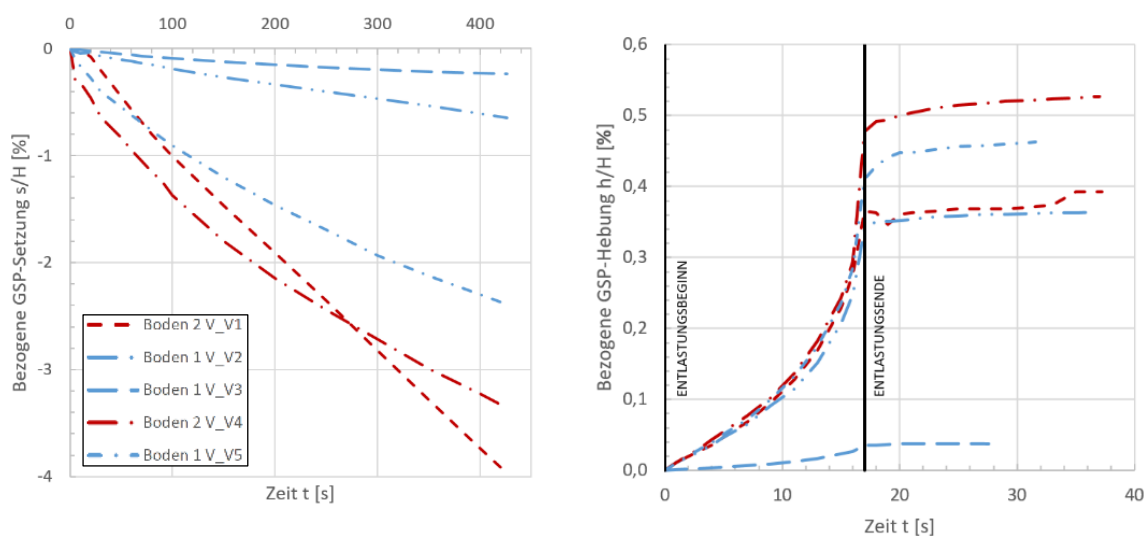


Abb. 85: Links: Bezogene GSP-Setzung s/H unter monotoner Belastung, Rechts: Bezogene GSP-Hebung h/H bei der monotonen Entlastung im tg Zustand;

6.6.2 Dynamisch-Teilgesättigt

Die Entwicklung der bezogenen GSP-Setzung während der zyklischen Belastung (Abb. 86 links) im teilgesättigten Zustand zeigt, dass auch hier die Setzung für V_V1 am größten und für V_V3 am kleinsten ist. Die große GSP-Setzung von V_V1 ist auf eine zu vernachlässigbare Reibung zurückzuführen. Die geringe Setzung der GSP von V_V3 lässt sich wiederum durch eine auftretende Reibung begründen. Ein Blick auf den Detailausschnitt „A“ der bezogenen Setzung lässt auf ein weitestgehend frequenzunabhängiges Verhalten der Setzungsverläufe schließen.

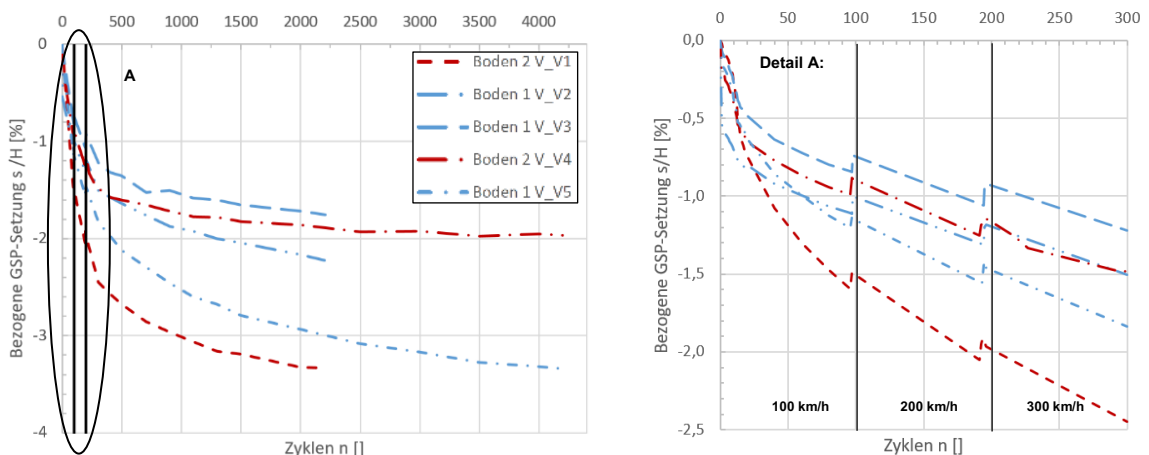


Abb. 86: Bezoogene GSP-Setzung s/H

6.6.3 Dynamisch-Gesättigt

Während der dynamischen Belastung im gesättigten Zustand traten einige Probleme auf, welche von Versuch zu Versuch gelöst wurden. V_V1 weist eine große Setzung auf, jedoch wurde das Material hauptsächlich seitlich hochgedrückt und daher konnte keine Aussage über die eigentliche GSP-Verschmutzung getroffen werden. Bei V_V2 und V_V3 tritt eine große Reibung zwischen GSP und Zylinderwand auf und daher ist die relativ geringe Setzung zu erklären. Bei V_V5 kam es zu einem „Aufweichen“ des Untergrunds. Zusätzlich deutet die große Setzung auf die nicht gegebene Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP hin.

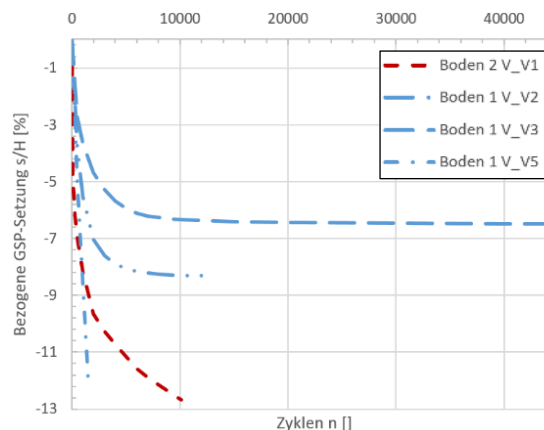


Abb. 87: Bezoogene GSP-Setzung s/H unter dynamischer Belastung im gesättigten Zustand

6.7 Probleme und Ausblick

Aufgrund der Vorversuche wurde ein geeigneter Versuchsaufbau in Hinsicht auf die GSP-Optimierung gefunden. Das Sättigungsverfahren zeigt einige Probleme auf. Durch große Porenräume, welche bereits beim Einbau der Versuchsböden am Zylinderrand ersichtlich waren, erreichte das Wasser bereits vor dem Eintreten einer vollen, homogenen Sättigung die Oberfläche des Versuchsbodens. Um eine gleichmäßigere Sättigung zu erzielen, wird ein Überlauf etwas über der Probenhöhe von 40 cm angebracht und somit eine längere Zirkulation des Wassers im Versuchsboden ermöglicht (adaptierte Sättigungsverfahren siehe Abb. 88).

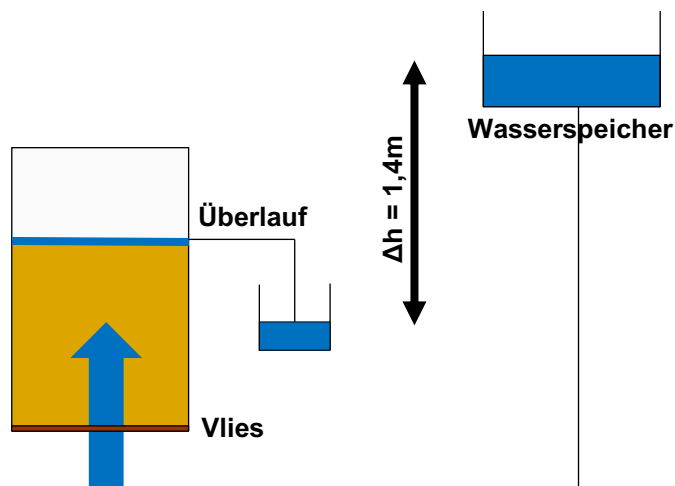


Abb. 88: Adaptiertes Sättigungsverfahren

7 Hauptversuche mit Vorbelastung

Bei den Hauptversuchen wurden vermeintliche Probleme bereits durch die Vorversuche beseitigt. Nun liegt der Fokus bei der Untersuchung der Trennstabilität zwischen GSP und Untergrund und den damit verbundenen PWP. Im ersten Teil dieser Hauptversuchsreihe werden die Versuche sowohl im teilgesättigten (tg) als auch im gesättigten (ges) Zustand durchgeführt. Das Versuchsprogramm der Hauptversuche mit Vorbelastung ist Tab. 12 zu entnehmen.

Tab. 12: Versuchsparameter Hauptversuche mit Vorbelastung

HAUPTVERSUCHE $\rho_t = 1,7 \text{ [g/cm}^3\text{]}$								
Allgemein				Sensorposition [cm]			Lastwechselanzahl [LW/km/h]	
Bez.	Boden	Zylinder	Probenhöhe [cm]	w [%]	TDR-Sonden	Tensiometer ¹ [Pos. Unten/5/20/35]	teilgesättigt	gesättigt
H_V1.1	2	Alt	40,00	13,40	20, 25, 30	T1 bei 20 cm und T2 bei 25 cm	99996/100	-
H_V2.1	1	Neu	40,00	12,81	5, 20, 35	T2/X/T1/T4	99997/100	99997/100
H_V1.2	2	Neu	40,00	12,16	5, 20, 35	T2/X/T1/X	99996/100	116085/100
H_V2.2	1	Neu	40,00	12,72	5, 20, 35	T2/X/T1/T3	99996/100	99997/100

¹ T1=20cm lang, T2=T3=T4=5cm lang

Die Randbedingungen ändern sich im Vergleich zu den Vorversuchen in zwei Punkten. Zum einen wird nicht nur vor der zyklischen Belastung im teilgesättigten Zustand die Probe monoton vorbelastet, sondern auch im gesättigten Zustand. Zum anderen kommt der neue Versuchszylinder ab H_V2.1 zum Einsatz (Abb. 89). Dieser wurde bereits in Kapitel 5.1.1 beschrieben. Zusätzlich liegt die Probenhöhe für jeden Versuch bei 40 cm. Beide Versuchsböden werden wieder mit einer Trockeneinbaudichte von $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$ und mit w_{opt} eingebaut. Das folgende Kapitel fasst die Belastung im teilgesättigten Zustand zusammen.

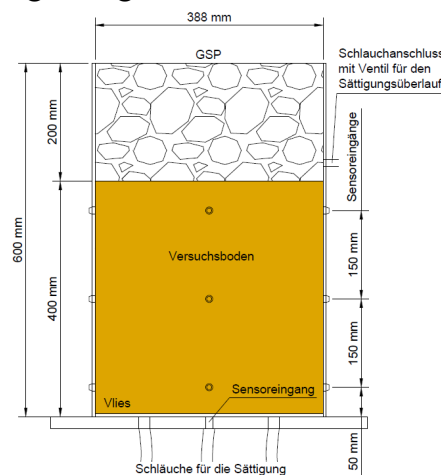


Abb. 89: Schematische Darstellung des neuen Prüfzylinders

7.1 Belastung im teilgesättigten Zustand

Analog der Vorversuche wurde sowohl eine monotone als auch eine zyklische Belastung im teilgesättigten Zustand durchgeführt. Da der Verlauf der GSP-Setzung frequenzunabhängig zu sein scheint, wurden die Versuche mit einer Zuggeschwindigkeit von 100 km/h (1,5 Hz) durchgeführt. Der Verlauf der PWP als auch der GSP-Setzung können analog der Vorversuche beschrieben werden. Aufgrund der

konstanten Probenhöhe von 40 cm für alle Hauptversuche kann direkt auf die GSP-Setzung bzw. die GSP-Hebung Bezug genommen werden.

7.1.1 Monoton-Teilgesättigt

Abb. 90 links zeigt den Setzungsverlauf der GSP während der monotonen Laststeigerung. Die roten Verläufe, welche Boden 2 darstellen, zeigen eine größere GSP-Setzung als die blauen Verläufe von Boden 1. Die GSP-Setzung liegt dabei im Bereich von 13 mm für Boden 1 und 25 mm für Boden 2. Wie bereits in den Vorversuchen festgestellt wurde, weist dies auf eine größere Verdichtbarkeit von Boden 2 hin und ist auch durch deren größere Proctordichte ($\rho_{Pr,B2} = 1,98 \text{ g/cm}^3 > \rho_{Pr,B1} = 1,91 \text{ g/cm}^3$) zu begründen. Die geringere Steigung der Verläufe für Boden 1 wird ebenso durch die geringere Verdichtbarkeit dieses Versuchsbodens erklärt. Die Steigungsabnahme der Verläufe über die Zeit deutet auf eine auftretende Verdichtung des Versuchsbodens hin. Nach etwa 100 s bei H_V2.2 wurde der Versuch gestoppt und der vergessene Vliesring unter der GSP platziert. Dies erklärt die geringe Reduktion der GSP-Setzung. Die initiale Zunahme der GSP-Setzung bei H_V2.1 ist auf eine schlagartige Belastung von 198 kN/m^2 vor dem eigentlichen Belastungsbeginn zurückzuführen. Auf die Endsetzung der GSP nach der monotonen Laststeigerung hat diese schlagartige Belastung jedoch keinen nennenswerten Einfluss. Betrachtet man die Entwicklung der GSP-Hebung nach Erreichen von $\sigma_{v,max}$, erkennt man, dass der elastische Anteil der GSP-Setzung zwischen $\sim 0,30 - 0,64 \%$ der Probenhöhe liegt und tendenziell für Boden 2 größer ist als für Boden 1 (Abb. 90 rechts). Dieser elastische Anteil liegt im Bereich der Vorversuche. H_V2.1 erfuhr nach Entlastungsende eine schlagartige Belastung, welche in dieser Darstellung nicht ersichtlich ist.

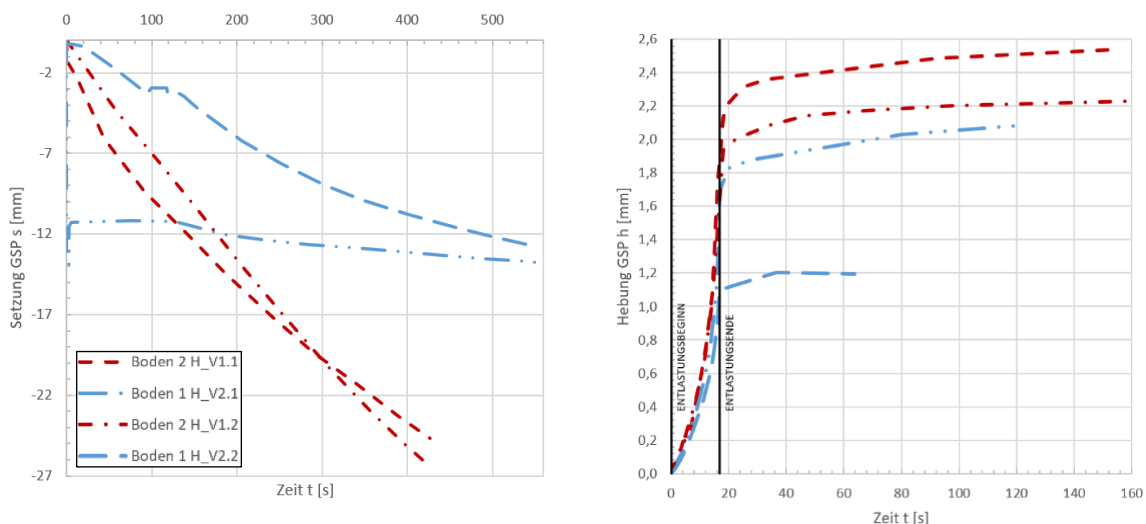


Abb. 90: Links: GSP-Setzung s unter monotoner Belastung, Rechts: GSP-Hebung h bei der monotonen Entlastung im tg Zustand;

7.1.2 Dynamisch-Teilgesättigt

Die Entwicklung der bezogenen GSP-Setzung während der zyklischen Belastung (Abb. 91) zeigt, dass auch hier aufgrund der größeren Verdichtbarkeit von Boden 2 die GSP-Setzung mit 22 mm für H_V1.1 und mit 33 mm für H_V1.2 größer ist als die GSP-Setzung von Boden 1 mit ~ 7 mm für beide Versuche. Die große GSP-Setzung von 33 mm bei H_V1.2 ist durch eine Beschädigung der GSP erklärbar. Diese zerbrach während des Versuchs. Dadurch kam es zur Spannungskonzentration im Bereich unter dem Hydraulikstempel und somit zu einer nicht vergleichbaren Kraftverteilung. Dies konnte optisch beobachtet werden und war bereits durch die geringere Steigungsabnahme von H_V1.2 während der monotonen Laststeigerung ersichtlich. Im darauffolgenden Versuch H_V2.2 wurde eine alte noch vorhandene GSP verwendet. Bereits nach etwa 10000 LW kommt es zu einer annähernd konstant bleibenden GSP-Setzung. Bereits nach Abschluss dieser Vorbelastung beträgt der theoretische S_r von H_V1.1 (Boden 2) $\sim 87\%$. S_r von Boden 1 steigt aufgrund der geringeren Verdichtung um nur 5 % auf $\sim 64\%$ im Vergleich zum Ausgangszustand.

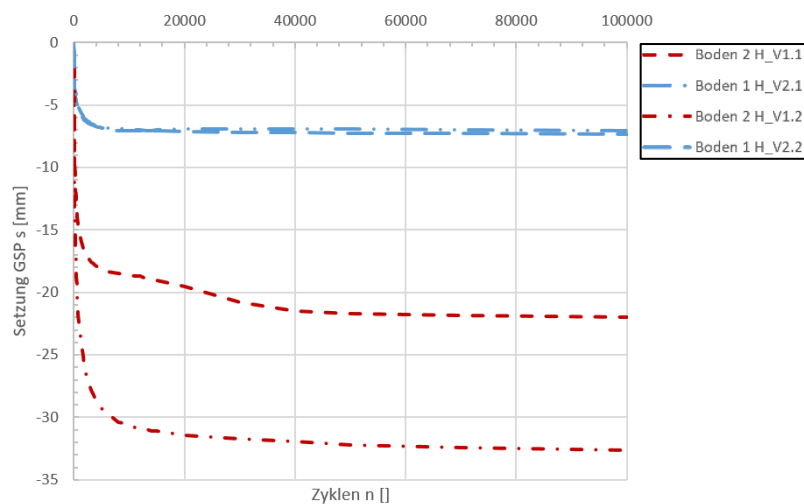


Abb. 91: GSP-Setzung s unter dynamischer Belastung im tg Zustand

7.2 H_V1.1 Boden 2

7.2.1 Sättigung

Nach der Durchführung der dynamischen Belastung im teilgesättigten Zustand wird der Versuchsboden nach der adaptierten Sättigungsmethode, wie in Kapitel 6.7 beschrieben, gesättigt. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP sind in Abb. 92 ersichtlich. Dieser Versuch wurde mit Boden 2 durchgeführt.

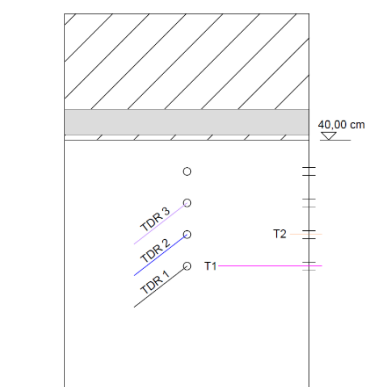


Abb. 92: GSP H_V1.1

7.2.1.1 Ergebnisse

Im Vergleich zur alten Sättigungsmethode konnte nun die Sättigungsdauer unbeschränkt lange ausgedehnt werden. Nach 95 h stellt sich annähernd ein hydrostatischer PWP ein und nach 135 h wurde die Sättigung schließlich beendet (Abb. 93). Auch eine Erhöhung des VWC von 29 % auf ~ 44 % ist erkennbar. Dabei sind die Verläufe parallel und weisen für TDR 1 die größten Werte und für TDR 3 die geringsten Werte auf. Nach etwa 8 h erreicht der VWC mit 49 % einen Hochpunkt. Im rechten Teil der Abb. 93 werden die ersten 4 h der Sättigung betrachtet. Bereits nach 30 min fallen die PWP auf unter -100 hPa. Nach einem kurzen konstanten Verlauf steigen diese nach 2 h wieder an, bis sie schließlich nach 38 h in den Saugspannungsbereich übergehen. Nach 93 h gehen die PWP erneut in den Druckbereich über und verlaufen dann konstant im etwas erhöhten hydrostatischen Bereich.

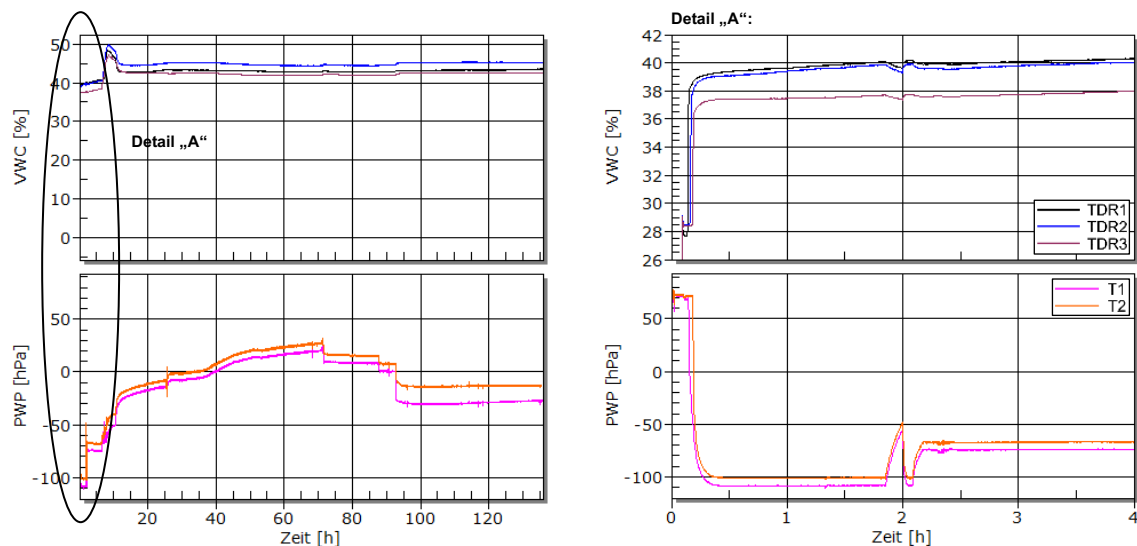


Abb. 93: VWC und PWP für H_V1.1 Sättigung

7.2.1.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC am Ende der Sättigungsphase deuten auf eine hohe Sättigung hin. Die Sättigung wurde mit einem hydraulischen Gradienten i von 0,3 (Höhenunterschied zur Probenoberkante von 12 cm) gestartet. Trotzdem kam es bereits nach 15 min zum Wasseraustritt über der GSP. Dies erklärt die hohen anfänglichen PWP. Eine zu schwache Pumpe sowie ein zu geringer Schlauchquerschnitt des Überlaufs führten zu diesem Problem (Abb. 94 links). Nach erst 2 h wurde das Ventil geschlossen und das Wasser, welches bereits über die GSP austrat, abgesaugt. Der Masseanteil der Feinteile im Wasser wurden bestimmt und beträgt 128 g. Der Überlaufquerschnitt wurde im Anschluss vergrößert und die Pumpe entfernt (Abb. 94 rechts). Das Ventil wurde nach 70 h wieder geöffnet. Um einen schnelleren Übergang in den Druckspannungsbereich zu erreichen, wurde die hydraulische Druckhöhendifferenz, bezogen auf die Probenoberkante, nach 87 h von 12 cm auf 19 cm und nach 92 h von 19 cm auf 40 cm erhöht.

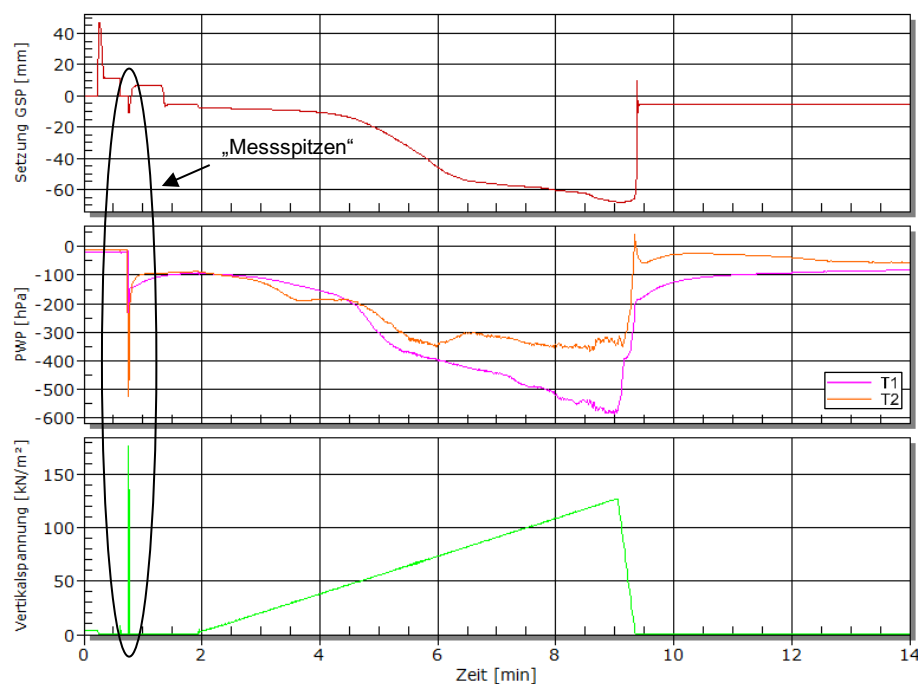


Abb. 94: Überlaufsystem H_V1.1

7.2.2 Gesättigter Zustand

7.2.2.1 Ergebnisse

Im gesättigten Zustand (Abb. 95) gibt es vor Belastungsbeginn einen Messwertauschlag aller Sensoren. Dabei erreichen die PWP einen Maximalwert von -527 hPa. Nach dieser Messspitze bauen sich die PWP wieder ab. Vor dem Beginn der monotonen Laststeigerung herrscht mit ~ -90 hPa ein Porenwasserüberdruck in der Probe. Sowohl die PWP als auch die Setzung erfährt nach etwa 4 min bei σ_v von 38 kN/m² einen starken Anstieg der GSP-Setzung und der PWP im Druckbereich. Bei 9 min wurde die $\sigma_{v,max}$ der monotonen Laststeigerung erreicht und die Probe wieder entlastet. Vor der Entlastung liegen der PWP von T1 bei -572 hPa und von T2 bei -349 hPa. Die GSP Setzung ist mit 68 mm sehr hoch und der Versuch wurde nach dieser monotonen Laststeigerung abgebrochen. Während der Entlastungsphase kommt es zu einer sprunghaftigen Reduktion sowohl der Setzung als auch aller PWP.

Abb. 95: Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V1.1 ges

7.2.2.2 Interpretation

Die Messwertspitzen vor Beginn der monotonen Belastung im gesättigten Zustand lässt sich auf eine schlagartige Belastung durch den Hydraulikstempel und den damit verbundenen Anstieg von σ_v auf 176 kN/m^2 zurückführen. Diese Störung in der Lastzunahme wurde durch die Inbetriebnahme des Prüfstands bei zu geringer Öltemperatur verursacht. Nach dieser schlagartigen Belastung würde der PWP sehr lange brauchen um wieder den hydrostatischen Zustand zu erreichen. Daher wurde nach etwa 2 min bereits mit der monotonen Laststeigerung begonnen. Die großen PWP sind auf eine hohe Sättigung sowie die geringe Durchlässigkeit des Versuchsbodens und die damit eingeschränkte Dränagefähigkeit zurückzuführen. Der geringe PWP von T2 ist durch eine bedingte Dränage nach unten erklärbar. Die Setzungsreduktion nach der Belastung entspricht wiederum dem elastischen Anteil der GSP-Setzung. Diese liegt jedoch nur bei $\sim 5 \text{ mm}$ und ist nicht so hoch wie in Abb. 95 dargestellt. Die sprunghafte Reduktion der PWP am Ende der Belastung könnte durch eine Porenraumvergrößerung durch diesen elastischen Anteil bzw. durch die komplette Entlastung der GSP verursacht worden sein. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit dauert es einige Stunden bis sich der Porenwasserüberdruck komplett abgebaut hat. Durch die hohen PWP im nahezu gesättigten Zustand kommt es zu einer signifikanten Reduzierung der effektiven Spannung und zu einer Aufweichung und Suspensionsbildung des Versuchsbodens. Die vorhandenen Porenwasserüberdrücke nach der schlagartigen Belastung können ein Mitgrund dafür sein. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben. Es kommt zu einem undrännierten Scherversagen. Die Entwicklung der GSP-Setzung ist Abb. 96 zu entnehmen.

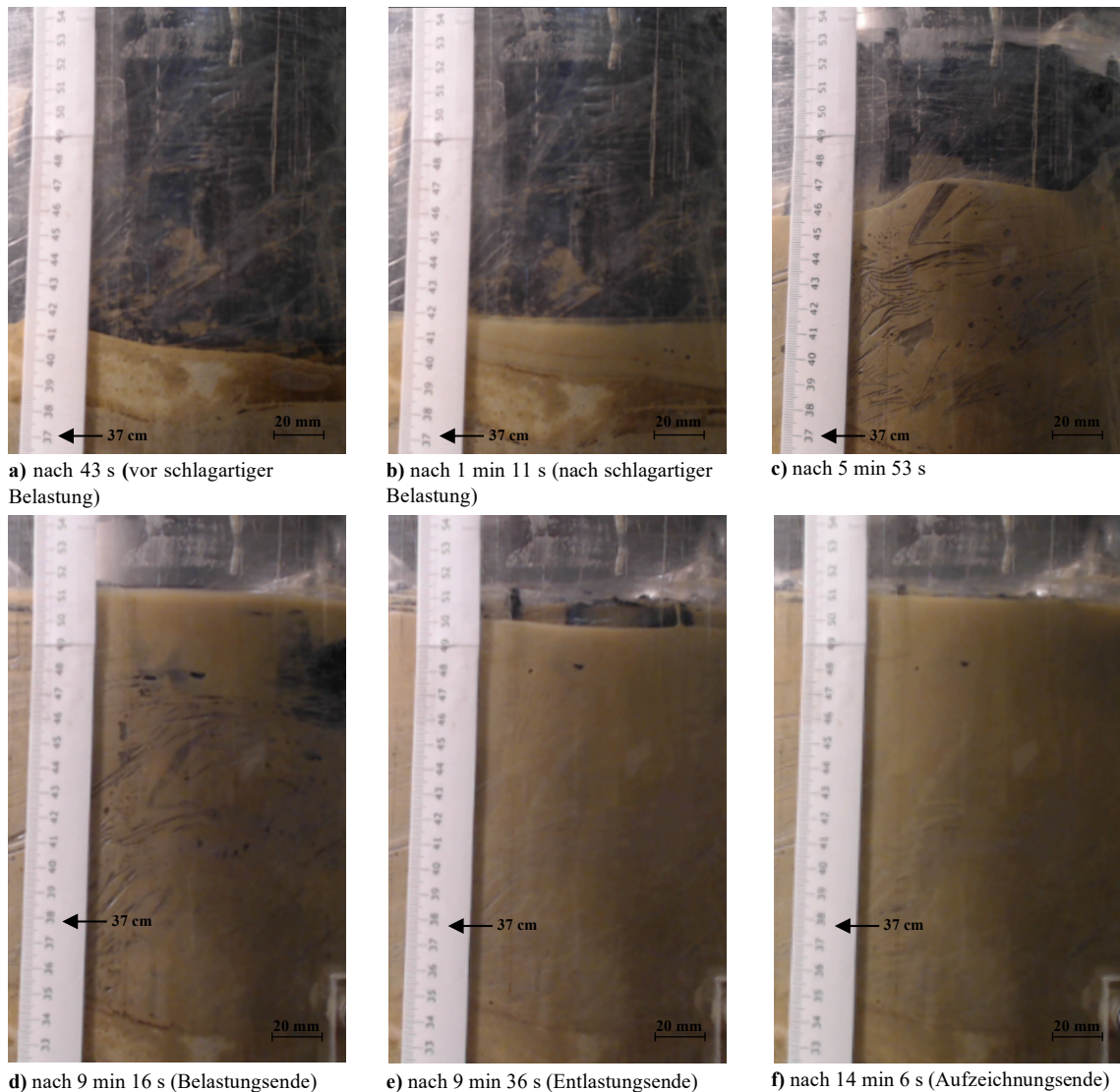


Abb. 96: H_V1.1 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung

7.3 H_V2.1 Boden 1

7.3.1 Sättigung

Für H_V2.1 wurde der neue Prüfzylinder verwendet. Beim Setup der GSP wurde auf die Vliesstreifen um die GSP verzichtet. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP sind in Abb. 97 ersichtlich. Dieser Versuch wurde mit Boden 1 durchgeführt.

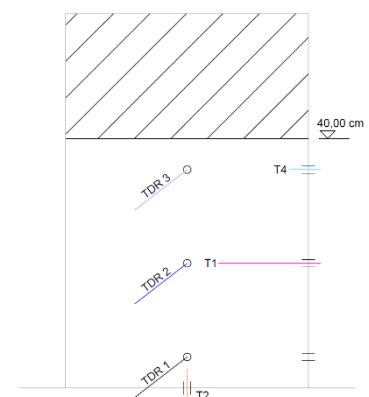


Abb. 97: Sensoren H_V2.1

7.3.1.1 Ergebnisse

Man erkennt eine konstante Reduktion der PWP über die Zeit, bis sich nach 4 h mit T1 -24 hPa und T2 -60 hPa eine annähernd hydrostatische Druckverteilung einstellt. Auch ist eine Erhöhung des VWC der TDR 3 von 24 % auf 36 %, TDR 2

von 26 % auf 36 % und TDR 1 von 29 % auf 40 % erkennbar. Nach etwa 48 h wurde das Ventil geschlossen und die Sättigung beendet. Dabei ist eine Reduktion der PWP im Druckspannungsbereich und ein Anstieg des VWC zu erkennen. Die PWP reduzieren sich auf den hydrostatischen Wasserdruck von T1 -20 hPa und T2 -40 hPa. Abb. 98 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase.

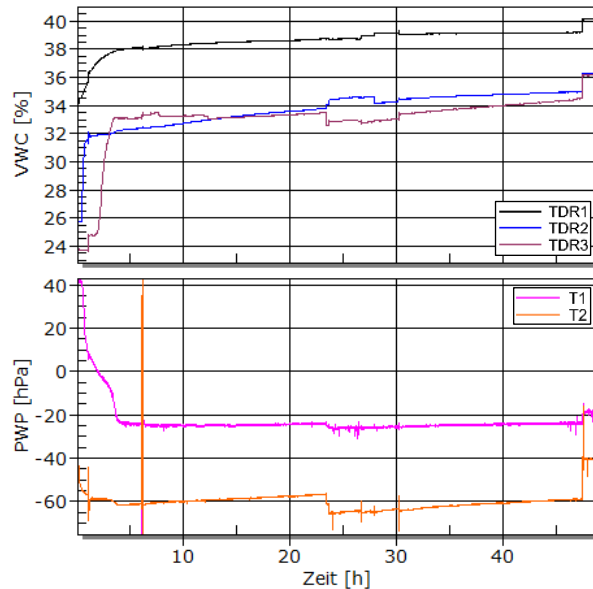


Abb. 98: VWC und PWP für H_V2.1 Sättigung

7.3.1.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine hohe Sättigung hin. Der flache Anstieg des VWC nach 2 h weist auf eine Erhöhung des Sättigungsgrads hin. Der starke Anstieg von T2 aus dem Saugspannungsbereich in den Druckspannungsbereich zu Beginn der Sättigungsphase sowie der größere Sprung bei Ventilschließung ist durch den größeren Strömungsdruck (größere Druckhöhe) am Zylinderboden erklärbar. Durch die größere Vorverdichtung im oberen Bereich ist der VWC von TDR 1 in diesem Bereich auch größer.

7.3.2 Gesättigter Zustand

7.3.2.1 Ergebnisse

Abb. 99 zeigt die Entwicklung der GSP-Setzung sowie der PWP während der monotonen Laststeigerung (links) und der dynamischen Belastung (rechts) im gesättigten Zustand. Während der monotonen Laststeigerung kommt es zu einem Anstieg der PWP im Druckbereich um nur 8 hPa. Damit ist die geringe Setzung der GSP von 2 mm verbunden. Während der schnellen Entlastung kommt es kurz zu einem Übergang der PWP in den Saugspannungsbereich. Nach der Entlastung erfährt die Probe wiederum eine schlagartige Belastung, welche jedoch nur einen

geringen Einfluss hat. Bei Beginn der dynamischen Belastung erreicht der Messwert von T1 während der Aufschwingphase -267 hPa. Anschließend geht der PWP teilweise in den Saugspannungsbereich über, bis dieser nach 30 min ($N = 1579$) wieder mit -194 hPa in den Druckspannungsbereich übergeht. Nach ca. 100 min ($N = 8772$) geht der PWP von T1 erneut teilweise in den Saugspannungsbereich über. Ab ca. 200 min ($N = 17544$) ist ein konstantes Verhalten des PWP zu erkennen. Es stellt sich ein Mittelwert der Amplituden von ~ 0 hPa ein. T2 weist ein ähnliches Verhalten auf. Nach bereits 100 min beträgt die GSP-Setzung 30 mm. Die Endsetzung liegt bei 32 mm.

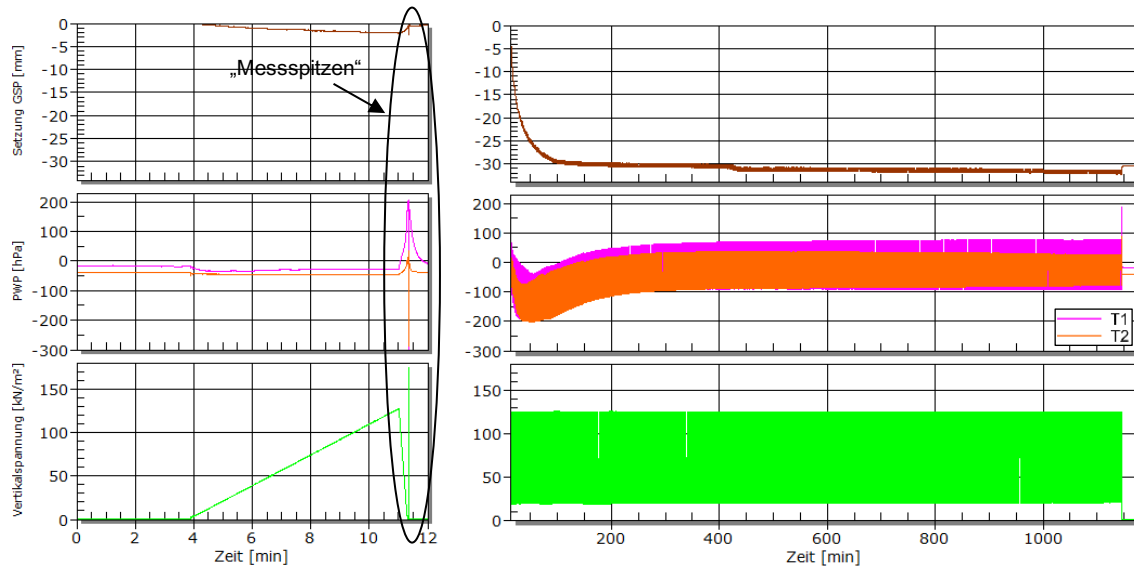


Abb. 99: Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V2.1 ges

7.3.2.2 Interpretation

Der geringe Anstieg der PWP während der monotonen Laststeigerung, der Übergang in den Saugspannungsbereich bei der Entlastung sowie der geringe Aufbau der PWP unter zyklischer Belastung und die anschließend vorherrschenden Saugspannungen während der Entlastungsphase eines Zyklus weisen auf einen nur teilgesättigten Porenraum und einer damit verbundenen schlechten Sättigung hin. Betrachtet man die Trennstabilität (Abb. 100), kommt es auch hier zu Beginn der dynamischen Belastung zu einer Aufweichung und Suspensionsbildung des Versuchsbodens. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben. Jedoch stellt sich bereits nach 100 min ein annähernd konstantes Verhalten ein und der Boden wird nur noch nachverdichtet. Dies kann durch den Abbau der PWP und der damit verbundenen schlechten Sättigung beschrieben werden. Die Verschmutzungshöhe der GSP beträgt in etwa 11 cm.

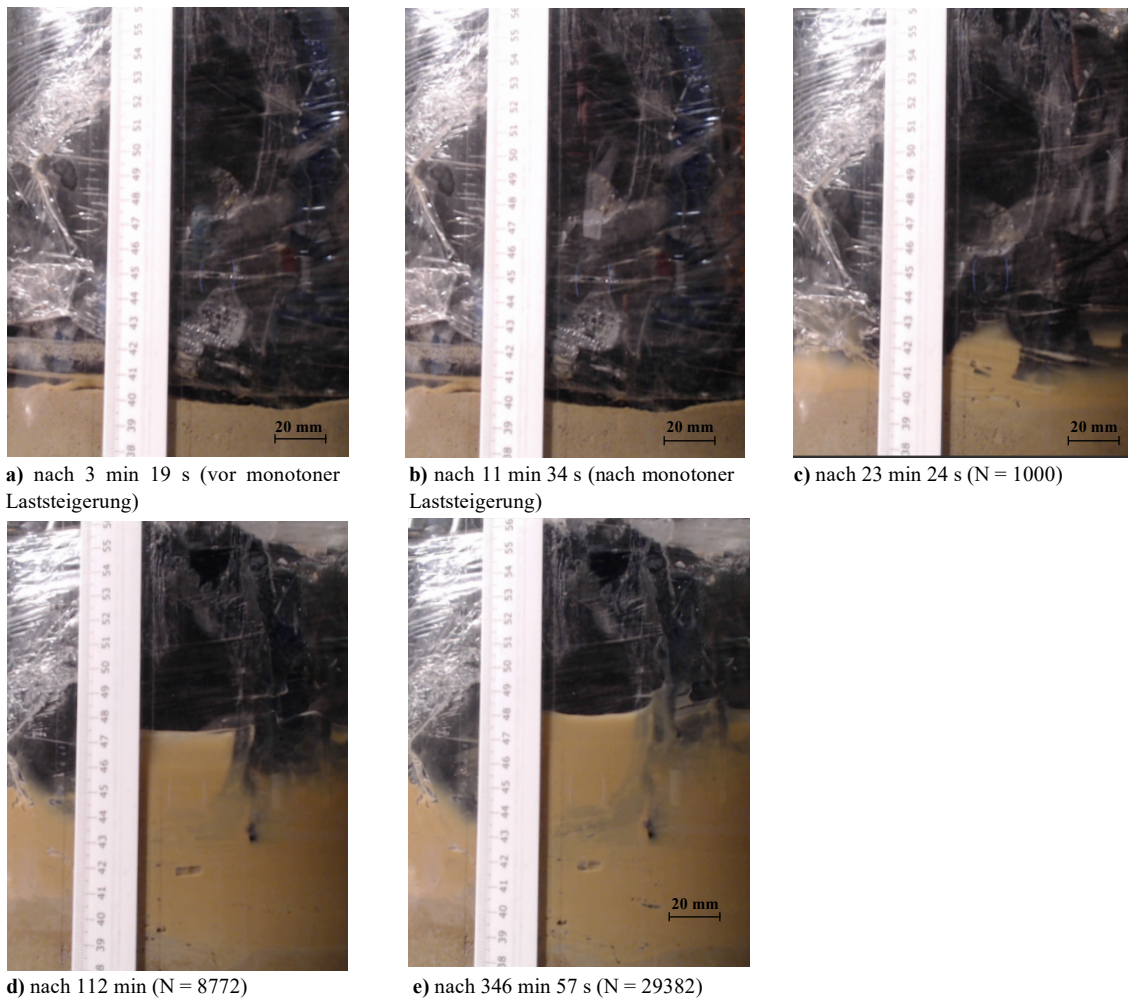


Abb. 100: H_V2.1 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung

7.4 H_V1.2 Boden 2

7.4.1 Sättigung

Hier wurde wieder, um ein Kippen der GSP zu vermeiden, ein Vliesstreifen im oberen Bereich der GSP platziert. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP sind in Abb. 101 ersichtlich. Dieser Versuch wurde mit Boden 2 durchgeführt.

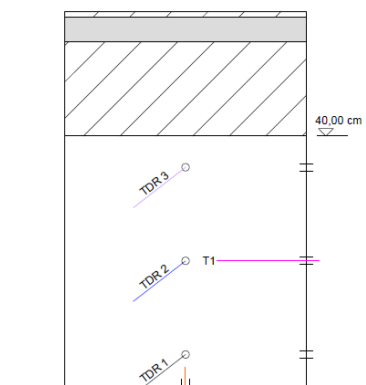


Abb. 101: GSP H_V1.2

7.4.1.1 Ergebnisse

T2 geht bereits nach Beginn der Sättigungsphase vom Saugspannungsbereich in den Druckspannungsbereich über. Nach 141 h herrscht ein PWP von -65 hPa in T2. T1 befindet sich noch im Saugspannungsbereich. Die hydraulische Druckhöhe wurde um ca. 100 cm ($i = 2,8$) erhöht. Nach 160 h ist weiter keine Änderung des Messwertes von T1 erkennbar. Daher wurde die Druckhöhe um 60 cm ($i = 4,3$)

erhöht. Der Messwert von T1 bewegt sich allmählich in den Druckspannungsbereich. Nach 210 h wurde das Sättigungsventil geschlossen und es herrscht annähernd ein hydrostatischer PWP in T1. Der VWC von TDR 3 steigt auch erst nach 141 h von 27 % auf 33 % an. TDR 1 hat einen Startwert von 38 % und TDR 2 von 31 %. Der Messwert von TDR 1 fällt vor der Erhöhung der Druckhöhe sogar ab. Nach 210 h beträgt der VWC für TDR 1 und TDR 2 36 %. Abb. 102 zeigt die Entwicklung des VWC und des PWP während der Sättigungsphase.

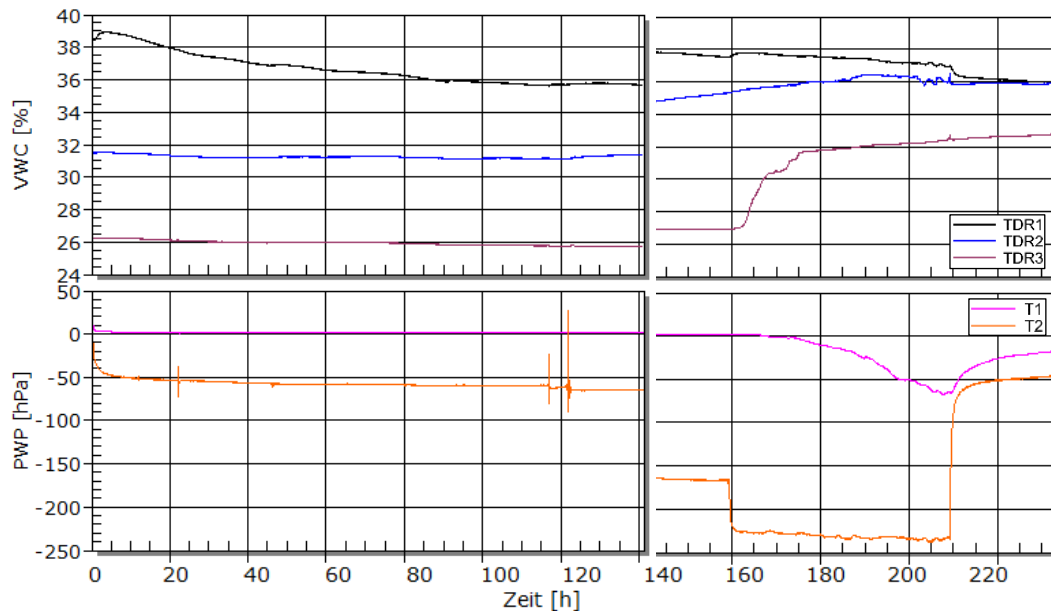


Abb. 102: VWC und PWP für H_V1.2 Sättigung

7.4.1.2 Interpretation

Die gemessenen PWP sowie der Anstieg der VWC am Ende der Sättigungsphase deuten auf eine hohe Sättigung hin. Der flache Anstieg des VWC nach 2 h lässt sich durch eine Steigerung des Sättigungsgrads erklären. Der hohe Wert des VWC für TDR 1 und auch TDR 2 zu Beginn der Sättigung lassen auf eine große Vorverdichtung im oberen Bereich bzw. im Bereich der TDR-Sonden, aufgrund der Beschädigung der GSP und der damit verbundenen großen Pressung unter dem Hydraulikstempel, schließen. Während der Sättigung wurde mit Schraubzwingen dem durch die große Druckhöhe entstandenen Auftrieb entgegengewirkt. Die lange Sättigungsdauer ist wahrscheinlich auch auf dieses Problem der GSP zurückzuführen.

7.4.2 Gesättigter Zustand

7.4.2.1 Ergebnisse

Das Verhalten während der monotonen Laststeigerung (Abb. 103 links) kann analog zu H_V2.1 beschrieben werden. Dabei erreicht T1 einen Wert von -16 hPa und T2 = -73 hPa bei $\sigma_{v,max}$. Zu Beginn der dynamischen Belastung (Abb. 103 rechts) fallen die PWP ab und T2 erreicht einen maximalen Überdruck von -977 hPa und bleibt anschließend konstant. T1 zeigt ebenfalls einen starken Anstieg im

Druckspannungsbereich. Die Schwankungen von T1 weisen jedoch auf ein Problem der Messtechnik hin und daher werden diese Werte nicht weiter berücksichtigt. Auch hier beträgt die GSP-Setzung nach 100 min bereits 32 mm. Die Endsetzung beträgt 37 mm.

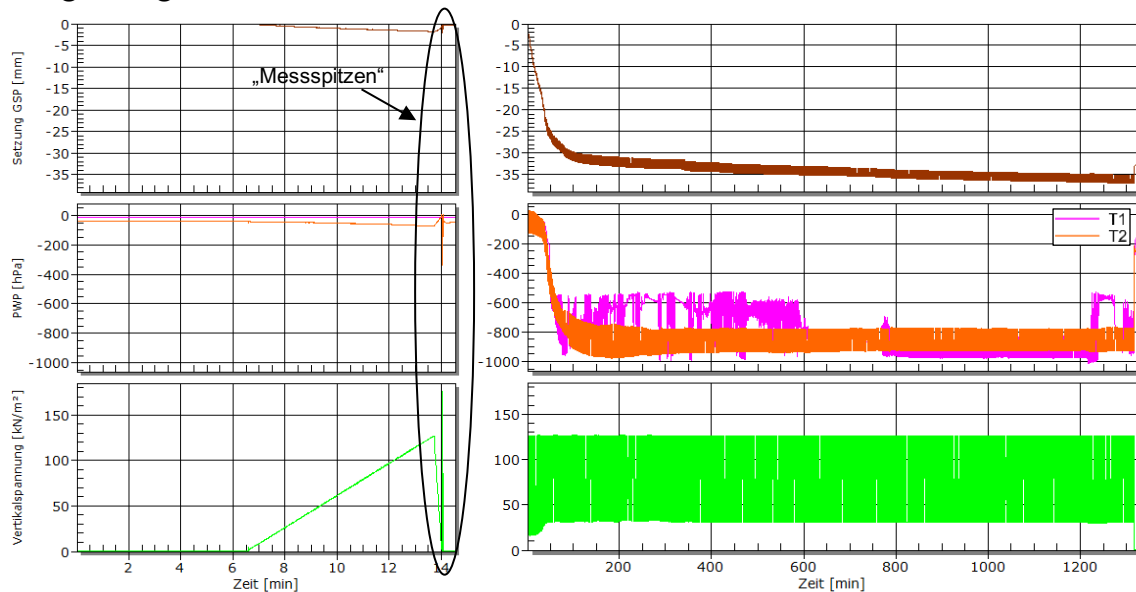


Abb. 103: Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V1.2 ges

7.4.2.2 Interpretation

Die geringen PWP während der monotonen Laststeigerung lassen auf eine gute Vorverdichtung und auf große Korn-zu-Korn-Spannungen schließen. Der große Anstieg der PWP während der dynamischen Belastung und der anschließende konstante Verlauf im Druckspannungsbereich weisen auf eine hohe Sättigung hin. Betrachtet man die Trennstabilität (Abb. 104), kommt es während der dynamischen Belastung zu einer signifikanten Reduzierung der effektiven Spannung (Korn-zu-Korn-Spannungen) sowie zu einer Aufweichung und Suspensionsbildung des Versuchsbodens. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben. Die wahrscheinlichste Begründung, warum dieser Versuch im Vergleich zu H_V1.1 nicht auch bereits während der monotonen Laststeigerung versagte, ist die fehlende schlagartige Belastung und somit ein niedrigerer Startwert des PWP zu Beginn der monotonen Laststeigerung. Nach ca. 10000 Zyklen ist kaum eine Änderung der Verschmutzungshöhe bzw. der GSP-Setzung mehr festzustellen. Die Verschmutzungshöhe der GSP beträgt in etwa 14 cm. Der Bruch der GSP stellt eine Mitursache für dieses Verhalten dar, da es zu horizontalen Verspannungen mit der Zylinderwand kommt.

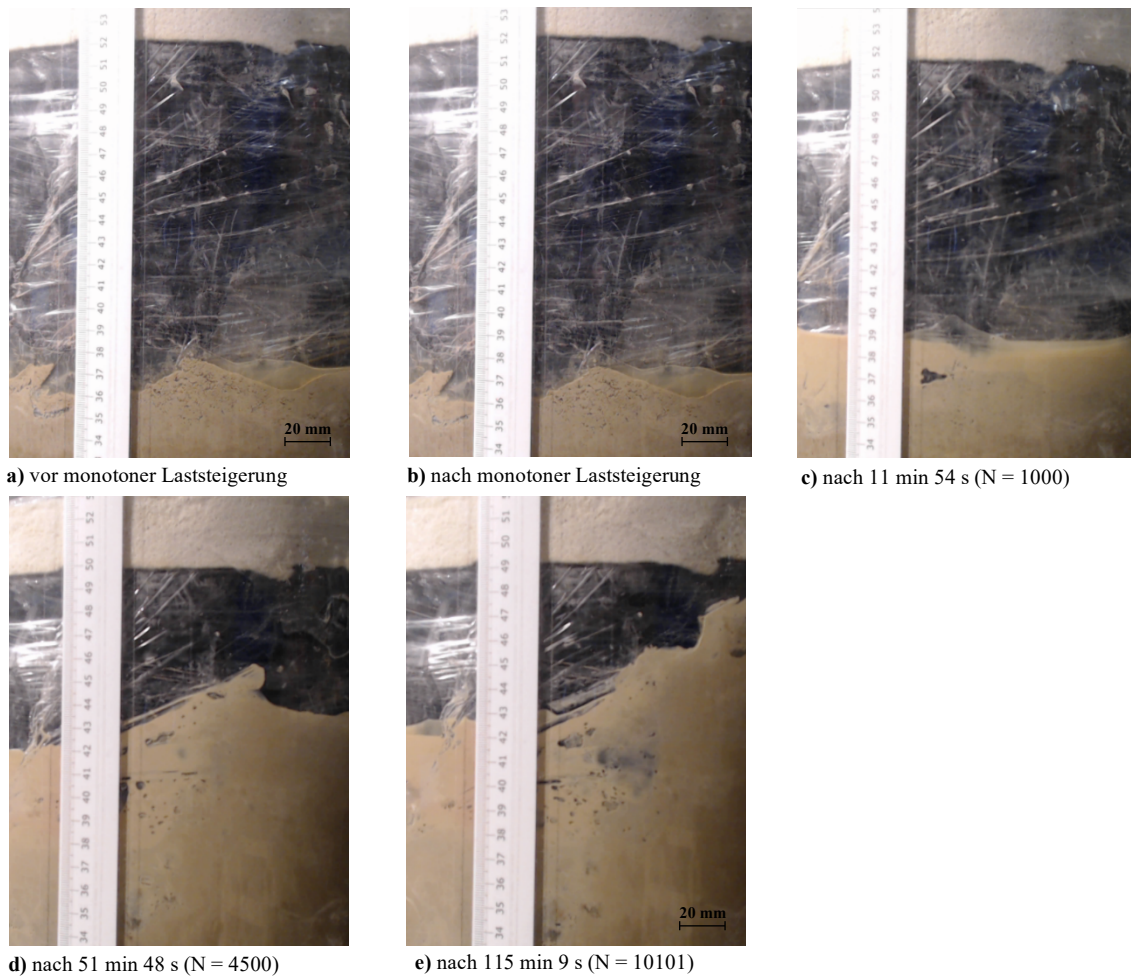


Abb. 104: H_V1.2 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung

7.5 H_V2.2 Boden 1

7.5.1 Sättigung

Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP sind in Abb. 105 (links) ersichtlich. Für diesen Versuch wurde aufgrund des Zerfalls der GSP bei H_V2.1 eine andere, noch vorhandene GSP verwendet. Abb. 105 (rechts). Dieser Versuch wurde mit Boden 1 durchgeführt.

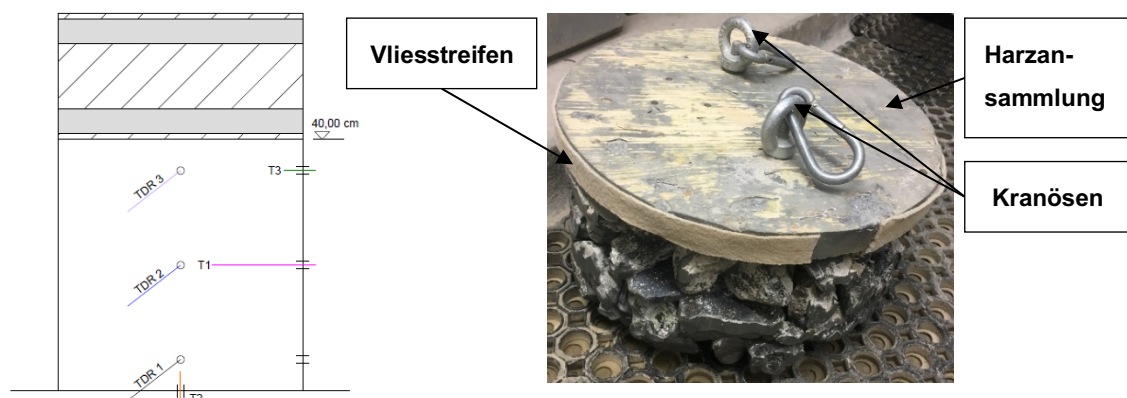


Abb. 105: Links: GSP H_V2.2, Rechts: GSP ab H_V2.2;

7.5.1.1 Ergebnisse

Man erkennt eine konstante Reduktion der PWP über die Zeit, bis sich nach etwa 7 h mit T1 -30 hPa, T2 -71 hPa und T3 -2 hPa ein annähernd hydrostatischer PWP einstellt. Auch ist eine Erhöhung des VWC der TDR 3 von 24 % auf 38 %, TDR 2 von 28 % auf 36 % und TDR 1 von 43 % auf 46 % erkennbar. Die Verläufe sind dabei ähnlich der Sättigungsphase von H_V2.1. Abb. 106 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase.

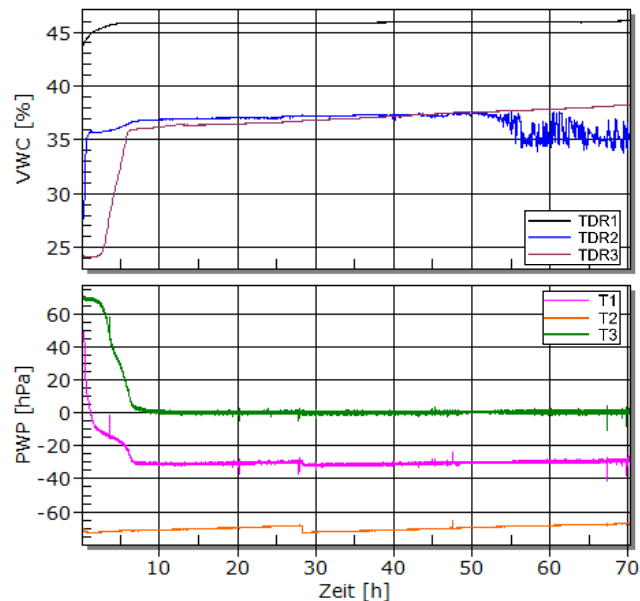


Abb. 106: VWC und PWP für H_V2.2 Sättigung

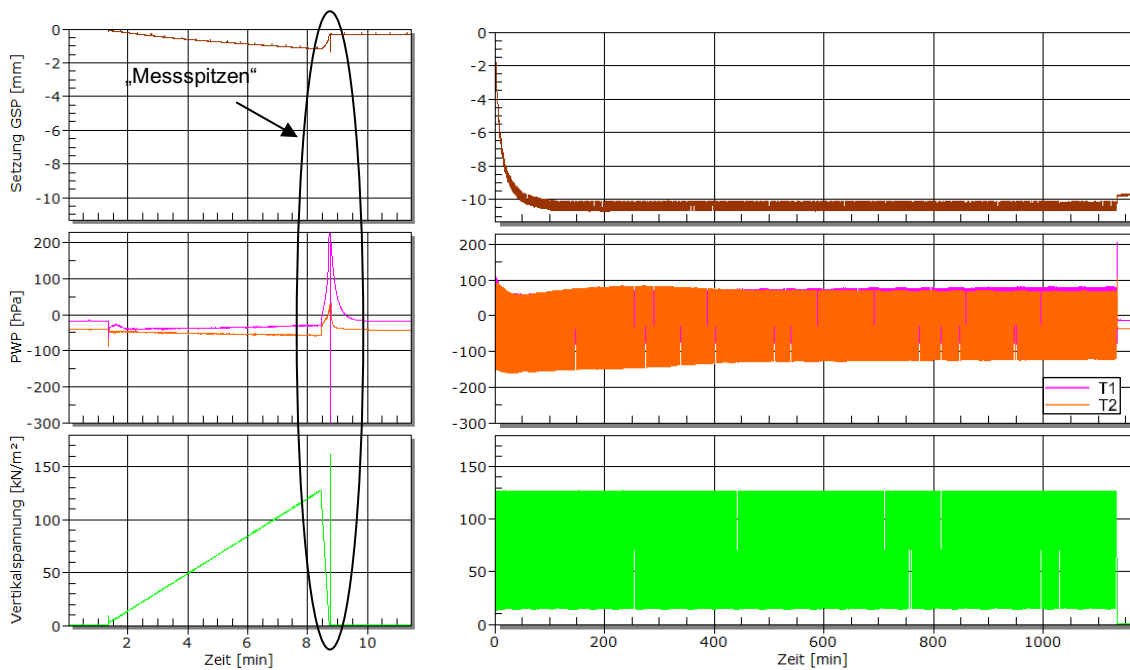
7.5.1.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine volle Sättigung hin. Der flache Anstieg des VWC nach 7 h weist auf eine Steigerung des Sättigungsgrads hin. Durch die größere Vorverdichtung (größere Dichte) im oberen Bereich ist der VWC in diesem Bereich auch größer und der Anstieg geringer.

7.5.2 Gesättigter Zustand

7.5.2.1 Ergebnisse

Abb. 107 zeigt die Verläufe während der monotonen Laststeigerung (links) und der dynamischen Belastung (rechts) im gesättigten Zustand. Die Verläufe können analog H_V2.1 beschrieben werden. Während der zyklischen Belastung beträgt der maximale Messwert von T2 -160 hPa und von T1 -93 hPa. Während der Entlastungsphase eines Zyklus gehen die PWP von T1 sowie T2 wieder in den Saugspannungsbereich über. Ab ca. 200 min ($N = 17544$) ist ein konstantes Verhalten des PWP zu erkennen. Es stellt sich ein Mittelwert der Amplituden von ~ 0 hPa ein. Nach bereits 100 min ist die GSP-Endsetzung von ca. 11 mm erreicht.

Abb. 107: Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V2.2 ges

7.5.2.2 Interpretation

Der geringe Anstieg der PWP während der monotonen Laststeigerung sowie der geringe Aufbau der PWP unter zyklischer Belastung und die anschließend vorherrschenden Saugspannungen während der Entlastungsphase eines Zyklus weisen auf einen luftgefüllten Porenraum in der Probe und einer damit verbundenen schlechten Sättigung hin. Die Trennstabilität zwischen GSP und Versuchsboden bleibt erhalten (Abb. 108). Es kommt lediglich zu einer Nachverdichtung des Untergrunds.

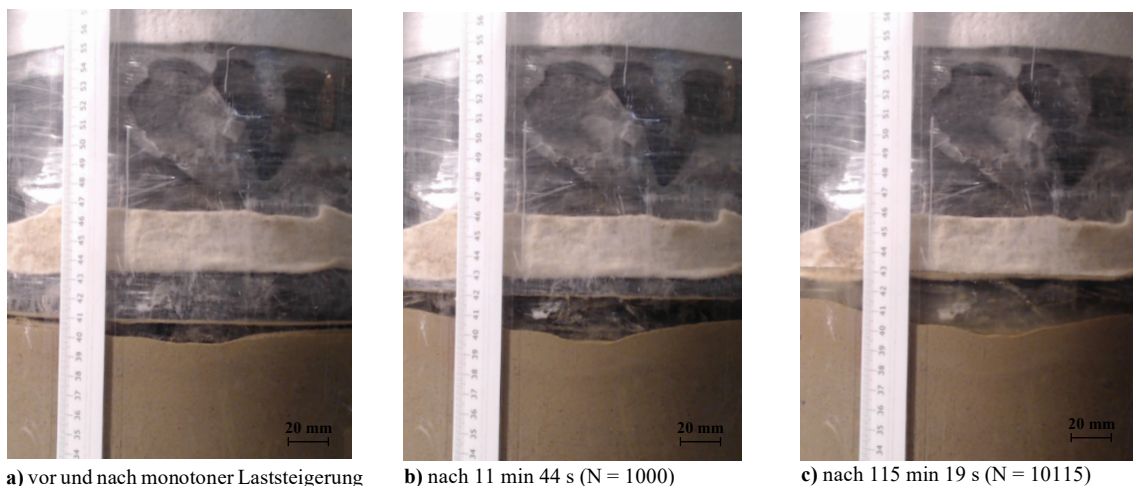


Abb. 108: VWC und PWP für H_V2.1 Sättigung

8 Hauptversuche ohne Vorbelastung

Die nächsten Hauptversuche H_V3.1 bis H_V4.2 wurden ohne Vorbelastung im teilgesättigten (tg) Zustand durchgeführt. Damit wurde kontrolliert, ob es ohne einer Vorbelastung zu einem veränderten Verhalten bzw. Versagen kommt. Das Versuchsprogramm dieser Hauptversuche ist Tab. 13 zu entnehmen. Die weiteren Randbedingungen änderten sich nicht.

Tab. 13: Versuchsparameter Hauptversuche ohne Vorbelastung

HAUPTVERSUCHE $\rho_t = 1,7 \text{ [g/cm}^3\text{]}$								
Allgemein				Sensorposition [cm]			Lastwechselanzahl [LW/km/h]	
Bez.	Boden	Zylinder	Probenhöhe [cm]	w [%]	TDR-Sonden	Tensiometer ¹ [Pos. Unten/5/20/35]	teilgesättigt	gesättigt
H_V3.1	2	Neu	40,00	12,30	5, 20, 35	T2/X/T1/T3	-	-
H_V3.2	2	Neu	40,00	11,78	5, 20, 35	T2/X/T1/X	-	-
H_V4.1	1	Neu	40,00	12,76	5, 20, 35	T2/X/T1/X	-	7299/100
H_V4.2	1	Neu	40,00	12,44	5, 20, 35	T2/X/T1/X	-	486/100

¹ T1=20cm lang, T2=T3=T4=5cm lang

8.1 H_V3.1 und H_V3.2 Boden 2

8.1.1 Sättigung

Aufgrund ähnlicher Ergebnisse werden der Versuch H_V3.1 sowie der Wiederholungsversuch H_V3.2 in diesem Kapitel zusammengefasst. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP für H_V3.1 sind in Abb. 110 ersichtlich. Die GSP von H_V3.2 besitzt lediglich einen Vliesstreifen im unteren Bereich und T3 wurde nicht im Probekörper installiert.

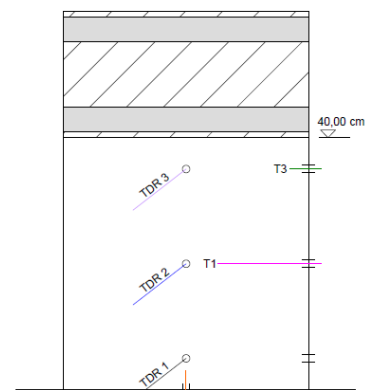


Abb. 109: GSP H_V3.1

8.1.1.1 Ergebnisse

Abb. 110 zeigt die Entwicklung des volumetrischen Wassergehalts und des PWP während der Sättigungsphase für H_V3.1 (links) und für H_V3.2 (rechts). Die PWP für H_V3.1 erfahren eine konstante Reduktion über die Zeit, bis sich nach bereits 20 min mit T1 -20 hPa, T2 -66 hPa und T3 -6 hPa ein annähernd hydrostatischer PWP einstellt. Auch eine Erhöhung des VWC von 18 % auf 35 % für TDR 3, 24 % auf 35 % für TDR 2 und 32 % auf 36 % für TDR 1 ist erkennbar. Nach etwa 47 h wurde das Sättigungsventil geschlossen und es stellt sich ein PWP in T1 von -22,29 hPa, in T2 von -51 hPa und in T3 von 2 hPa ein. Auch die Verläufe für H_V3.2 weisen ein ähnliches Verhalten auf. TDR 2 wurde für diesen Versuch aufgrund großer Schwankungen nicht mitberücksichtigt.

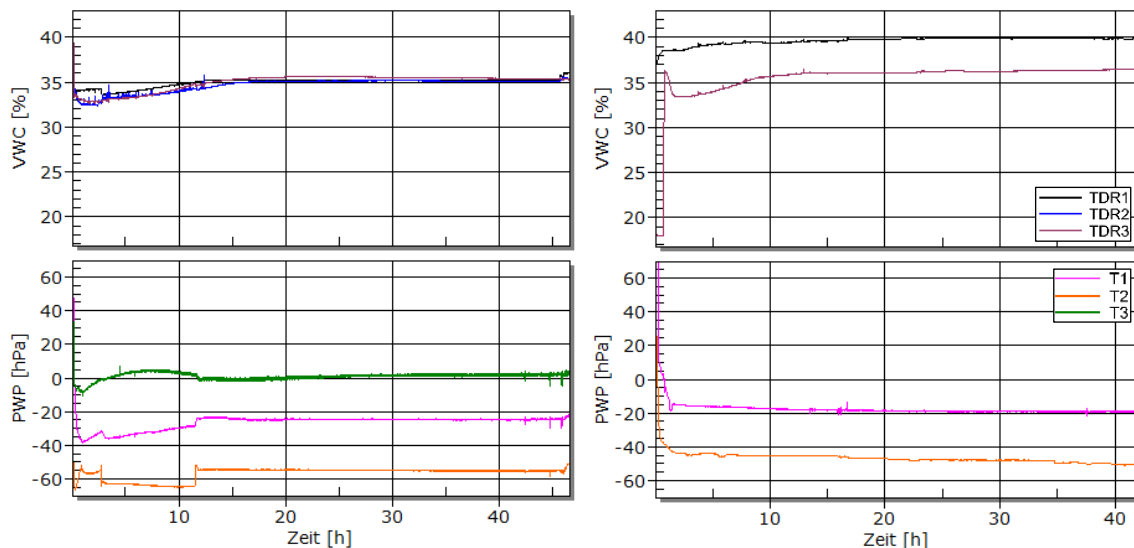


Abb. 110: VWC und PWP für H_V3.1 Sättigung (links) und H_V3.2 Sättigung (rechts)

8.1.1.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine hohe Sättigung hin. Die geringe Saugspannung bei T3 könnte durch einen Messfehler aufgrund von Lufteinschlüssen erklärt werden. Der flache Anstieg des VWC nach etwa 30 min weist auf eine Steigerung des Sättigungsgrads hin. Durch die größere Vorverdichtung im oberen Bereich ist der VWC in diesem Bereich auch größer und der Anstieg geringer.

8.1.2 Gesättigter (ges) Zustand

8.1.2.1 Ergebnisse

Nach Belastungsbeginn kommt es zu einem kontinuierlichen Anstieg der PWP im Druckspannungsbereich (Abb. 111 links). Die GSP-Setzung steigt am Anfang nur sehr gering, bis diese nach etwa 1,5 min stark ansteigt. Nach bereits 5 min bei einem σ_v von 77 kN/m² wurde der Versuch aufgrund der großen GSP-Setzung von 55 mm abgebrochen. Dabei liegt der PWP von T1 bei -682 hPa, T2 bei -488 hPa und T3 bei -508 hPa. Bei T3 scheint jedoch aufgrund des Verlaufs ein Problem aufgetreten zu sein. Nach der Belastung kommt es zu einer sprunghaftigen Reduktion sowohl der Setzung als auch aller PWP. Für den Wiederholungsversuch H_V3.2 (Abb. 111 rechts) ist ein ähnliches Verhalten zu erkennen. Der Versuch wurde bereits bei σ_v von 55 kN/m² abgebrochen, da bereits eine GSP-Setzung von 60 mm erreicht wurde.

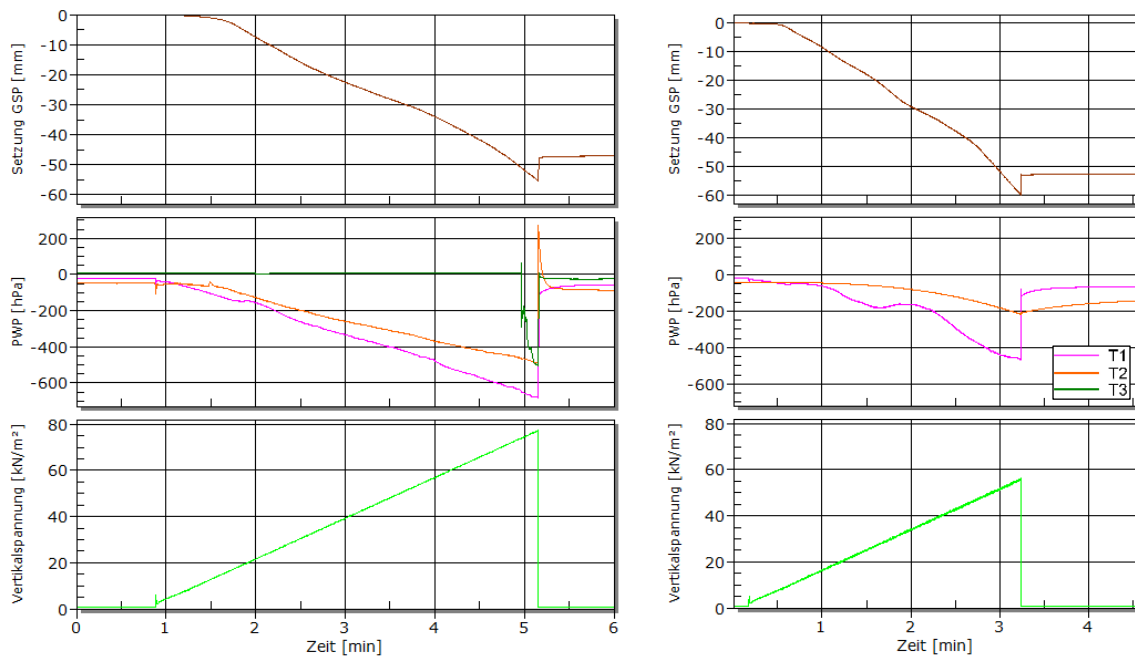


Abb. 111: Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V3.1 ges (links) und H_V3.2 ges (rechts)

8.1.2.2 Interpretation

Die großen PWP, welche sich aufbauen, sind auf eine hohe Sättigung sowie die geringe Durchlässigkeit des Versuchsbodens und die damit eingeschränkte Dränagefähigkeit zurückzuführen. Der geringere PWP von T2 im Vergleich zu T1 ist durch eine bedingte Dränage nach unten erklärbar. Die Setzungsreduktion nach der Belastung entspricht wiederum dem elastischen Anteil der GSP-Setzung. Die sprungartige Reduktion der PWP nach der Entlastung könnte durch eine Porenraumvergrößerung durch diesen elastischen Anteil, vor allem aber durch die komplette Entlastung der GSP bedingt sein. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit wird sich erst nach einigen Stunden wieder der hydrostatische PWP einstellen. Durch die hohen PWP im nahezu gesättigten Zustand kommt es zu einer signifikanten Reduzierung der effektiven Spannungen und zu einer Aufweichung und Suspensionsbildung des Versuchsbodens. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben. Es kommt zu einem undrnierten Scherversagen und somit zu einer Verschmutzung der GSP. Die Entwicklung der GSP-Verschmutzung ist in Abb. 112 ersichtlich.

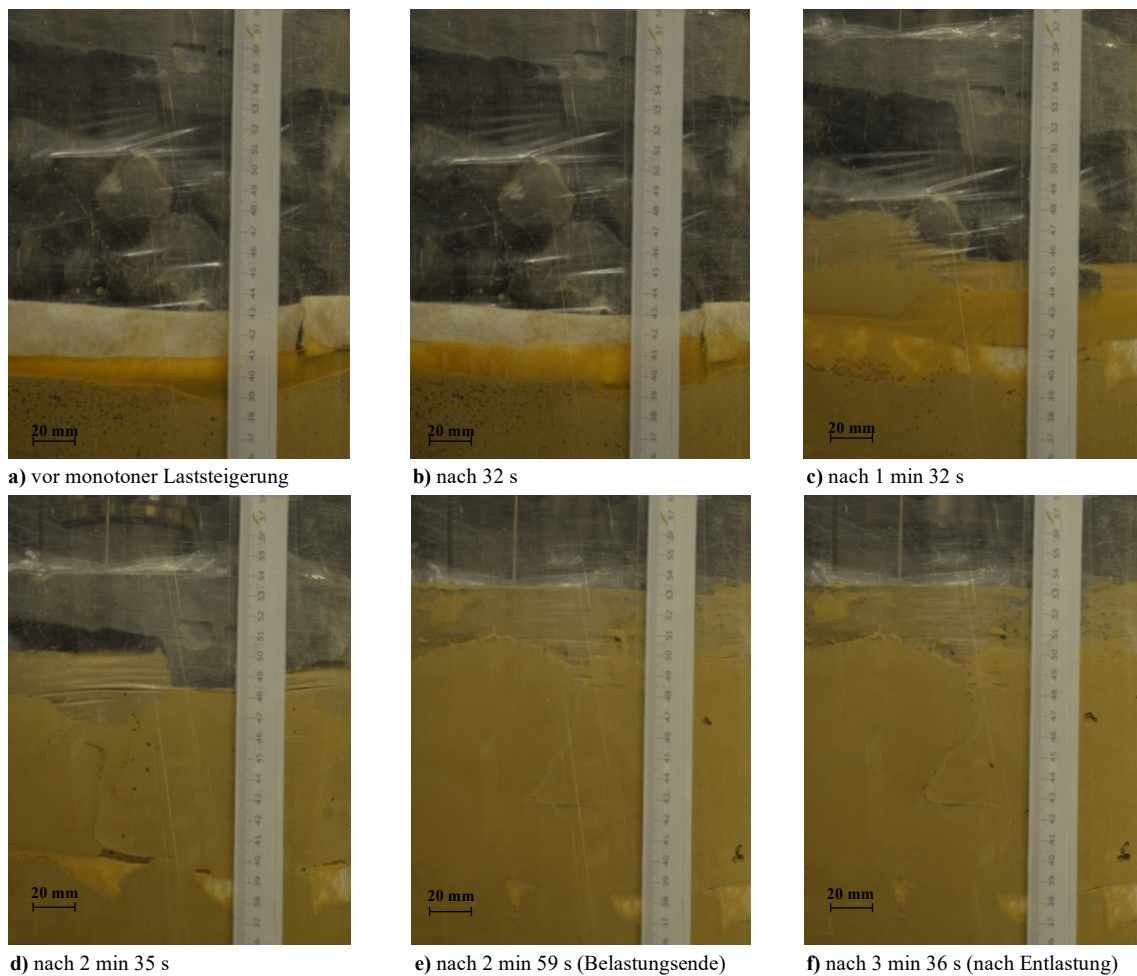


Abb. 112: H_V3.2 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung

8.2 H_V4.1 und H_V4.2 Boden 1

8.2.1 Sättigung

Auch hier werden aufgrund ähnlicher Ergebnisse der Versuch H_V4.1 sowie der Wiederholungsversuch H_V4.2 zusammengefasst. Die Lage der Messtechnik, die Probenhöhe sowie die schematische Darstellung der GSP für H_V4 sind in Abb. 113 ersichtlich.

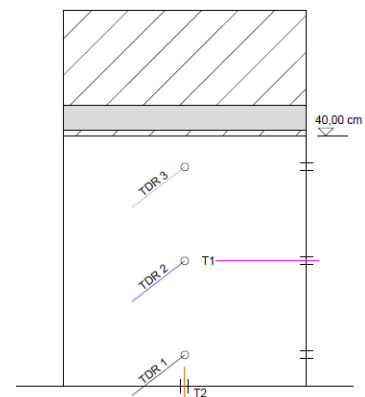


Abb. 113: GSP H_V4

8.2.1.1 Ergebnisse

In Abb. 114 links (H_V4.1) erkennt man eine konstante Reduktion der PWP über die Zeit, bis sich nach etwa 10 h mit T1 -21 hPa und T2 -67 hPa ein annähernd hydrostatischer Wasserdruck einstellt. Auch ist eine Erhöhung des VWC von 14 % auf 22 % für TDR 3, von 16 % auf 25 % für TDR 2 und von 22 % auf 28 % für TDR 1 erkennbar. Nach etwa 89 h wurde das Sättigungsventil geschlossen und es

stellte sich ein annähernd hydrostatischer PWP ein. Der rechte Teil dieser Abbildung zeigt für H_V4.2 ähnliche Verläufe während der Sättigungsphase. Der VWC erreicht einen maximalen Wert von 42 %, startet jedoch schon bei über 23 %.

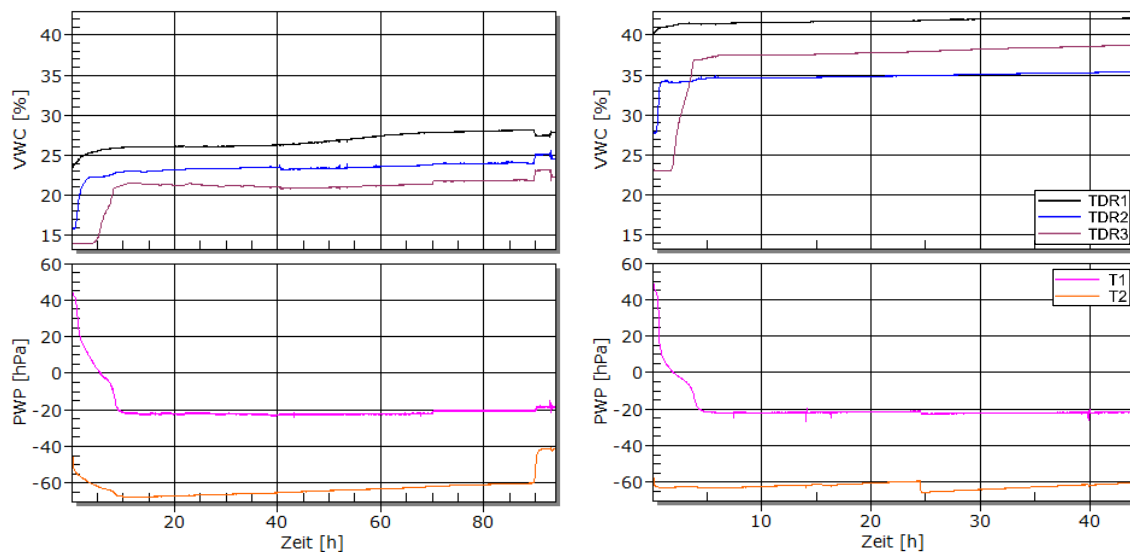


Abb. 114 : VWC und PWP für H_V4.1 Sättigung (links) und H_V4.2 Sättigung (rechts)

8.2.1.2 Interpretation

Die gemessene PWP sowie der Anstieg der VWC deuten auf eine volle Sättigung hin. Der flache Anstieg des VWC nach etwa 10 h weist auf eine Steigerung des Sättigungsgrads hin. Durch die größere Vorverdichtung im oberen Bereich ist der VWC in diesem Bereich auch größer und der Anstieg geringer. Die längere Sättigungsdauer im Vergleich zu H_V3.1 und H_V3.2, welche mit Boden 2 durchgeführt wurden, könnte durch Luft im System bzw. auf ein verschmutztes Filtervlies zurückzuführen sein.

8.2.2 Gesättigter Zustand

8.2.2.1 Ergebnisse

Nach Belastungsbeginn der monotonen Laststeigerung für H_V4.1 kommt es zu einem kontinuierlichen Anstieg der PWP im Druckspannungsbereich (Abb. 115 links). T1 erreicht dabei -61 hPa und T2 -71 hPa. Während der Entlastung ist ein kurzer Anstieg von T1 in den Saugspannungsbereich erkennbar. Die GSP-Setzung steigt am Anfang nur sehr gering. Nach der monotonen Laststeigerung erreicht die Setzung einen Wert von 14 mm. Das Verhalten während der dynamischen Belastung kann analog Kapitel 7.3.2.1 beschrieben werden. T1 erreicht einen PWP nach 30 min von -236 hPa. Danach verläuft der PWP annähernd konstant. Am Ende des Versuchs gehen während der Entlastungsphase eines Zyklus die PWP kurz in den Saugspannungsbereich über. Nach 7299 Zyklen wurde der Versuch aufgrund der fortgeschrittenen GSP-Setzung von 50 mm und der daraus resultierenden Verschmutzung abgebrochen. Für den Wiederholungsversuch H_V4.2 (Abb. 115

rechts) ist ein ähnliches Verhalten zu erkennen. Der Versuch wurde bereits nach 486 Zyklen abgebrochen, da bereits eine Verschmutzung bis an die Oberkante der GSP erreicht wurde. Die GSP-Setzung liegt bei 41 mm. T1 erreicht einen PWP von -231 hPa.

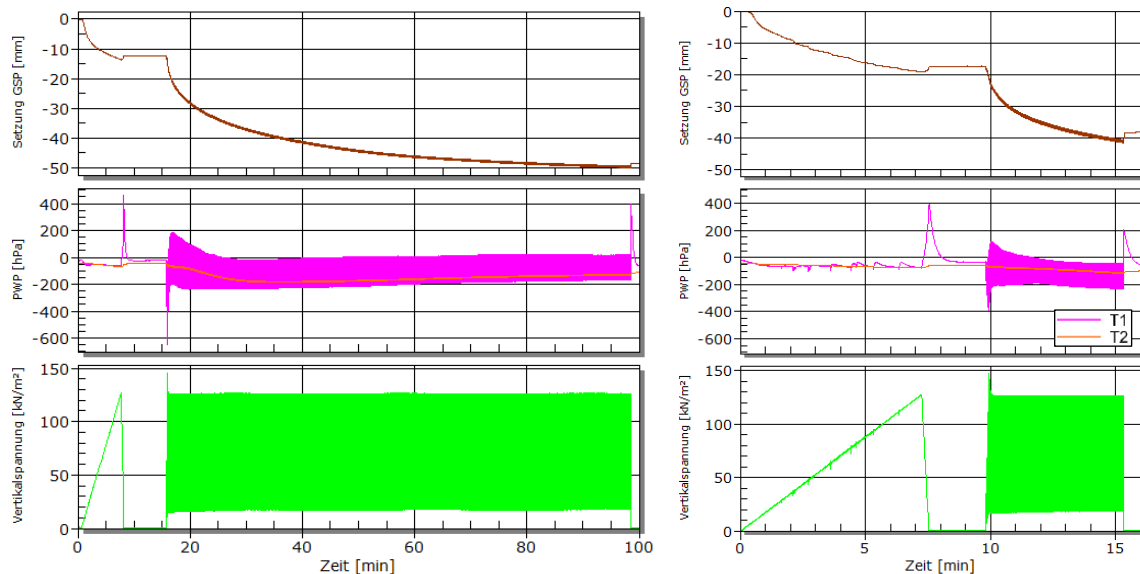


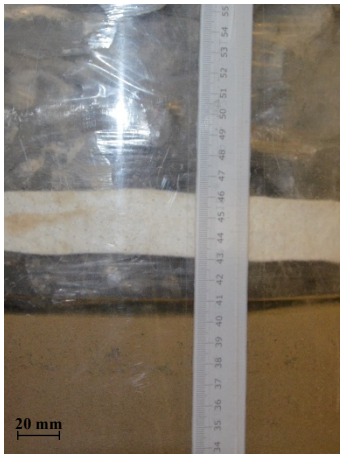
Abb. 115: Setzung GSP, PWP und σ_v für H_V4.1 ges (links) und H_V4.2 ges (rechts)

8.2.2.2 Interpretation

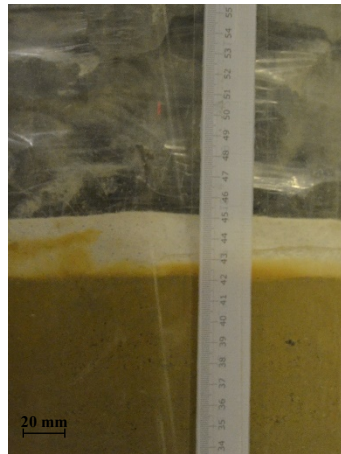
Der kurze Rückgang der PWP von T1 in den Saugspannungsbereich während der Entlastung im monotonen Belastungsbereich deutet auf die initiale Porenraumvergrößerung hin und dass somit kurz ein Unterdruck entsteht, bis sich der PWP wieder aufbaut. Die großen PWP, welche sich aufbauen, sind auf eine hohe Sättigung zurückzuführen. Es kommt zu einer signifikanten Reduzierung der effektiven Spannung und zu einer Aufweichung bzw. Suspensionsbildung des Versuchsbodens. Die Trennstabilität zwischen Untergrund und GSP ist nicht mehr gegeben und eine Art „Verflüssigung“ des Unterbodens tritt ein (Abb. 117: H_V4.2). Im Vergleich zu H_V3.1 und H_V3.2, welche mit Boden 2 durchgeführt wurden, tritt ein geringerer PWP auf. Dies ist durch die größere Durchlässigkeit des Bodens und der damit verbundenen besseren Drainage erklärbar. Abb. 116 zeigt die typische Darstellung der Oberfläche des Versuchsboden sowie der Verschmutzung der GSP nach der Belastung im gesättigten Zustand. Zumeist sind etwa die ersten 2 cm beim Ausbau des Materials relativ flüssig. Danach wird das Material verhältnismäßig trockener, was auf ein „Auspressen“ des Wassers hindeutet



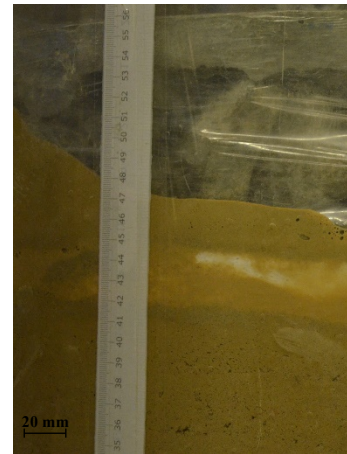
Abb. 116: Oberfläche des Versuchsbodens und GSP nach H_V4.2 ges



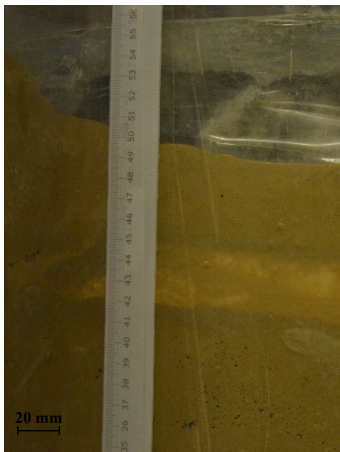
a) vor monotoner Laststeigerung



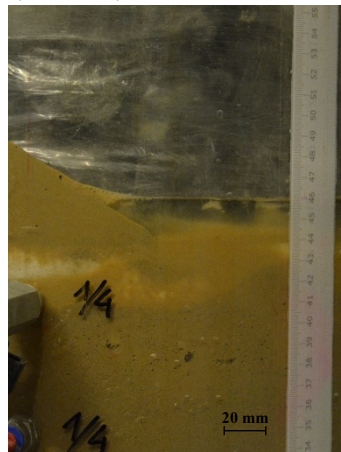
b) nach monotoner Laststeigerung
(nach 7 min)



c) nach 8 min 8 s (nach 100 n)



d) nach 8 min 43 s (nach 150 n)



e) nach 10 min 32 (nach 200 n)



f) nach 12 min 4 s (nach 310 n)

Abb. 117: H_V4.2 ges: Entwicklung der GSP-Verschmutzung

9 Zusammenfassung Hauptversuche

9.1 Hauptversuche mit Vorbelastung

Tab. 14 zeigt die Endsetzung der GSP der einzelnen Versuchsabschnitte sowie die Trockenmasse der GSP-Verschmutzung nach der Belastung im gesättigten Zustand. Das Versagen von H_V1.1 während der monotonen Laststeigerung im gesättigten Zustand könnte, wie bereits erwähnt, auf die schlagartige Belastung zu Beginn des Versuchs zurückzuführen sein. Auch die größere Trockenmasse der GSP-Verschmutzung für Boden 2 (H_V1.1 und H_V1.2) lässt auf eine erhöhte „Mud Pumping“-Anfälligkeit dieses Versuchsbodens schließen.

Tab. 14: Zusammenfassung Hauptversuche mit Vorbelastung

Zusammenfassung Hauptversuche mit Vorbelastung							
Allgemein	GSP-Setzung [mm]						GSP-Verschmutzung
Bez. Boden	mon-tg	dyn-tg	tg-gesamt	mon-ges	dyn-ges	gesamt	Trockenmasse [g]
H_V1.1 B2	22	22	44	68	-	112	6944,4
H_V2.1 B1	12	8	20	0,5	31,5	52	3878,4
H_V1.2 B2	22	33	55	0,3	37	92,5	10599,2
H_V2.2 B1	11,5	8	19,5	0,3	10,7	30,5	2109,3

Im Folgenden sind Diagramme der GSP-Setzung s aller Hauptversuche mit Vorbelastung bezogen auf die Zeit t [s] bzw. die Zyklenanzahl n dargestellt.

9.1.1 Monoton-Gesättigt

Abb. 118 links zeigt die GSP-Setzung während der monotonen Laststeigerung im gesättigten Zustand. Bei H_V1.1 tritt bereits während dieser Laststufe ein „Aufweichen“ des Bodens und ein damit verbundenes undränniertes Scherversagen auf. Die Setzung beträgt in etwa 68 mm. Im Vergleich dazu liegt die Setzung der GSP der anderen Versuche H_V1.2, H_V2.1 und H_V2.2 nur zwischen 1,15 mm und 2,04 mm (Abb. 118 rechts). Der Grund dafür könnte im Aufbau der PWP liegen. H_V1.1 erfährt zu Beginn der monotonen Laststeigerung eine schlagartige Belastung. Die PWP erreichen kurzzeitig -237 hPa (T1) und -527 hPa (T2). Die PWP bauten sich vor Belastungsbeginn nicht mehr zur Gänze ab. Dabei lag der Messwert von T1 bei -93 hPa und T2 bei -91 hPa und damit deutlich über dem hydrostatischen Wasserdruck. Während der Belastung stiegen die PWP von T1 auf -587 hPa und von T2 auf -360 hPa. Für die anderen Versuche kommt es während der monotonen Laststeigerung lediglich nur zu einem geringen Anstieg der PWP im Druckspannungsbereich auf maximal -73 hPa.

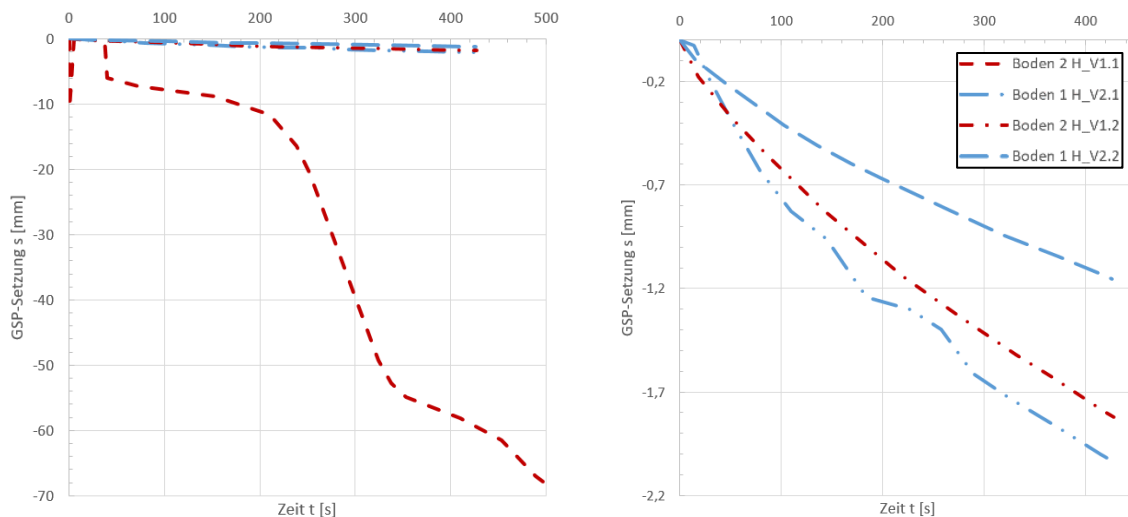


Abb. 118: GSP-Setzung s unter monotoner Belastung im ges Zustand

9.1.2 Dynamisch-Gesättigt

H_V1.2 und H_V2.1 weisen beide eine Art „Verflüssigung“ und eine relativ große GSP-Setzung während der dynamischen Belastung auf (Abb. 119). Bei H_V2.2 tritt lediglich eine Nachverdichtung des Versuchsbodens ein. Daher bleibt die Setzung der GSP mit 11 mm gering. Der Grund dafür liegt wiederum im Aufbau der PWP bzw. in der schlechten Homogenität des Sättigungsgrads.

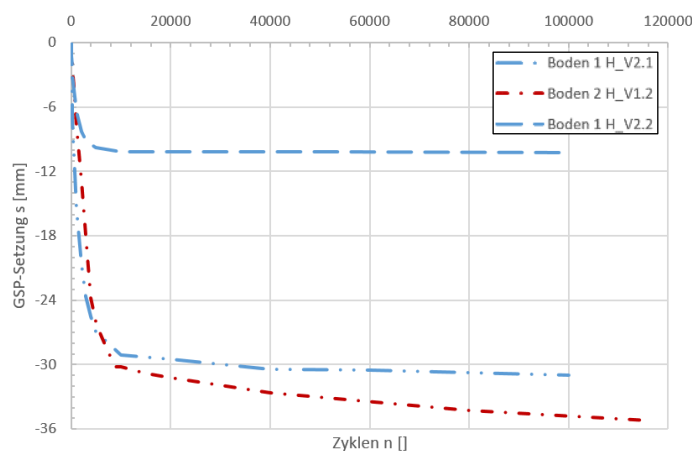


Abb. 119: GSP-Setzung s unter dynamischer Belastung im ges Zustand

Abb. 120 zeigt die Entwicklung der PWP unter der dynamischen Belastung im relativ hoch gesättigten Zustand. Die Grafik stellt den Verlauf sowohl des maximalen PWP als auch des minimalen PWP der Zyklen dar (Abb. 120 unten). Das trennstabile Verhalten von H_V2.2 ist durch den geringen Aufbau der PWP in T1 (blau) und T2 (rot) erklärbar. Nach bereits etwa 80 Zyklen stellt sich ein Mittelwert der Amplituden von ~ 0 hPa ein. Das heißt während der Entlastungsphase eines Zyklus treten auch Werte im Saugspannungsbereich auf. Ein ähnliches Verhalten ist für H_V2.1 erkennbar, wobei der maximale PWP erst nach etwa 10000 Zyklen während der Entlastung in den Saugspannungsbereich übergeht. Für H_V1.2 werden sowohl für T1 als auch T2 hohe PWP während der Belastungs- und Entlastungsphase eines Zyklus erreicht, wobei T1 aufgrund eines Sensorproblems nicht

berücksichtigt wurde. Die Schwankungen der PWP innerhalb eines Zyklus lassen sich durch die Zu- und Abnahme der Vertikalspannung bzw. die Vergrößerung/Verkleinerung des Porenraums während eines Zyklus erklären.

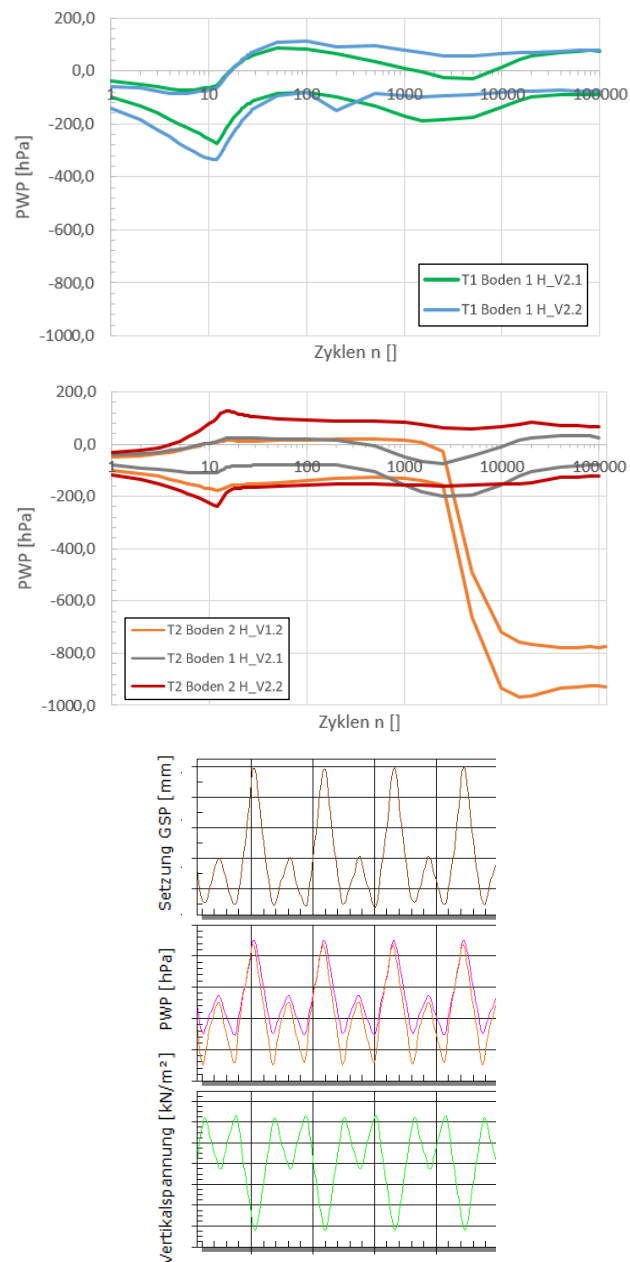


Abb. 120: Oben: Min./Max. PWP von T1 für H_V2.1 und H_V2.2, Mitte: Min./Max. PWP von T2 für H_V1.2, H_V2.1 und H_V2.2, Unten: Auf- und Abbau der PWP und GSP-Setzung über die Zyklen;

9.2 Hauptversuche ohne Vorbelastung

Tab. 15 zeigt die GSP-Setzung der einzelnen Versuchsabschnitte sowie die GSP-Verschmutzung nach der Belastung im gesättigten Zustand. Ein trennstabiles Verhalten ist für keinen Versuch gegeben. Für Boden 2 (H_V3.1 und H_V3.2) tritt bereits während der monotonen Laststeigerung ein undränirtes Scherversagen ein.

Tab. 15: Zusammenfassung Hauptversuche ohne Vorbelastung

Zusammenfassung Hauptversuche ohne Vorbelastung				
Allgemein	GSP-Setzung [mm]			GSP-Verschmutzung
Bez. Boden	mon-ges	dyn-ges	gesamt	Trockenmasse [g]
H_V3.1 B2	55	-	55	7080,1
H_V3.2 B2	60	-	60	6630,5
H_V4.1 B1	12	38	50	8835,3
H_V4.2 B1	17	24,4	41,4	5381,0

Im Folgenden sind Diagramme der GSP-Setzung s aller Hauptversuche ohne Vorbelastung bezogen auf die Zeit t [s] bzw. die Zyklenanzahl n dargestellt.

9.2.1 Monoton-Gesättigt

Abb. 121 zeigt die GSP-Setzung während der monotonen Laststeigerung für die Hauptversuche ohne Vorbelastung im gesättigten Zustand. H_V3.1 sowie H_V3.2, welche beide mit Versuchsboden 2 durchgeführt wurden, zeigen bereits während dieser Laststufe ein undränirtes Scherversagen. Bei H_V3.1 erreicht T1 -682 hPa und T2 -489 hPa. Bei H_V3.2 erreicht T1 -463 hPa und T2 -217 hPa. Die Begründung dafür ist eine volle Sättigung, die geringere Durchlässigkeit von Versuchsboden 2 sowie die schnelle Belastung. Im Vergleich dazu bleiben die PWP für H_V4.1 und H_V4.2 relativ gering. Diese erreichen Werte zwischen -61 hPa und -77 hPa. Daher bleibt auch die Setzung der GSP mit 14 mm (H_V4.1) und 19 mm (H_V4.2) vergleichsweise gering.

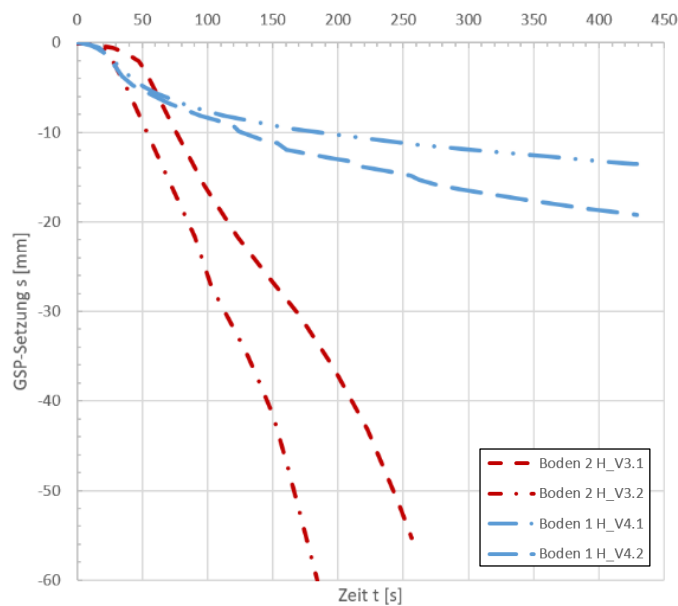


Abb. 121: GSP-Setzung s unter monotoner Belastung im ges Zustand

9.2.2 Dynamisch-Gesättigt

H_V4.1 und H_V4.2 weisen beide ein undränirtes Scherversagen und eine damit verbundene relativ große GSP-Setzung während der dynamischen Belastung auf (Abb. 122).

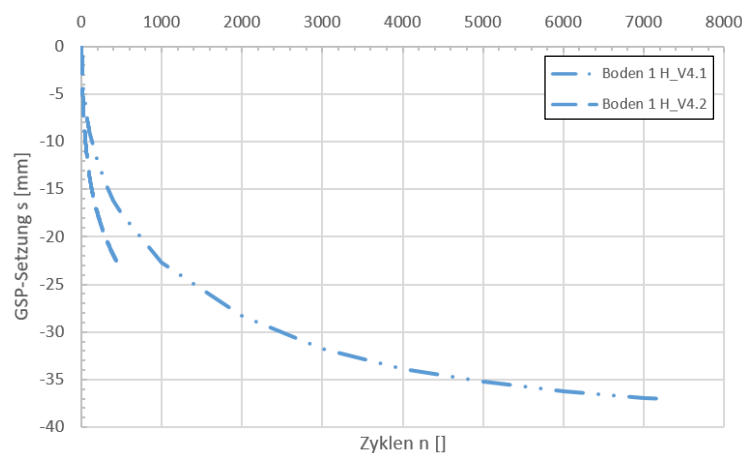


Abb. 122: GSP-Setzung s unter dynamischer Belastung im ges Zustand

Abb. 123 zeigt die Entwicklung der PWP unter der dynamischen Belastung im gesättigten Zustand. Die Grafik stellt wiederum den Verlauf sowohl des maximalen PWP als auch des minimalen PWP der Zyklen dar. Im Vergleich zu den Hauptversuchen mit Vorbelastung werden höhere PWP erreicht. Der maximale PWP sowie der minimale PWP von T1 für H_V4.2 befinden sich bereits nach etwa 200 Zyklen vollständig im Druckbereich. H_V4.1 geht erst nach etwa 1000 Zyklen zur Gänze in den Druckbereich über. Ein leichter Übergang des minimalen PWP von T1 für H_V4.1 ist nach etwa 3000 Zyklen erkennbar. T2 bleibt ganz im Druckbereich und weist eine geringe Schwankungsbreite zwischen minimalen und maximalen PWP auf. Die Ursache könnte ein Sensorproblem bzw. die geringe Dränagefähigkeit des Untergrunds sein.

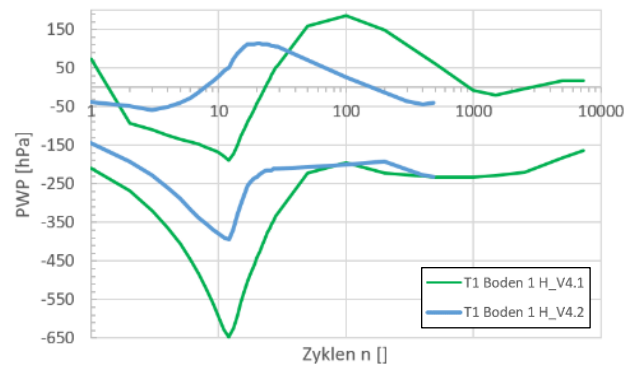


Abb. 123: Min./Max. PWP von T1 für H_V4.1 und H_V4.2

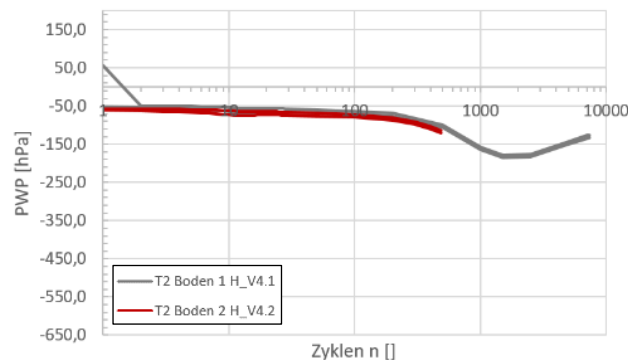


Abb. 124: Min./Max. PWP von T2 für H_V4.1 und H_V4.2

9.3 Ergebnisse und Probleme

Tab. 12 zeigt einen Überblick der Ergebnisse für die Hauptversuche. Da der maximale Sättigungsgrad bei 100 % liegt, steht $S_r > 100 \%$ einfach für eine hohe Sättigung. Diese hohen, errechneten Sättigungsgrade könnten durch die Messtoleranz von $\pm 2 \%$ erklärt werden. Beim Berechnen des durchschnittlichen Sättigungsgrads fiel auf, dass speziell für den vorbelasteten Versuchsboden der Sättigungsgrad S_r bzw. der volumetrische Wassergehalt θ von oben nach unten stark variiert. Im oberen Bereich befindet sich aufgrund der größeren Verdichtung ein größerer VWC und somit auch ein höherer S_r . Auffällig ist auch, dass für die Versuche mit einer Belastung im teilgesättigten Zustand, besonders für Boden 2, aufgrund der großen GSP-Setzung ein S_r von $> 80 \%$ vorhanden ist. Generell ist ein größerer Sättigungsgrad für die Versuche mit Vorbelastung erkennbar. Das könnte an der größeren Trockendichte durch die Vorbelastung und der damit verbundenen Porenstruktur bzw. dem größeren VWC im oberen Bereich liegen. Trotzdem tritt bei den Versuchen ohne Vorbelastung ein schnelleres Versagen ein. Dies könnte aufgrund des geringeren ρ_d , am größeren Verdichtungspotential im Bezug zur Proctordichte liegen. Daher kommt es zu einer stärkeren Reduktion der effektiven Spannungen und zu einem stärker eintretenden undrännierten Scherversagen. Die PWP bleiben annähernd im Überdruckbereich. Dies deutet auf eine ausreichende, homogene Sättigung hin. Zu berücksichtigen ist, dass H_V1.1 vor Belastungsbeginn eine schlagartige Belastung erfuhr und dass die Entwicklung der PWP, gemessen von T1, für H_V1.2 eine starke Schwankung aufweist und somit auf Probleme mit dem Sensor hindeutet.

Ein Hauptproblem für die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse ist die inhomogene Sättigung. Besonders beim Ausbau der Versuchsböden von den Hauptversuchen mit Vorbelastung waren unterschiedlich stark gesättigte Bereiche erkennbar (Abb. 125 links). Die Ursache für dieses Problem könnten auftretende Luftpolster sein, welche bereits während des Einbaus, aufgrund der Verklumpung des Versuchsbodens, entstanden (Abb. 125 rechts).

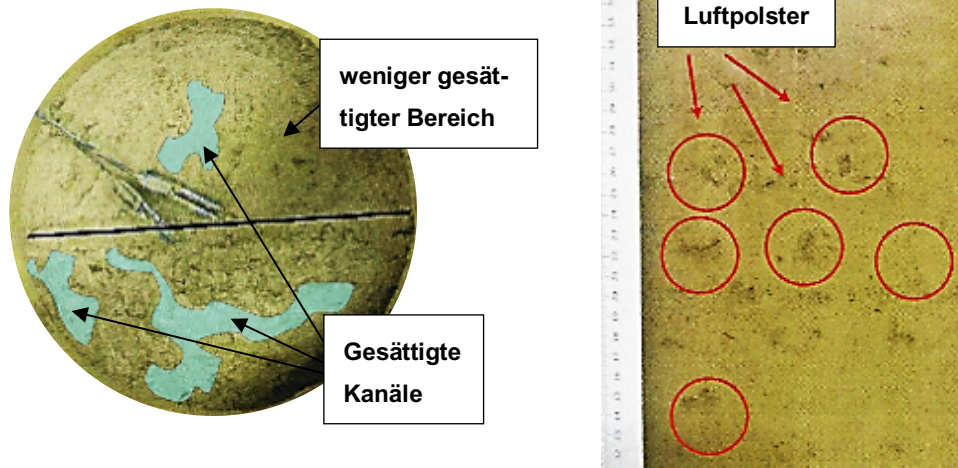


Abb. 125: Links: Inhomogene Sättigung, Rechts: Luftpolster;

Tab. 16: Überblick Hauptversuche

Bez.	Teilgesättigter Versuch				Sättigungsgrad S_r				Gesättigter Versuch						
	Werte Versuchsende		vor Sättigung		nach Sättigung		Versagen bei		Verschmutzung		PWP bezogen auf Belastungsart*				
	s_{GSP} [mm]	$e [-]$	ρ_d [g/cm ³]	$S_{r,weB}$ [%]	$S_{r,\sigma_{TDR}}$ [%]	$S_{r,\rho_{weB+TDR}}$ [%]	$S_{r,\sigma_{TDR}}$ [%]	Trennstabil	Belastungsart	s_{GSP} [mm]	$H_{GSP-ver}$ [cm]	$m_{d,GSP-ver}$ [g]	$\pi_{1,min}$ [hPa]	$\pi_{1,max}$ [hPa]	
Mit Vorbelastung	H_V1.1	44,0	0,43	1,91	84,51	93,01	135,87	144,37	nein	mon	68,0	20	6944,4	-587	-20
	H_V1.2	55,0	0,39	1,97	85,40	114,23	95,50	124,33	nein	dyn 116085 n	37,3	11	10599,2	-970	-844
	H_V2.1	20,0	0,55	1,79	64,34	73,14	96,54	105,34	nein	dyn 99997 n	32,0	14	3878,4	-194	77
	H_V2.2	19,5	0,56	1,79	63,65	77,73	99,27	113,35	ja	kein 99997 n	11,0	0	2109,3	-96	80
Ohne Vorbelastung	H_V3.1	-	0,61	1,70	55,09	64,85	83,06	92,82	nein	mon	55,0	20	7080,1	-682	-20
	H_V3.2	-	0,61	1,70	52,76	56,71	95,51	99,46	nein	mon	60,0	20	6630,5	-465	-16
	H_V4.1	-	0,64	1,70	55,84	42,27	77,60	64,03	nein	dyn 7299 n	50,0	16	8835,3	-236	6
	H_V4.2	-	0,64	1,70	54,44	67,79	86,40	99,75	nein	dyn 486 n	41,4	16	5381,0	-231	-41

* für dyn maximaler und minimaler PWP nach Aufschwingphase

s_{GSP} ...Setzung-GSP

$S_{r,weB}$...Sättigungsgrad durch Einbauwassergehalt

$S_{r,\sigma_{TDR}}$...Sättigungsgrad gemessen TDR

ΔTDR ... TDR-Differenz = Differenz des volumetrischen Wassergehalts (nach Sättigung - vor Sättigung)

$S_{r,\rho_{weB+TDR}}$...Sättigungsgrad Einbauwassergehalt plus TDR-Differenz

$H_{GSP-ver}$...Verschmutzungshöhe der GSP

$m_{d,GSP-ver}$...Trockenmasse der GSP-Verschmutzung

BODEN 2

BODEN 1



10 Zusammenfassung und Ausblick

Diese Masterarbeit beschäftigte sich mit der Untersuchung der Trennstabilität zwischen Gleisschotter und verschiedener, feinkörniger Unterböden, unter dynamischer Belastung aus Zugüberfahrten. Untersucht wurden zwei künstlich gemischte Sand-Schluff Böden mit verschiedenem Feinkornanteil. Boden 1 besaß dabei einen Tonanteil von ca. 8 % und Boden 2 von ca. 17 %. Die Versuchsböden wurden mit einem annähernd optimalen Wassergehalt abgemischt und lageweise in einen Zylinder mit einer Trockendichte von $\rho_d = 1,7 \text{ g/cm}^3$ eingebaut und über eine Gleisschotterplatte durch einen Hydraulikstempel belastet. Installierte Sensoren maßen die GSP-Setzung, den volumetrischen Wassergehalt sowie die Porenwasserdrücke.

Die Versuche ließen sich in drei Teilversuche einteilen. Im ersten Schritt wurde das Verhalten der Versuchsböden im teilgesättigten Zustand analysiert. Der zweite Schritt stellte die Sättigungsphase dar. Die Proben wurden nach dem Verfahren von Duong et al. (2014) gesättigt. Eine Vorstudie zum Forschungsprojekt „Mud Pumping“ wurde bereits von Wiedemaier (2018) durchgeführt, welcher sich mit dem Sättigungsvorgang der Böden beschäftigte. Der letzte Teilversuch war die dynamische Belastung im gesättigten Zustand. Um den Versuchsaufbau in Hinblick auf die Durchführung eines realitätsgetreuen Belastungsversuchs zu optimieren, wurde zu Beginn eine Vorversuchsreihe durchgeführt. Bei der Ausführung der Hauptversuchsreihe wurde der optimierte Versuchsaufbau sowie ein angepasstes Sättigungsverfahren, um ein längeres Durchströmen der Bodenprobe zu ermöglichen, verwendet. Der erste Teil der Hauptversuchsreihe wurde mit einer Vorbelastung und der zweite Teil ohne einer Vorbelastung im teilgesättigten Zustand durchgeführt. Dadurch konnte ein Kenntnis zum Einfluss der Lagerungsdichte gewonnen werden.

Die Auswertung der Ergebnisse im teilgesättigten Zustand zeigte einen großen Unterschied in der Setzungsentwicklung der beiden Böden. Für Boden 1 lag die Setzung der Gleisschotterplatte bei einer Zuggeschwindigkeit von 100 km/h und 100.000 Lastwechsel bei $\sim 20 \text{ mm}$ und für Boden 2 zwischen 44 mm und 55 mm. Boden 2 wies mit $1,98 \text{ g/cm}^3$ im Vergleich zu Boden 1 mit $1,91 \text{ g/cm}^3$ eine größere Proctordichte auf. Dadurch war die Verdichtbarkeit und somit auch die GSP-Setzung von Boden 2 größer.

Wie auch Wiedemaier (2018) zeigte, ist der Sättigungsgrad bei einer größeren Trockendichte höher. Dies galt sowohl für den Zustand vor als auch nach der Sättigung. Zusätzlich war der Sättigungsgrad für Boden 2 größer als für Boden 1. Ausgenommen davon war der Sättigungsgrad vor dem Sättigen der Versuche ohne Vorbelastung, welcher für beide Böden gleich war. Dies lag daran, dass bei größeren Trockendichten die Makroporen überdimensional zu den körnungsbedingten Mittel- und Feinporen abnehmen. Aufgrund des größeren Anteils an Mittel- und

Feinporen von Boden 2 war auch dessen Sättigungsgrad im Vergleich zu Boden 1 größer.

Die Ergebnisse der gesättigten Versuche der ersten Hauptversuchsreihe, welche vorbelastet wurden, waren unterschiedlich. Dabei konnten weder für Boden 1 noch für Boden 2 reproduzierbare Versuche erzeugt werden. Nach einer Art undränniertem Scherversagen von Boden 2 mit einem maximalen Porenwasserdruck von -587 hPa während der monotonen Laststeigerung, welcher jedoch vor Belastungsbeginn eine schlagartige Belastung erfuhr, konnte beim Wiederholungsversuch trotz eines hohen Porenwasserüberdrucks von -844 hPa, nach einer anfänglichen Verschmutzung, ein gleichbleibender Setzungswert der GSP beobachtet werden. Die Porenwasserüberdrücke von Boden 1 waren mit einem maximalen Wert von -194 hPa und -96 hPa relativ gering. Die Entwicklung der Porenwasserdrücke zeigte, dass diese nach dem Erreichen des maximalen Porenwasserdrucks teilweise in den Saugspannungsbereich wanderten und mit einer maximalen Saugspannung von 80 hPa stellte sich ein Mittelwert der Amplituden von ~ 0 hPa ein. Dies ließ unter anderem auf eine zu geringe Sättigung schließen. Die Hauptversuchsreihe ohne einer Vorbelastung im teilgesättigten Zustand zeigten eine Reproduzierbarkeit in dem Sinne, dass bei allen Böden ein Versagen eintrat. Boden 2 erfuhr ein undränniertes Versagen bereits während der monotonen Laststeigerung mit einem maximalen Porenwasserüberdruck von -682 hPa und -465 hPa. Die Versuche mit Boden 1 hingegen wurden nach 7299 und 486 Lastwechsel mit einer Verschmutzungshöhe von bereits 16 cm abgebrochen. Dabei erreichten die Porenwasserüberdrücke -236 hPa und -231 hPa und die Entwicklung zeigte einen Verlauf im Überdruckbereich. Auffällig war das Bodenverhalten beim Ausbau. Besonders die Versuche mit einer Vorbelastung zeigten eine inhomogene Sättigung beim Ausbau. Dabei traten gesättigte und weniger gesättigte Bereiche auf. Die gleichmäßigen Ergebnisse könnten durch die homogenere Sättigung der Versuche ohne Vorbelastung (geringere Trockendichte beim Sättigen) erklärt werden. Zusätzlich könnten bei geringeren Trockendichten die effektiven Spannungen stärker reduziert werden bzw. sich die Porenwasserüberdrücke schneller und höher aufbauen und sich das undrännierte Scherversagen verstärken. Generell trat für Boden 2 ein schnelleres Versagen ein. Die geringere Durchlässigkeit ließ einen anfänglich höheren PWP und in Folge einen geringeren Abbau der Porenwasserüberdrücke erkennen und führte zu diesem Verhalten.

Im Folgenden wurde noch eine weitere Versuchsreihe mit stehendem Wasser im teilgesättigten Zustand durchgeführt. Das Wasser versickerte nach kurzer Zeit. Diese Versuchsauswertungen zeigten keine relevanten Porenwasserüberdrücke sowie Ergebnisse und wurden in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

11 Literaturverzeichnis

- Abeywickrama, A., Indraratna, B. und Rujikiatkamjorn, C. (2018), "Excess Pore Water Pressure Generation and Mud Pumping in Railways under Cyclic Loading", *International Symposium on Geotechnics of Transportation Infrastructure (ISGTI 2018)*, India: Indian Institute of Technology Delhi, pp. 246–251.
- Alobaidi, I. und Hoare, D.J. (1996), "The development of pore water pressure at the subgrade-subbase interface of a highway pavement and its effect on pumping of fines", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14 No. 2, pp. 111–135.
- Alobaidi, I. und Hoare, D.J. (1999), "Mechanisms of Pumping at the Subgrade-Subbase Interface of Highway Pavements", *Journal of Geosynthetics International*, Vol. 6 No. 4, pp. 241–259.
- ARC.gov.au. (2018), "Australian Government and Australian Research Council", available at: <https://www.arc.gov.au/>.
- Attya, A. und Indraratna, B. (2006), "Large-scale cyclic triaxial testing of soft clay", *Proceedings of the Sydney Chapter 2006 Symposium*, Australian Geomechanics Society, pp. 167–172.
- Attya, A., Indraratna, B. und Rujikiatkamjorn, C. (2007a), "Effectiveness of Vertical Drains in Dissipating Excess Pore Pressures Induced by Cyclic Loads in Clays", *16th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Selangor, Malaysia, pp. 447–451.
- Attya, A., Indraratna, B. und Rujikiatkamjorn, C. (2007b), "Cyclic behaviour of PVD-soft soil subgrade for improvement of railway tracks", *10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, Brisbane, Australia, pp. 36–41.
- Aw, E.S. (2007), "Low Cost Monitoring System to Diagnose Problematic Rail Bed: Case Study at a Mud Pumping Site", p. 203.
- Ayres, D.J. (1986), "Geotextiles or geomembranes in track? British railways' experience", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 3 No. 2–3, pp. 129–142.
- Bohne. (1998)
- Boley, C. (2012), *Handbuch Geotechnik: Grundlagen - Anwendung - Praxiserfahrungen*, 1st ed., Wiesbaden, Germany: Vieweg+Teubner Verlag.
- Busch, K.-F. und Luckner, F. (1974), *Geohydraulik*, 2nd ed., Stuttgart, Germany: Ferdinand Enke Verlag.
- Craig, W.H. (1983), "Strain rate and viscous effects in physical models", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2 No. 4, pp. 206–211.
- DIN 18196:2011-05. (2011), *Erd- Und Grundbau - Bodenklassifikation Für Bautechnische Zwecke*.
- Dobry, R. und Vucetic, M. (1987), *Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits*, Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute.
- Duong, T.V., Cui, Y.J., Tang, A.M., Dupla, J.C., Canou, J., Calon, N. und Robinet, A. (2014), "Investigating the mud pumping and interlayer creation phenomena in railway sub-structure", *Engineering Geology*, Elsevier B.V., Vol. 171, pp. 45–58.

- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S. und Raadim, B. (1987), "Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests", *Geotechnique*, Vol. 37 No. 1, pp. 3–10.
- Eddylab. (2018), "eddylab SM Wegaufnehmer", available at: https://www.eddylab.de/eddylab/produkte/induktive-sensoren/pdf/induktiver_Sensor_SM.pdf.
- Filzmaier, C. (2019), *Bestimmung Der Konsistenzgrenzen von Schluffig-Sandigen Böden Zum FP „Mud-Pumping“ Gemäß ÖNORM B 4411*.
- Gratchev, I.B., Sassa, K. und Fukuoka, H. (2005), "How Reliable is the Plasticity Index for Estimating the Liquefaction Potential of Clayey Sands?", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132 No. 1, pp. 124–127.
- Guo, T. und Prakash, S. (2000), "Liquefaction of Silt-Clay Mixtures", *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, Vol. Paper No. No. 2000, pp. 1–7.
- Hyodo, M., Yasuhara, K. und Hirao, K. (1992), "Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests", *Soils and Foundations*, Vol. 32 No. 4, pp. 117–127.
- Idriss, I.M., Dobry, R. und Singh, R.D. (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 104 No. GT12, pp. 1427–1447.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S. und Ratnayake, P. (1994), "Performance of embankment stabilized with vertical drains on soft clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 No. 2, pp. 257–273.
- Indraratna, B., Bamunawita, C., Redana, I.W. und McIntosh, G. (2003), "Modelling of prefabricated vertical drains in soft clay and evaluation of their effectiveness in practice", *Journal of Ground Improvement*, Vol. 7 No. 3, pp. 127–138.
- Indraratna, B., Israr, J. und Li, M. (2018), "Inception of geohydraulic failures in granular soils – an experimental and theoretical treatment", *Géotechnique*, Vol. 68 No. 3, pp. 233–248.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C. und Ni, J. (2011), "Cyclic behaviour of soft soil subgrade improved by prefabricated vertical drains.pdf", *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials in Seoul (Korea)*, pp. 559–564.
- Indraratna, B., Salim, W. und Rujikiatkamjorn, C. (2011), *Advanced Rail Geotechnology - Ballasted Track*, *Advanced Rail Geotechnology - Ballasted Track*, available at: <https://doi.org/10.1201/b10861>.
- Jasmund, K. und Lagaly, G. (1993), *Tonminerale Und Tone*, Steinkopf Verlag, Darmstadt.
- Kalafat, M., Emrem, C. und Durgunoğlu, H.T. (2003), "Behavior of Soft Riva Clay under High Cyclic Stresses", *Proc. of Int. Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Lefkosa*, pp. 177–183.
- Kaynia, A., Lacasse, S. und Madshus, C. (2005), "Geodynamics issues in high speed railway lines on soft soils", *Proceedings of the Fifth International Geotechnical Conference*, Cairo University, Egypt, pp. 91–113.

- Kuo, C., Hsu, C., Wu, C., Liu, P. und Chen, D. (2016), "Study on the Piping Path and Mechanism of Mud-pumping in Railway Subgrade", No. Tadatoshi 1977, pp. 1051–1054.
- Lal, R. und Shukla, M.K. (2004), *Principles of Soil Physics*, Marcel Dekker, New York, USA.
- Larew, H.G. und Leonards, G.A. (1962), "A strength criterion for repeated loading", *Highway Research Board Proceedings*, Vol. 41, pp. 529–556.
- Lefebvre, G. und Pfendler, P. (1996), "Strain Rate and Preshear Effects in Cyclic Resistance of Soft Clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122 No. 1, pp. 21–26.
- Li, D. und Selig, E.T. (1998), "Method for Railroad Track Foundation Design. I: Development", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124 No. 4, pp. 316–322.
- Liu, J. und Xiao, J. (2009), "Experimental Study on the Stability of Railroad Silt Subgrade with Increasing Train Speed", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136 No. 6, pp. 833–841.
- Loh, R.B.H. und Nikraz, H.R. (2012), "Effective stress method on threshold stress of clay under high rate cyclic loading", *Proceedings of the 5th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils (AP-UNSAT 2011)*, Kasetsart University, Thailand, pp. 605–609.
- Marschnig, S. und Landgraf, M. (2018), *Gleisbau Und Instandhaltung, Vorlesungsnummer: 211.401*, TU Graz.
- Matasovic, N. und Vucetic, M. (1995), "Generalized cyclic–degradation–pore–pressure generation model for clays", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121 No. 1, pp. 33–42.
- METER Group AG. (2012), *Operator's Manual EC-5, EC-10, 20: Water Content Sensor*, München, Germany.
- Miller, B.G.A., Teh, S.Y., Li, D. und Zaman, M.M. (2000), "Cyclic Shear Strength of Soft Railroad Subgrade", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 126 No. February, pp. 139–147.
- Möller, G. (2016), *Geotechnik: Bodenmechanik*, 3rd ed., Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Mortezaie, A.R. und Vucetic, M. (2013), "Effect of Frequency and Vertical Stress on Cyclic Degradation and Pore Water Pressure in Clay in the NGI Simple Shear Device", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139 No. 10, pp. 1727–1737.
- Ni, J. (2012), *Application of Geosynthetic Vertical Drains under Cyclic Loads in Stabilizing Tracks*.
- Nieto Leal, A. und Kaliakin, V.N. (2016), "General response observed in cyclically loaded cohesive soils", *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, Vol. 26 No. 1, pp. 21–39.
- Plagemann, W. und Langner, W. (1970), *Die Gründung von Bauwerken: Teil I*, Leipzig, Germany: BSB B. G. Teubner Verlagsgesellschaft.

- Procter, D.C. und Khaffaf, J.H. (1984), "Cyclic Triaxial Tests on Remoulded Clays", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110 No. 10, pp. 1431–1445.
- Raymond, G.P. (1999), "Railway rehabilitation geotextiles", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 17 No. 4, pp. 213–230.
- Richardson, A.M. und Whitman, R. V. (1963), "Effect of Strain-Rate Upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay", *Géotechnique*, Vol. 13 No. 4, pp. 310–324.
- Rost, A. (1978), *Messung Dielektrischer Stoffeigenschaften*, Vieweg Verlag, Braunschweig, Deutschland.
- Rowe, P.W. (1972), "The relevance of soil fabric to site investigation practice", *Géotechnique*, Vol. 22 No. 2, pp. 195–300.
- Rowe, P.W. (1974), *Sand Liquefaction and Clay Softening with Cyclic Loading*, Eng. Department, University of Manchester.
- Rowe, P.W. und Barden, L. (1966), "A New Consolidation Cell", *Géotechnique*, Vol. 16 No. 2, pp. 162–170.
- Sağlam, S. und Bakir, B.S. (2014), "Cyclic response of saturated silts", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 61–62, pp. 164–175.
- Saveur, J. (2003), "(Re) claiming the Underground Space", *Proceedings of the ITA World Tunneling Congress 2003: 12.-17. April 2003*, Amsterdam, the Netherlands (Vol. 1): CRC Press.
- Scheffer und Schachtschabel. (2010), *Lehrbuch Der Bodenkunde*, 16th ed., Heidelberg, Germany: Spektrum Akademischer Verlag.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. und Arango, I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential using Field Performance Data", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109 No. 3, pp. 458–482.
- Soralump, S. und Prasomsri, J. (2016), "Cyclic Pore Water Pressure Generation and Stiffness Degradation in Compacted Clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 142 No. 1, p. 04015060.
- Takatoshi, I. (1997), "Measure for stabilization of railway earth structure", *Jpn. Railw. Tech. Serv.*, p. 290.
- Tan, K. und Vucetic, M. (1989), "Behavior of medium and low plasticity clays under cyclic simple shear conditions", *4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Sothampton-Boston, pp. 131–142.
- Topp, G.C., Davis, J.L. und Annan, A.P. (1980), "Electromagnetic Determination of Soil Water Content: Measurements in Coaxial Transmission Lines", *Water Resources Research*, Vol. 16 No. 3, pp. 574–582.
- Tsai, P.-H., Lee, D.-H., Kung, G.T.-C. und Hsu, C.-H. (2010), "Effect of content and plasticity of fines on liquefaction behaviour of soils", *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol. 43 No. 1, pp. 95–106.
- UMS T5. (2009), *Bedienungsanleitung T5/T5x Druckaufnehmer-Tensiometer*, METER Group AG, München, Deutschland.

- Vucetic, M. (1988), "Normalized behavior of offshore clay under uniform cyclic loading", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25 No. 1, pp. 33–41.
- Vucetic, M. (1994), "Cyclic Threshold Shear Strains in Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 No. 12, pp. 2208–2228.
- Vucetic, M. und Dobry, R. (1988), "Degradation of marine clays under cyclic loading", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114 No. 2, pp. 133–149.
- Wiedemaier, K.J. (2018), *Sättigung von Verschiedenen Unterböden - Versuchstechnische Umsetzung Zum Forschungsprojekt "Mud Pumping"*.
- Wilson, N.E. und Greenwood, J.R. (1974), "Errata: Pore Pressures and Strains after Repeated Loading of Saturated Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11 No. 2, pp. 269–277.
- Yasuhara, K., Yamanouchi, T. und Hirao, K. (1982), "Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay", *Soils and Foundations*, Vol. 22 No. 3, pp. 77–91.
- Zhou, J. und Gong, X. (2001), "Strain degradation of saturated clay under cyclic loading", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38 No. 1, pp. 208–212.