



Dipl.-Ing. Christopher Krammer, BSc.

**„Mud-Pumping“ im Eisenbahnbau:  
Labortechnische Untersuchungen der Trennstabilität zwi-  
schen Unterböden aus Schluff-Sand-Gemischen und  
Gleisschotter unter dynamischen Vertikallasten**

**DISSERTATION**

zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

**Betreuer**

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Marte  
Technische Universität Graz  
Institut für Bodenmechanik, Grundbau und numerische Geotechnik

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein  
Technische Universität München  
Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann  
Universität Stuttgart  
Institut für Geotechnik

Graz, Juni 2020



# 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 Dissertation identisch.

.....  
Datum

.....  
Unterschrift



# Danksagung

Ich möchte mich besonders bei meinem Betreuer Roman Marte bedanken, der nicht nur mit seiner fachlichen Kompetenz, sondern auch mit seiner menschlichen Komponente einen großen Anteil daran hatte, dass trotz aller Herausforderungen diese Arbeit fertig gestellt wurde. Danke Roman, ich konnte in vielerlei Hinsicht sehr viel lernen!

Ein großer Dank gilt auch Stephan Freudenstein von der TU München und Christian Moorman von der Uni Stuttgart für die Begutachtung der Dissertation.

Diese Dissertation ist aus dem Forschungsprojekt „Mud-Pumping“ entstanden. Dazu möchte ich mich bei allen Forschungspartner und besonders bei Peter Veit, Matthias Landgraf, Jürgen Stern & Matthias Niklaus für die hilfreichen fachlichen Diskussionen bedanken.

Ich möchte mich auch ganz besonders bei allen meinen Kolleginnen und Kollegen vom Institut und vom boden-/ felsmechanischen Labor bedanken, ohne deren Unterstützung in jederlei Hinsicht, diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Besonders erwähnen möchte ich hier jedoch Laurentio „Finferlo“ Hauser und Simonino „Finferlo“ Oberhollenzer, die mir nicht nur freundschaftlich ans Herz gewachsen sind, sondern auch mein Talent und meine Qualitäten als „Mangiarista grande“ zu schätzen wussten und förderten.

Der wärmste und größte Dank gilt meiner Familie, welche mir meinen bisherigen Lebensweg erst ermöglicht haben und mir in jeglicher Hinsicht immer eine Stütze waren und auch weiterhin sein werden. Keine geschriebenen Zeilen können meine Dankbarkeit und mein Glück ausdrücken, Teil einer solchen Familie zu sein. Dazu zählt selbstverständlich auch Familie Koppelhuber, die mir sehr ans Herz gewachsen ist.

Zu guter Letzt möchte ich mich bei Dir bedanken, meine liebe Christina. Du stehst immer an meine Seite und bist der Grund, dass jeder Tag und sei er noch so schwierig gewesen, mit einem Lächeln endet. Danke für Alles!



# Kurzfassung

Die Eisenbahn zählt zu den wichtigsten Infrastrukturen der Welt. Um einen sicheren und zuverlässigen Transport von Passagieren und Frachten zu gewährleisten, muss sich die Strecke in einem einwandfreien Zustand befinden. Jedoch kommt es immer wieder zu Problemen wie Gleisschotterabrieb, Gleisschotterverschmutzung und zur Bildung von sichtbaren Schlammstellen, dem sogenannten „Mud-Pumping“. Unter dem Begriff „Mud-Pumping“ im Eisenbahnbau wird in dieser Arbeit ein Prozess verstanden, bei dem der Gleisschotter mit Feinteilen aus einem feinkörnigen Unterboden verschmutzt und in Verbindung mit Wasser eine Suspension bildet, welche aufgrund von dynamischen Verkehrslasten im Bereich zwischen Schwelle und Schotter ausgepresst („ausgepumpt“) wird bzw. werden kann. Diese Verschmutzung führt zu einer signifikanten Änderung der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der Gleisschotterschicht und wird mit einer fehlenden oder unzureichenden Entwässerung des Gleisabschnitts in Verbindung gebracht. Durch die unzureichende Entwässerung kann es zu einer Erhöhung des Wassergehalts im Unterboden und zur Generierung von Porenwasserüberdrücken aufgrund der dynamischen Verkehrsbelastungen kommen. Dadurch „weicht“ der Unterboden im Übergangsbereich zum Gleisschotter auf und es kommt zu einer Vermischung der beiden Schichten, was in dieser Arbeit als Aufhebung der Trennstabilität bezeichnet wird.

Ein weiteres Problem dieser „Mud-Pumping“-Fehlstellen ist, dass sie oftmals erst erkennbar werden, wenn es bereits zur Bildung einer solchen sichtbaren Schlammstelle auf der Gleisoberfläche gekommen ist. Die in diesen Fällen erforderlichen Instandhaltungsmaßnahmen sind mit großem zeitlichen und monetären Aufwand verbunden, da meist das gesamte Schotterbett lokal gereinigt und/ oder ausgetauscht werden muss. Da die Verschmutzung des Gleisschotters jedoch bereits vor der Bildung einer sichtbaren Schlammstelle beginnt, ist es umso wichtiger, genauere Erkenntnisse über die Interaktion von Unterböden mit dem Gleisschotter unter dynamischer Belastung zu erlangen. Besonderes Interesse gilt dabei der Frage, bei welchen Bodenarten und unter welchen Randbedingungen die Trennstabilität aufgehoben wird und eine Verschmutzung auftreten kann. Genauere Kenntnisse über die zeitlichen und quantitativen Vorgänge von derartigen Vermischungsphänomenen ermöglichen ein effektiveres Instandhaltungsmanagement und damit ein erhebliches wirtschaftliches Einsparungspotenzial.

Um die Interaktion eines dynamisch belasteten Gleisschotters mit dem Unterboden zu untersuchen, werden in der gegenständlichen Arbeit physikalische Modellversuche im Labor durchgeführt. Dazu wird in einem Versuchsaufbau ein vertikaler zylindrischer Teilkörper eines Gleisquerschnittes in konventioneller

Bauweise betrachtet, bei dem eine dynamisch belastete Gleisschotterplatte direkt am Unterboden aufliegt. In verschiedenen Versuchsreihen wird der Einfluss einer unzureichenden Entwässerung auf die Trennstabilität zwischen der Gleisschotterplatte und verschiedenen Unterböden aus Sand-Schluff-Gemischen untersucht.

Am Beginn der Versuchsreihen wird in einem eigens entwickelten Kleinversuch das Eindringverhalten eines einzelnen, dynamisch belasteten Schotterkorns in den Unterboden untersucht, um die bei späteren Versuchen im Versuchszylinder auftretenden Setzungen der GSP und deren Interaktion mit dem Versuchsboden besser verstehen und interpretieren zu können. In einem weiteren Vorversuch wird untersucht, wie sich die in den Versuchszylinder eingebauten Böden in Abhängigkeit der gewählten Methode sättigen und wie sich die Änderung des Sättigungsgrads in der messtechnischen Erfassung äußert.

Danach erfolgen Versuchsreihen, bei denen der aus der Gleisschotterplatte und dem Versuchsboden bestehende Versuchsaufbau dynamisch belastet wird. In diesen Versuchsreihen liegt der Fokus auf dem Verhalten des Gleisschotter-Unterboden-Systems, wenn der Versuchsboden mit verschiedenen Wassergehalten und Lagerungsdichten eingebaut wird. Insbesondere betrachtet wird, wann ein Versagen auftritt und wie sich der Versagensmechanismus in Abhängigkeit des Wassergehalts bzw. der Bodenart ändert.

Anschließend wird der Einfluss eines beginnenden, freistehenden Oberflächenwassers auf das Verhalten des Gleisschotter-Unterboden-Systems untersucht, wenn sich der Unterboden noch in einem unkritisch (optimal) gesättigten Zustand befindet. Des Weiteren werden Ergänzungsversuche durchgeführt, bei denen der Versuchsboden durch ein Tragschichtmaterial ersetzt wird. Dabei soll untersucht werden, ob es auch bei diesem Material und unter gesättigten Bedingungen zum Verlust der Trennstabilität und zu einer Gleisschotterverschmutzung kommt.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen, dass der Sättigungsgrad bzw. Wassergehalt in Kombination mit der Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte der untersuchten Böden der maßgebliche Faktor für das Verhalten in Bezug auf die Trennstabilität und einer beginnenden Gleisschotterverschmutzung ist. Des Weiteren könnte die in dieser Arbeit nachgewiesene signifikante Änderung der Systemsteifigkeit im Zusammenhang sich entwickelnder Versagensmechanismen, ein messtechnisch erfassbarer Indikator für die frühzeitige Erkennung solcher Fehlstellen sein.

# Abstract

Railways are one of the most important infrastructures in the world. To ensure a safe and reliable transport of passengers and freight, the track must be in perfect condition. However, problems such as ballast-abrasion, ballast-fouling and the formation of visible mud spots, the so-called “mud pumping” may arise. In this work, the term “mud pumping” in railways refers to a process in which the ballast becomes fouled with fines from a fine-grained subsoil and forms a suspension in connection with water. As a consequence, the latter is or can be squeezed out (“pumped out”) in the area between the sleeper and ballast when exerted to dynamic traffic loads. This contamination of the ballast with fines leads to a significant change in the strength and stiffness properties of the ballast layer and is associated with a malfunctioned or inadequate drainage of the track section. The inadequate drainage can lead to an increase of water content in the subsoil and to the generation of excess pore water pressures when dynamic traffic loads occur. As a result, the subgrade in the transition area to the ballast “softens” and the two layers are mixed, which is referred to in this work as the loss of the separation stability.

Another problem with these “mud-pumping” failures is that, often, they only become apparent when such a visible mud spot has already formed on the track surface. The required maintenance works in such cases are time-consuming and expensive, since usually the entire ballast has to be cleaned and / or must be replaced locally. However, since ballast fouling starts before the formation of a visible mud spot, it is important to obtain in-depth knowledge about the interaction of subgrades with the ballast under dynamic loads. With particular interest to, which types of soil and under which boundary conditions the separation stability does not longer exist and ballast fouling can occur. More precise knowledge of the temporal and quantitative processes of such mixing phenomena enables more effective maintenance management and, correspondingly, a economic savings potential.

In order to investigate the interaction of a dynamically loaded ballast with the subgrade, in the current thesis physical model tests are carried out in the laboratory. For this purpose, a vertical cylindrical part of a track cross-section in conventional construction is considered in a test set-up, in which a dynamically loaded ballast-plate is placed directly on the subgrade. In various test series, the influence of inadequate drainage on the separation stability between the ballast-plate and subgrade with various content of sand and silt is examined.

At the beginning of the test series in the current thesis, the penetration behaviour of a single, dynamically loaded ballast grain into the subgrade is investigated. These tests are performed in a small-scale test apparatus and should allow a better understanding and interpretation of the settlement behaviour of the ballast plate

and its interaction with the subgrade in further test series. In an additional preliminary test, the saturation behaviour of the subgrade as a function of the selected method as well as the change in the degree of saturation are investigated.

This is followed by test series in which the test set-up consists of the dynamically loaded ballast plate and the subgrade. These test series focus on the behaviour of the ballast-subgrade-system at different water contents and compaction densities of the subgrade. In particular, it is investigated when a failure occurs and how the failure mechanism changes in terms of water content and type of soil.

Subsequently, the influence of a beginning free-standing surface water on the behaviour of the ballast-subgrade-system is examined when the subgrade is still in an uncritically (optimally) saturated state. Furthermore, dynamic tests are performed, where the subgrade is replaced by a sub-ballast layer material.

The results of this thesis show that the degree of saturation as well as the water content in combination with the grain size distribution and compaction density of the investigated subgrades significantly determine the separation stability and the beginning of ballast fouling. Furthermore, the significant change in system stiffness demonstrated in this thesis in connection with developing failure mechanisms could be a measurable indicator for the early detection of such track failures.

# Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung und Problemstellung</b>	<b>1</b>
1.1	Begriff „Mud- Pumping“	2
1.2	Schadensbilder	3
1.3	Detektion	5
1.3.1	Gleisbegehung	6
1.3.2	Georadarmessung	7
1.3.3	Messwagen	9
1.4	Instandhaltungsmaßnahmen	11
<b>2</b>	<b>Forschungsfragen</b>	<b>15</b>
<b>3</b>	<b>Bodendynamische Grundlagen</b>	<b>17</b>
3.1	Wellenausbreitung	18
3.2	Wellenausbreitung im elastischen Raum	19
3.3	Dynamische Bodenkennwerte	23
3.3.1	Linear- äquivalentes Modell	25
3.4	Festigkeitseigenschaften unter dynamischer Belastung	28
3.4.1	Phänomen Bodenverflüssigung	29
3.4.2	Kohäsionslose Böden	31
3.4.3	Kohäsive Böden	34
3.5	Laborversuche	37
3.5.1	Resonant- Column- Test	37
3.5.2	Zyklischer Scherversuch	38
3.5.3	Zyklischer Triaxialversuch	39
<b>4</b>	<b>Geotechnische Grundlagen im Eisenbahnbau</b>	<b>41</b>
4.1	Das System Eisenbahnstrecke	41
4.1.1	Gleiskomponenten und deren Anforderungen	43
4.2	Lasten	45
4.2.1	Statische Lasten	45
4.2.2	Dynamische Vertikallasten	47
4.2.3	Lastabtragung in den Unterboden	48

4.3	Bodenmechanik im Eisenbahnbau	50
4.3.1	Spannungen und Dehnungen in Unterböden	50
4.3.2	Festigkeit von Unterböden	52
4.3.3	„Resilient Modulus“ $M_r$	53
4.4	Gleisschotterverschmutzung	57
4.4.1	Methoden zur Quantifizierung der Gleisschotterverschmutzung	57
4.4.2	Mechanisches und hydraulisches Verhalten von verschmutztem Gleisschotter	59
<b>5</b>	<b>Versuche aus der Literatur zum Thema „Mud- Pumping“</b>	<b>61</b>
<b>6</b>	<b>Modellbildung &amp; Versuchsaufbau</b>	<b>71</b>
6.1	Gleisschotterplatte (GSP)	73
6.2	Prüfstand & Lastkonzept	74
6.3	Messkonzept	76
6.4	Bodenmechanische Anwendungsgrenzen des Versuchsaufbaus	79
<b>7</b>	<b>Versuche</b>	<b>81</b>
7.1	Verwendete Böden	82
7.2	Voruntersuchungen	85
7.2.1	Eindringverhalten eines Einzelkorns (Kleinversuch)	85
7.2.2	Versuche zur Sättigung der Bodenprobe im Versuchszylinder	91
7.3	Versuchsreihe 1	101
7.3.1	Durchführung der Versuche	102
7.3.2	Ergebnisse der monotonen Laststeigerung	103
7.3.3	Ergebnisse der dynamischen Belastung	107
7.3.4	Diskussion der Ergebnisse	116
7.4	Versuchsreihe 2	120
7.4.1	Durchführung der Versuche ohne Vorbelastung	120
7.4.2	Ergebnisse der Versuche ohne Vorbelastung	121
7.4.3	Durchführung der Versuche mit Vorbelastung	131
7.4.4	Ergebnisse der Versuche mit Vorbelastung	132
7.4.5	Diskussion der Ergebnisse	141
7.5	Versuchsreihe 3	145
7.5.1	Durchführung	145

7.5.2	Ergebnisse B1	146
7.5.3	Ergebnisse B2	152
7.5.4	Diskussion der Ergebnisse	156
7.5.5	Wiederholung der Versuchsreihe mit Impulsbelastung	158
7.6	Interpretation der Versuchsreihen 2 & 3	164
7.7	Versuchsreihe 4	167
7.7.1	Versuchsdurchführung	168
7.7.2	Ergebnisse B1	168
7.7.3	Ergebnisse B2	171
7.7.4	Diskussion der Ergebnisse und Erkenntnisse	173
7.8	Ergänzungsversuche mit Tragschichtmaterial	174
7.8.1	Versuchsdurchführung	175
7.8.2	Ergebnisse	176
7.8.3	Diskussion der Ergebnisse und Erkenntnisse	181
<b>8</b>	<b>Resümee und Ausblick</b>	<b>182</b>
<b>9</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>187</b>



# Formelzeichen und Abkürzungen

## Kleine Buchstaben

c	[kPa]	Kohäsion
$c_z, k_z$	[N/m]	Federkonstante
d	[mm]	Korndurchmesser
e	[-]	Porenziffer
f	[Hz]	Belastungsfrequenz
$f_L$	[Hz]	Grundfrequenz der Longitudinalschwingung
$f_T$	[Hz]	Grundfrequenz der Torsionsschwingung
h	[m]	Höhe
i	[-]	hydraulischer Gradient
k	[m/s]	Permeabilität
l	[m]	Länge
n	[-]	Porosität, Porenanteil
p	[kPa]	Schotterpressung
$p^{\prime}$	[kPa]	effektive mittlere Spannung
q	[kPa]	Spannungsdeviator
$r_u$	[-]	Porenwasserdruckverhältnis
s	[mm]	Setzung
$s_u$	[kPa]	undrainierte Scherfestigkeit
t	[s]	Zeit
u	[kPa]	Porenwasserdruck
u, v, w	[m]	Verschiebungen in x-, y- und z-Richtung
$u_{Sätt}$	[kPa]	Sättigungsdruck

$v_P$	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit Kompressionswelle
$v_S$	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit Scherwelle
$w$	[%]	gravimetrischer Wassergehalt
$w_f$	[kg]	Trockenmasse der Feinteile
$w_{opt}$	[%]	optimaler Wassergehalt

## Große Buchstaben

$A$	[m <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche
$B_{1-3}$		Versuchsböden 1-3
$CSR$	[-]	zyklisches Spannungsverhältnis
$D_r$	[-]	relative Dichte
$D_w$	[m]	Raddurchmesser
$E$	[kPa]	Elastizitätsmodul
$ELT$	[m]	Equivalent Loss of Thickness
$F$	[N]	Kraft
$FI$	[%]	Fouling-Index
$G$	[kPa]	Schubmodul
$G$	[kN]	Gewicht
$GSP$		Gleisschotterplatte
$GSP_{poll}$	[%]	Verschmutzungsgrad der Gleisschotterplatte
$I_p$	[%]	Plastizitätszahl
$M$	[kg]	Masse
$M_r$	[kPa]	Resilient-Modulus
$M_{sek}$	[kPa]	Parameter der GSP-Unterboden-Systemsteifigkeit
$N$	[-]	Anzahl Belastungszyklen
$NGI$		Norwegisches Geotechnisches Institut

OCR	[-]	Überkonsolidierungsgrad
P	[%]	Siebdurchgang
P <sub>d</sub>	[kN]	Designradlast
P <sub>s</sub>	[kN]	statische Radlast
PSS		Planumsschutzschicht
PVC	[%]	Percentage Void Contamination
PWP	[kPa]	Porenwasserdruck
Q	[kN]	Radlast
R <sub>b-f</sub>	[%]	Relative Ballast Fouling Ratio
S		Schwerpunkt
S <sub>r</sub>	[%]	Sättigungsgrad
T	[°K]	Temperatur
T5		Tensiometer
TDR		Time-Domain-Reflectometry
TSM		Tragschichtmaterial
V	[km/h]	Zuggeschwindigkeit
V	[m <sup>3</sup> ]	Volumen
VWC	[%]	Volumetrische Wassergehalt
W <sub>D</sub>		Dissipationsenergie
W <sub>L</sub>	[%]	Fließgrenze
W <sub>P</sub>	[%]	Ausrollgrenze
W <sub>S</sub>		Dehnungsenergie
WSP	[cm]	Höhe Wasserspiegel

### **Kleine griechische Buchstaben**

α	[1/°K]	Temperaturausdehnungskoeffizient
---	--------	----------------------------------

$\alpha', \beta', \gamma'$	[-]	Geschwindigkeitskoeffizienten
$\gamma$	[-]	Schubdehnung
$\varepsilon$	[-]	Dehnung
$\varepsilon$	[-]	Dielektrizitätskonstante
$\varepsilon_a$	[-]	axiale Verformung
$\bar{\varepsilon}$	[-]	Volumetrische Dehnung
$\lambda$	[m]	Wellenlänge
$\lambda$	[kPa]	Lamé-Konstante
$\nu$	[-]	Poissonzahl
$\xi$	[-]	Dämpfungsfaktor
$\rho$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Dichte
$\rho_{Pr}$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Proctordichte
$\rho_s$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Korndichte
$\rho_t$	[g/cm <sup>3</sup> ]	Trockenlagerungsdichte
$\sigma$	[kPa]	totale Spannung
$\sigma'$	[kPa]	effektive Spannung
$\sigma_{dp}$	[kPa]	zyklische Deviatorspannung
$\sigma_m'$	[kPa]	effektive mittlere Spannung
$\sigma_v$	[kPa]	Vertikalspannung
$\tau$	[kPa]	Schubspannung
$\varphi$	[°]	Reibungswinkel
$\bar{\omega}$	[rad]	Rotation

## **Große griechische Buchstaben**

$\Phi$	[-]	Dynamikfaktor, impact factor
$\nabla^2$		Laplace-Operator
$\Theta$	[%]	Volumetrischer Wassergehalt

## **Indizes**

1,2,3	Richtungen der Hauptspannungen und -dehnungen
x,y,z	Richtungen des kartesischen Koordinatensystems



# 1 Einleitung und Problemstellung

Die Eisenbahn zählt zu den wichtigsten Infrastrukturen weltweit. Allein im DACH- Raum, zu welchem die Länder Deutschland, Österreich und die Schweiz zählen, befindet sich ein Schienennetz von ca. 42.320 km Länge. Im österreichischen Netz der ÖBB wurden im Jahr 2018 ca. 309,5 Mio. Passagiere und 105,3 Mio. Tonnen Güter befördert (Statistik Austria). Zusätzlich zu ihrer historischen Bedeutung gewinnt die Eisenbahn in Zeiten des Klimawandels noch mehr an gesellschaftlicher Relevanz, da ein Ausbau des öffentlichen Verkehrs eine Reduktion der CO<sub>2</sub>- Emissionen bewirkt (BMVIT). Um die gesellschaftliche Attraktivität und Akzeptanz zu steigern, muss zusätzlich zum Ausbau der Strecken eine Erhöhung der Taktfrequenz erfolgen, welche zu höheren Zug-Geschwindigkeiten und dichteren Fahrplänen führen wird (BMVIT 2025+). Dies wiederum hat Auswirkungen auf die Belastung der einzelnen Streckenabschnitte und deren Bauteile. Um einen sicheren und auch komfortablen Schienenverkehr zu ermöglichen, muss sich die Strecke in einem einwandfreien Zustand befinden. Dazu sind ein gut aufeinander abgestimmtes Instandhaltungsmanagement und eine laufend optimierte Life- Cycle- Analyse nötig (Landgraf & Enzi, 2016).

Besonders kritisch für den Eisenbahnverkehr sind sogenannte Gleislagefehler. Bei diesen Gleislagefehlern ist aus verschiedenen Gründen die Soll-Lage oder -Höhe der Schiene nicht mehr gegeben. Die Ursachen können in Oberbau- und Unterbaufehler unterteilt werden (Lieberenz & Piereder, 2012). Auf die typischen Oberbauschäden wie Schienenbruch, eine zerriebene Schwelle oder eine defekte Zwischenlage im Schienenaufleger, wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen. Der Fokus in der vorliegenden Arbeit liegt auf der Unterbauproblematik und der Interaktion zwischen dem Gleisschotter und verschiedenen Unterböden. Als Unterböden werden in dieser Arbeit natürlich gewachsene Böden bezeichnet, auf welchen der Gleisschotter, bei konventioneller Bauweise, direkt aufliegt.

Unterbaufehler treten auf, wenn die Eigenschaften des Unterbaus nicht den Anforderungen durch die Belastungen entsprechen oder sich die Eigenschaften des Unterbaus durch äußere Umstände dahingehend verschlechtern (Selig & Waters, 1994; Indraratna *et al.*, 2018). Besonders bei feinkörnigen Böden hat eine Erhöhung des Wassergehalts bzw. des Sättigungsgrades einen signifikanten Einfluss auf die Festigkeit und Steifigkeit des Unterbodens (Castro & Poulos, 1977; Selig & Waters, 1994). Bei dynamischer Belastung können diese „aufweichen“ und die daraus resultierenden Setzungen können Gleislagefehler zur Folge haben. Ein weiteres Problem tritt auf, wenn durch diesen Verlust der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Unterbodens, eine Vermischung von aufgeweichten Bodenmaterial mit dem Gleisschotter stattfindet. Dies wird in dieser Arbeit als Verlust der Trennstabilität bezeichnet, da das Gleisschotterbett in seiner Funktion als Streckenbauteil, stabil auf den Unterboden aufliegen sollte. Durch diese Vermischung wird das Gleisschotterbett mit den Feinteilen aus den

Unterboden verunreinigt und es kann zu einer signifikanten Änderung der dynamischen Steifigkeit des Gleisschotters und des gesamten Systems kommen (Selig & Waters, 1994; Trinh *et al.*, 2012; Indraratna *et al.*, 2013). Dieses verliert seine Elastizität und es kommt zu einer Verringerung der Tragfähigkeit (Cui *et al.*, 2013; Ebrahimi *et al.*, 2015; Indraratna *et al.*, 2013). Da die in den Schotter eingebrachten Feinteile im Unterboden fehlen, hat dies wiederum Setzungen zu Folge, welche in einem Gleislagefehler resultieren.

Ein weiteres Problem dieser Fehlstellen ist, dass sie in gewissen Fällen erst erkennbar werden, wenn die Verunreinigung des Schotterbetts bereits so weit fortgeschritten ist, dass sie an der Schotteroberfläche als sogenannte „Schlammstelle“ oder „Mud-Pumping Fehlstelle“ sichtbar wird. Die in solchen Fällen erforderliche Instandhaltung ist mit großem zeitlichen und kostenintensiven Aufwand verbunden, da meist das gesamte Schotterbett lokal gereinigt und/ oder ausgetauscht werden muss. Umso wichtiger ist es genauere Erkenntnisse über die Interaktion von Unterböden mit dem Gleisschotter, unter dynamischer Belastung und in Bezug auf diese Trennstabilität, zu erlangen. Genauere Kenntnisse über die zeitlichen und quantitativen Vorgänge von derartigen Vermischungsphänomenen, insbesondere bei welchen Böden und unter welchen Randbedingungen diese auftreten können, ermöglicht ein effektiveres Instandhaltungsmanagement und damit ein entsprechendes wirtschaftliches Einsparungspotenzial.

## 1.1 Begriff „Mud- Pumping“

Unter dem Begriff „Mud-Pumping“ (MP) im Eisenbahnbau versteht man im Allgemeinen einen Prozess, bei dem der Gleisschotter mit Feinteilen verschmutzt wird und in Verbindung mit Wasser eine Suspension bildet, welche aufgrund von dynamischen Verkehrslasten im Bereich zwischen Schwelle und Schotter ausgepresst wird ( Ayres, 1986; Selig & Waters 1994; Raymond, 1999; Sussmann *et al.*, 2001; Aw, 2007; Indraratna, 2011). Dies wird im deutschen Sprachraum auch als „Spritzstoß“ oder „Schlammstelle“ bezeichnet. Dieser Prozess wird aber nicht nur im Eisenbahnbau beobachtet, so untersuchten z.B. Yoder & Witczak, (1975); Wijk, (1985) ; Alobaidi & Hoare, (1994); (1996); Yuan *et al.*, (2007) auch den Feinteiletransport von feinkörnigen Unterböden in die darüber liegende, grobkörnigere Schicht unter festen Fahrbahnen an Autobahnstrecken.

Grundsätzlich gibt es zwei Arten von MP, welche durch die Herkunft der Feinteile unterschieden werden. Zum einen können die Feinteile aus feinkörnigen Unterböden stammen, welche sich bei konventioneller Bauweise der Gleisstrecke direkt unter dem Gleisschotterpaket befinden. Des Weiteren können sich Feinteile aufgrund von Kornzertrümmerung (Abrieb, Bruch und Absplitterung) der einzelnen Körner des Schotterbetts, wie auch Feinteile aus Fremdeintrag in den

Hohlräumen des Gleisschotterpakets sammeln. Ayres, (1986) definierte diese beiden Arten in seinen Untersuchungen als:

- Erosion Pumping Failure (EPF): Die Feinteile stammen aus feinkörnigen Unterböden.
- Dirty Ballast Pumping Failure (DBPF): Die Feinteile stammen von zermahlenem Schotterkorn oder Fremdeintrag wie z.B.: Schwellenabrieb, Bremsabrieb, Ladegut oder winderodierte Ablagerungen.

Im deutschen Sprachraum werden der EPF auch als „brauner Spritzstoß“ und der DBPF auch als „weißer Spritzstoß“ bezeichnet. Die rein visuelle Unterscheidung dieser beiden Arten im Rahmen einer Inspektion ist jedoch sehr schwierig. Auch eine Abgrenzung, welcher der beiden Prozesse im Endeffekt zum sichtbaren Spritzstoß führt, ist nicht einfach zu eruieren, da es sehr oft eine Kombination aus beiden Effekten ist und sie sich auch gegenseitig beeinflussen können.

## 1.2 Schadensbilder

In diesem Kapitel werden Beispiele von unterschiedlichen MP Fehlstellen aufgezeigt. Wie schon erwähnt, können sich die im Schotterbett angesammelten Feinteile in Kombination mit Wasser zu einer Suspension bilden. Diese Suspension kann unter Umständen bei einer Zugüberfahrt im Bereich der Schwellen ausgepresst werden und sich wie in Abb. 1 ersichtlich, zu einer Schlammstelle ausbilden.



Abb. 1: Schlammstelle im nassen Zustand (aus Skriptum GB&I, EBW TU Graz)

Im trockenen Zustand (Abb. 2) erhärtet diese Suspension und hat einen signifikanten Einfluss auf die Steifigkeit des Gleisschotters (Cui *et al.*, 2013; Duong *et al.*, 2013; Indraratna *et al.*, 2013). Dies wirkt sich wiederum negativ auf die Lastabtragung während einer Zugüberfahrt in den Untergrund, wie auch auf die Kraftübertragung zwischen Schiene und Rad aus. Daraus können Probleme im

Oberbau, wie z.B.: Schienenbruch oder Ähnliches entstehen. Auf diese Thematik wird, wie bereits erwähnt, in dieser Arbeit jedoch nicht näher eingegangen.



Abb. 2: Schlammstelle im trockenen Zustand (aus Skriptum GB&I, EBW TU Graz)

Abb. 1 und Abb. 2 zeigen Schlammstellen in ihrer finalen Ausbildung. Die farbliche Zusammensetzung der Suspension im trockenen, wie auch im nassen Zustand lassen darauf schließen, dass die Feinteile hauptsächlich aus Gleisschotterabrieb stammen (DBPF). Abb. 3 wiederum zeigt eine Schlammstelle bei der die Feinteile aus dem darunterliegenden feinkörnigen Unterboden stammen (EPF, Ayres 1986).



Abb. 3: Suspension mit Feinteilen aus dem Unterboden (Niklaus, SBB)

Man erkennt den Unterschied in der farblichen Zusammensetzung der Suspension, wie auch in der Ausbildungsart der Schlammstelle. Während in Abb. 1 und Abb. 2 deutlich zerriebene Schwellen festgestellt wurden, zertrümmerte Schotterkörner

und eine vollflächige Verschlammung der Gleisoberfläche erkennbar sind, ist in Abb. 3 zumindest lokal ein noch intaktes Schotterbett, mit einem Feinteilaustrag hauptsächlich im Bereich des Schwellenkopfes und der Schienenbefestigung erkennbar. Jedoch ist in vielen Fällen keine derart klare, visuelle Trennung dieser beiden Effekte möglich. Abb. 4 zeigt ein Beispiel bei dem im linken Schwellenbereich bräunliches Wasser auf eine Verschmutzung mit Feinteilen vom Unterboden hindeuten würde, im rechten Schwellenbereich erkennt man aber eine gräuliche Suspension und zerriebenes Schotterkorn. Tatsächlich ist die Farbe der Suspension vielmehr von der Mineralzusammensetzung und der Korngröße der sich darin befindlichen Feinteile abhängig. Somit kann es durchaus sein, dass sich der zerriebene Gleisschotter und der Unterboden, in ihrer Eigenschaft der Farbgebung einer Suspension, nicht unterscheiden und weitere Untersuchungen notwendig wären um eine genauere Aussage über die Herkunft der Feinteile treffen zu können (Li, 2016). Die gegenständliche Arbeit bezieht sich im Weiteren rein auf die Problematik der MP- Fehlstellen mit Feinteilen aus dem Unterboden (EPF).



Abb. 4: Fehlstelle im Bahnhofsbereich (aus Skriptum GB&I, EBW TU Graz)

### 1.3 Detektion

Wie bereits einleitend erwähnt, lassen sich Fehlstellen aufgrund von MP oftmals erst feststellen, wenn die Feinteilesuspension bereits zwischen der Schwelle und dem Gleisschotter ausgepresst wird (Li, 2016). Die eigentliche Problematik beginnt jedoch schon wesentlich früher und zwar bei der „Aufweichung“ bzw. der „Suspensionsbildung“ des Unterbodens im Übergangsbereich zum sich darüber befindlichen Gleisschotterpaket (Selig & Waters, 1994). Dadurch kommt es zu einer Vermischung dieser beiden Schichten und zu einer kontinuierlichen Verschmutzung des Gleisschotters mit Material aus dem Unterboden, welches im

Folgenden als Aufhebung der Trennstabilität bezeichnet wird. Dieser Mechanismus wird in Kapitel 4.4 näher behandelt. Aufgrund des lokalen Auftretens solcher Fehlstellen, werden diese auch als punktuelle Instabilitäten bezeichnet ( Rapp, 2017). Um solche Instabilitäten im Streckennetz erkennen und den Zustand des Bahnkörpers zu erfassen und beurteilen zu können, gibt es verschiedene Methoden.

### 1.3.1 Gleisbegehung

Eine direkte Beurteilung eventueller Gleisschotterverschmutzungen welche nicht bis an die Oberfläche reichen bzw. des darunter anstehenden Unterbodens durch eine Gleisbegehung ist durch die Überdeckung mit Gleisschotter mit Schwierigkeiten verbunden bzw. nicht unmittelbar möglich. Einen direkten Aufschluss würde eine Schürfung z.B. im Bereich des Schwellenkopfs liefern (Abb. 5), dies wäre jedoch keine zerstörungsfreie Methode und mit einer Sperre des laufenden Betriebs verbunden. Da die Bildung von solchen Fehlstellen im Unterbau aber unweigerlich mit Wasser in Verbindung steht, kann der Zustand und die Funktionstüchtigkeit der Entwässerung als indirekter Hinweis für eine möglicherweise bestehende oder zukünftige Problematik in diesem Streckenabschnitt herangezogen werden. Ein verwachsener Bahngraben oder ein Bewuchs durch das Gleisschotterbett können auf eine unzureichende Entwässerung des Bahnkörpers hindeuten (Abb. 6).

Abb.



5: Schürfung zur Feststellung einer Gleisschotterverschmutzung (aus Skriptum GB&I EBW TU Graz; Niklaus SBB)

Zusätzlich können auch weitere externe Ursachen die bestehende Entwässerung nachträglich verschlechtern oder unwirksam machen. Dies wären z.B. Lärmschutzwände deren Fundamente ein Abfließen einsickernder Wässer vom

Unterbauplanum verhindern, zerstörte Entwässerungsleitungen durch Beschädigungen im Zuge baulicher Maßnahmen, etc.



Abb. 6: Verwachsener Entwässerungsgraben und Gleisschotter (Holzfeind, TU Graz)

### 1.3.2 Georadarmessung

Georadar oder auch Bodenradar genannt, ist ein geophysikalisches Messsystem, mittels welchem die Beschaffenheit vom Ober- und Unterbau eines Gleisquerschnitts erfasst werden kann (Al-Qadi *et al.*, 2010; Su *et al.*, 2011; Fontul *et al.*, 2016). Im Gegensatz zum Gleismesswagen wird hierbei keine Vermessung der Gleislage durchgeführt, sondern es erfolgt eine Beurteilung des Unterbaus. Die Methode des Georadars wird seit Jahren z.B. für die Exploration von Rohstoffen oder zur Untersuchung von Lufteinschlüssen in Beton benutzt und wird auch mittlerweile vermehrt im Eisenbahnwesen verwendet. Beim Georadar werden elektromagnetische Impulse durch den Gleisquerschnitt gesendet. Durch die im Empfänger gemessene Laufzeit und Intensität des reflektierten Signals können die physikalischen Eigenschaften wie Dichte und Wassergehalt der verschiedenen Materialien abgeleitet werden, da die Reflexionszeit und Stärke eines Impulses von der dielektrischen Konstante des jeweiligen Materials abhängt. Die gemessenen Reflexionen der gesendeten Impulse werden in einer Funktion der Zeit in [ns] und der Größe der Amplitude in [mV] dargestellt. Werden diese Funktionen mit einem spezifischen Farbencode hinterlegt, entsteht durch die Aneinanderreihung mehrerer Messungen ein sogenanntes Radargramm (Abb. 7). Durch dieses Radargramm ist eine grafische Auswertung der Georadarmessung möglich und lässt somit auf die Identifizierung von Schichtgrenzen oder eventuellen Einbauten schließen.

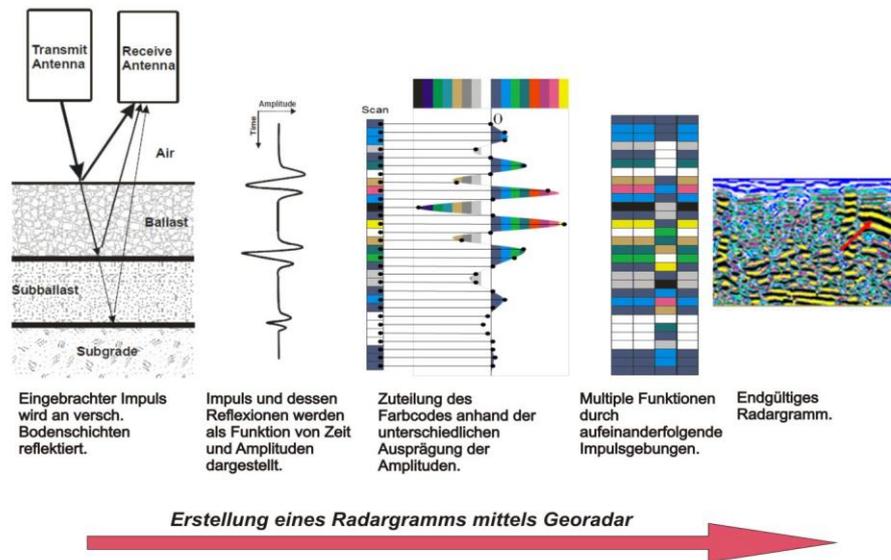


Abb. 7: Erstellung eines Radargramms mittels Georadar (Landgraf, 2016)

Basierend auf diesen Radargrammen können z.B. die Feuchtigkeit und der Verschmutzungsgrad des Gleisschotters, die Welligkeit des Gleisplanums, wie auch die Feuchtigkeit und Welligkeit der darunterliegenden Zwischen- oder Tragschicht erfasst werden. Eine punktuelle Instabilität liegt z.B. vor, wenn lokal ein feinkörniges und sehr feuchtes Material im Gleisquerschnitt detektiert wird. Zusätzlich kann durch die Profilmessung im Schwellenkopfbereich die Querneigung des Planums bestimmt werden (Landgraf *et al.*, 2016). Abb. 8 zeigt ein Beispiel einer Georadarauswertung der ÖBB Infrastruktur AG. Hier ist im oberen Bereich des Bildes die gemessene Strecke (Km 17,300 – Km 18,100) und die unterschiedlichen Dicken der einzelnen Schichten (Gleisschotter, Zwischenschicht, Unterbauplanum) erkennbar. Im mittleren Teil von Abb. 8 ist eine farblich codierte Zustandsbeurteilung (Feuchtigkeit, Verschmutzung, Welligkeit) der einzelnen Schichten abgebildet.

Ein weiterer Vorteil dieser Detektion liegt darin, dass die Profilmessung am fahrenden Zug mit einer Fahrgeschwindigkeit von bis zu 100 km/h durchgeführt werden kann. Die Messeinrichtungen können dadurch an Regelfahrzeugen angebracht werden und eine Messung ohne Unterbrechung des Regelverkehrs ist möglich. Abb. 9 zeigt einen Triebwagen der ÖBB, an dem im vorderen Bereich 3 Georadarantennen angebracht sind, wie auch einen Messwagen der von Hand über die zu messende Strecke gezogen werden kann.

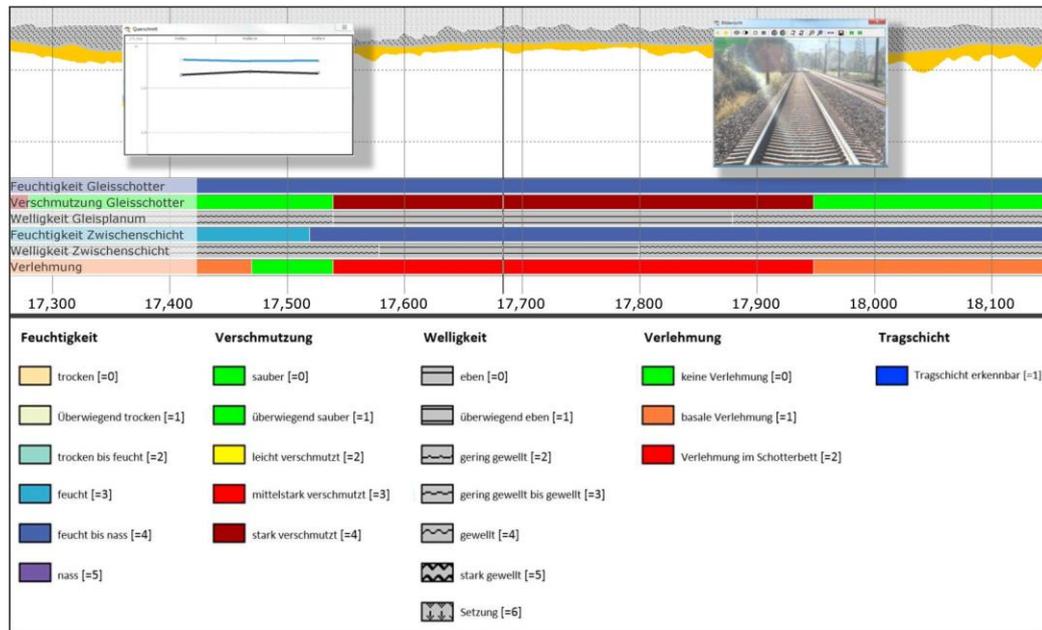


Abb. 8: Beispiel einer Georadarevaluierung (ÖBB Infra AG)



Abb. 9: Montage der Georadarantennen (©Staccone, Ground Control)

### 1.3.3 Messwagen

Mit einem sogenannten Messwagen ist es möglich eine kontinuierliche Beurteilung der Gleisgeometrie innerhalb eines Streckennetzes durchzuführen. Die Erfassung der Gleisgeometrie beinhaltet die Vermessung von verschiedenen Größen, wie z.B. der Verwindung, Gleislage, Schienenabnutzung und Spurweite.

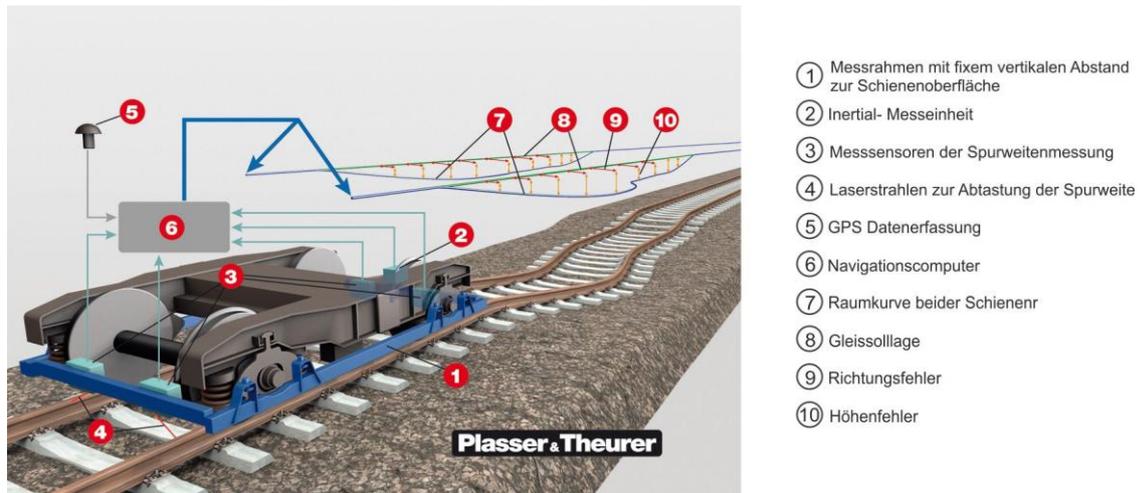


Abb. 10: Messarbeiten am Gleis (©Plasser & Theurer)

Der große Vorteil der Vermessung mit diesem Messwagen ist die große Fahrgeschwindigkeit von mehr als 160 km/h, mit welcher die Messung durchgeführt werden kann. Dadurch kann der Messwagen an Regelzügen angehängt und Messungen im laufenden Betrieb vorgenommen werden. Die in Österreich mittlerweile standardmäßige Vermessung der Gleisgeometrie (POS/TG Position- Track Geometry Measurement System) beinhaltet neben einer Inertialmesseinheit und zwei optischen Spurweitenmesssystemen auch eine Navigationsanlage, welche aus einer integrierten GPS- Antenne und Empfänger besteht (Abb. 10). Durch die GPS- Messung und die Erfassung der Geschwindigkeit sind alle Signale somit stationierbar (aus Skriptum: Gleisbau & Instandhaltung, TU Graz, 2019). Im Kontext der vorliegenden Arbeit ist die Gleislage und deren Änderung über die Zeit, die wichtigste erfasste Größe aus den Messungen mit dem Messwagen. Eine Beurteilung des Untergrunds rein über die Änderung der Gleislage ist jedoch nicht möglich, da diese von weiteren Faktoren außer einer Setzung im Gleisschotter abhängen kann, wie z.B. eine unzureichende Stützpunktlagerung der Schwelle im Schotterbett. Um diese Faktoren oder Ursachen einzugrenzen, wurde mit Hilfe der Fraktalanalyse ( Landgraf, 2016; Landgraf & Hansmann, 2019) eine Methode entwickelt, welche versucht den unterschiedlichen Änderungen in der Gleislagequalität eine spezifische Schadensursache zuzuordnen. Dies erfolgt über die Analyse des maßgeblich verursachenden Wellenlängenbereichs  $\lambda$  von Irregularitäten in der Gleisgeometrie (abweichendes Messsignal von der Soll-Lage) und ist in Abb. 11 ersichtlich. In Österreich werden dazu drei Wellenlängenbereiche unterschieden. Treten bei einer Gleislagemessung Irregularitäten (blaues Signal in Abb. 11) mit Überlagerungen im kurzwelligen ( $\lambda = 1-3$  m) und mittelwelligen ( $\lambda = 3-25$  m) Bereich auf, liegt die Ursache wahrscheinlich in der Kraftübertragung zwischen Schwelle und Schotter und ist somit ein Indiz für eine Schwellenhohlage. Über diese Schwellenhohlage und deren Zusammenhang mit der Thematik der gegenständlichen Arbeit, wird in Kapitel 4 näher eingegangen. Befindet sich der charakteristische Wellenlängenbereich jedoch im Mittel- und Langwellenbereich ( $\lambda = 25-70$  m), deutet dies auf eine Schotterverschmutzung im unteren Teil des Schotterbetts hin.

Somit kann eine Klassifizierung vom Verschmutzungsgrad des Schotters, wie auch vom Zustand des Unterbaus erfolgen. Der Nachteil dieser Methode besteht darin, dass keine Unterscheidung der Schotterverschmutzung aufgrund von Feinteilen aus Kornzertrümmerung oder aus Vermischung mit dem Unterboden möglich ist. Des Weiteren können aufgrund ihrer geringen Länge, punktuellen Instabilitäten nur sehr ungenau erfasst werden.

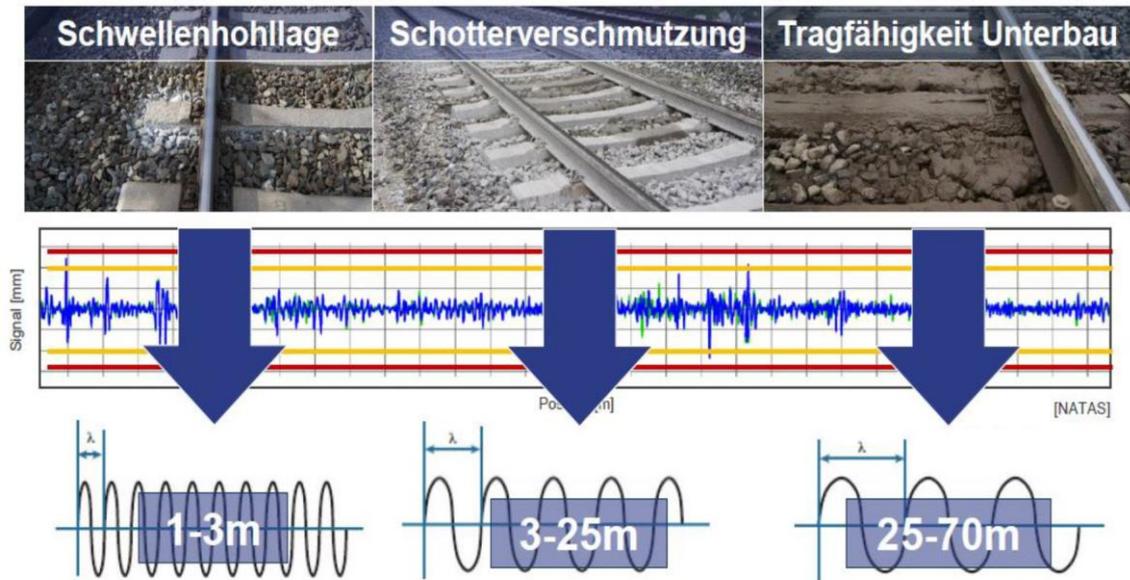


Abb. 11: Zustandsbeurteilung der Strecke mit Hilfe der Fraktalanalyse (Landgraf, TU Graz)

## 1.4 Instandhaltungsmaßnahmen

Um einen sicheren und reibungslosen Schienenverkehr zu gewährleisten, muss sich die Strecke in einem einwandfreien Zustand befinden. Dies geschieht nicht nur durch den Einbau hochwertiger und aufeinander abgestimmter Komponenten, sondern auch durch ein optimiertes Instandhaltungsmanagement. Die Instandhaltung kann grob in Maßnahmen für den Oberbau und solche für den Unterbau unterteilt werden. Wird eine MP- Fehlstelle im Streckennetz detektiert, gibt es mehrere Vorgehensweisen der Bahnen die, hier am Beispiel der ÖBB (E-Mail- Korrespondenz mit Stern J., ÖBB), im Regelfall folgendermaßen lauten:

- **Einrichtung einer temporären Langsamfahrstelle**

Eine Langsamfahrstelle (La) ist jener Teil einer Strecke der aus Sicherheitsgründen nicht mehr mit der dafür ausgelegten Regelgeschwindigkeit befahren werden darf. Sie wird mit verschiedenen Bahnsignalen im Streckennetz angekündigt und auch regelmäßig den Zugführern bekannt gegeben. Des Weiteren werden sie im internen Instandhaltungsplan der Infrastrukturbetreiber erfasst und deren Behebung eingetaktet. Die Anzahl von Langsamfahrstellen ist auch ein Indikator für den Zustand einer bestehenden Schieneninfrastruktur.

- **Stopfen**

Durch die Verschmutzung von Material aus dem Unterboden mit dem Gleisschotter kann es zu lokalen Setzungen kommen. Dies resultiert in einem Gleislagefehler, welcher mit dem sogenannten Stopfen korrigiert wird. Beim Stopfen wird der Gleisrost leicht angehoben und Schottermaterial unter die Schwellen eingebracht und verdichtet bis die geforderte Gleisgeometrie wiederhergestellt ist (Abb. 12). Es gibt verschiedene Arten von Stopfmaschinen, welche konventionell oder kontinuierlich arbeiten können. Auf die Unterschiede oder die eventuellen Vor- und Nachteile solcher Maschinen, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen.



Abb. 12: Stopfvorgang (aus Babir *et al.*, 2019)

- **Schotterbettreinigung**

Bei der Schotterbettreinigung wird der mit Feinteilen kontaminierte Schotter ausgebaut, über eine Siebung von unerwünschten Kornfraktionen getrennt und durch Zugabe von neuem Schottermaterial wieder eingebaut. Diese Arbeit kann wieder konventionell oder gleisgebunden vonstattengehen. Abb. 13 zeigt schematisch am Beispiel der RM 80 wie eine gleisgebundene Schotterbettreinigung funktioniert. Dabei wird der Gleisrost automatisch angehoben und der verschmutzte Schotter von einer Räumungskette entfernt. Dieser gelangt über ein internes Fördersystem zur Siebanlage, wo er gereinigt und unter Zugabe von Neuschotter wieder eingebaut wird (roter Bereich). Sollte der ausgebaute Schotter sich nicht für einen Wiedereinbau eignen, wird er abgeführt und komplett durch neuen Schotter ersetzt.



Abb. 13: Schotterbettreinigung mit RM 80 (Plasser & Theurer)

- **Sanierung oder Neuerstellung der Entwässerung**

Wie schon in 1.3.1 erwähnt, kann die Entwässerung unter gewissen Umständen ihre Funktion nur noch sehr eingeschränkt oder gar nicht mehr erfüllen. Da Wasser jedoch eine maßgebliche Rolle in der Entstehung von MP- Fehlstellen spielt, ist die Instandsetzung oder Erneuerung der Entwässerung von großer Bedeutung. Je

nach Ursache einer Dysfunktion ist diese zu beheben und in weiterer Folge zu vermeiden.

- **Planung einer Untergrundsanie rung**

Verlaufen größere Streckenbereiche auf wenig tragfähigem Untergrund, kann ein Projekt für eine Untergrundsanie rung geplant werden. Dabei wird der gesamte Unterbau und auch Bereiche des Unterbodens ausgebaut und erneuert. Zusätzlich erfolgt der Einbau einer Tragschicht mit Geotextil, um eine bessere Lastverteilung sicherzustellen und um eine verbesserte Trennstabilität zwischen dem Unterboden und dem Unterbau zu gewährleisten. Dies kann wiederum konventionell oder gleisgebunden erfolgen. Ein Beispiel für eine gleisgebundene und kontinuierliche Untergrundsanie rung ist die AHM 800, in Abb. 14 ersichtlich.

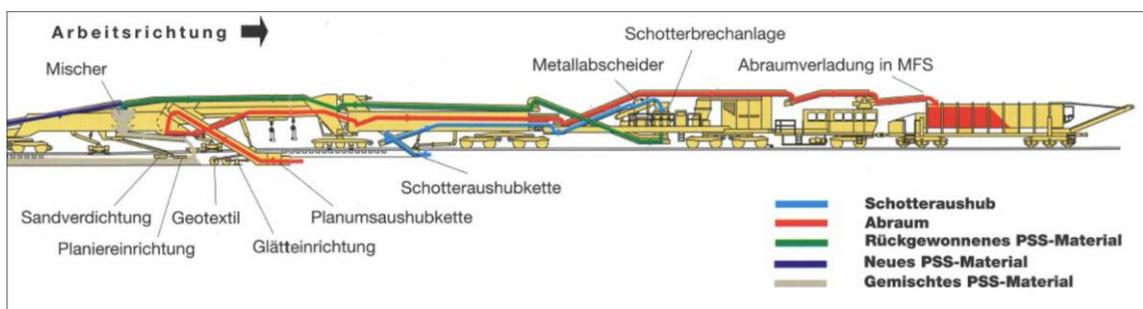


Abb. 14: Untergrundsanie rung mit der AHM 800 (Plasser & Theurer)

Hier wird der Gleisrost wieder automatisch angehoben und eine erste Räumungskette (blau) entfernt die oberen 20 cm des Schotterbetts. Eine zweite Räumungskette (rot) entfernt das restliche Schotterbett und Teile des Unterbodens um ein neues Unterbauplanum herzustellen. Dieses Material wird abgeführt und deponiert. Das ausgebaute Material der ersten Räumungskette wird jedoch gesiebt, gereinigt, gebrochen (grün) und unter Zugabe von Sand und Wasser als Tragschichtmaterial wiederverwertet. Über das Unterbauplanum wird ein Geotextil gelegt, auf welchem das AHM- Tragschichtmaterial aufgebracht und automatisch mit dem richtigen Quergefälle verdichtet wird. Der Gleisrost wird auf der Tragschicht abgelegt, da der Schottereinbau und die Herstellung der richtigen Gleisgeometrie in späteren Arbeitsschritten erfolgt.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Optimierung von Gleisanlagen sowohl wegen der langen Nutzungsdauer und der gleichzeitig langen Reaktionszeit des Gleises, als auch der finanziellen Bedeutung des Fahrwegs der Eisenbahn, für den Infrastrukturbetreiber eine ständige Herausforderung ist. Diese kann nachhaltig nur durch Betrachtung des gesamten Lebenszyklus und der damit verbundenen Prognosefähigkeit der Anlage sichergestellt werden. Diese Prognosen zu ermöglichen stehen demnach im Fokus der Gleisforschung. Messdaten, die in periodischen Abständen durch Messwagenfahrten aufgenommen werden, repräsentieren ein geeignetes Instrument, den aktuellen Gleiszustand zu erfassen und zu bewerten. Auf Basis von Zeitreihen dieser Messdaten kann das langfristige Verhalten abgeleitet werden. Allerdings verhalten

sich verschiedene Streckenabschnitte, vor allem in Bezug auf MP- Fehlstellen, sehr unterschiedlich. Um diese Verhaltensformen, welche auch eine Frage der Gleislagequalität sind, beschreiben zu können, ist es notwendig, sämtliche Rahmenbedingungen zu erforschen und funktionell darzustellen. Vor allem die Einflussfaktoren Untergrund, Unterbau und Wassergehalt und damit die Funktionalität der Entwässerung, sind für dieses Verhalten relevant. Dennoch wurde ihnen bisher noch nicht ausreichend Aufmerksamkeit geschenkt. Die Zustandserfassung des Schotterbetts, der darunter befindlichen Zwischenschicht und des Untergrundes mittels z.B. Georadar, rückte daher in den letzten Jahren zunehmend in den Fokus der verschiedenen Bahninfrastrukturgesellschaften. Mit der Entwicklung der Analysen „Standardabweichung der Spurweite“ zur Darstellung des Kraftschlusses Schiene – Schwelle, sowie der Fraktalanalyse zur Bestimmung von Schotterverschmutzungen sowie Unterbauproblemen, ist es in den vergangenen Jahren gelungen die Prognosen weiter zu schärfen. Bis heute schwer einzuschätzen ist der Einfluss des Wassergehalts im Untergrund bzw. in der Tragschicht auf diese MP- Effekte, die eine wesentliche Schwächung des Gleises darstellen. Diese Effekte sind des Weiteren sehr stark von der Verkehrsbelastung, Bodenart bzw. Tragschicht abhängig und bedarf einer vertiefenden Forschungstätigkeit.

## 2 Forschungsfragen

Wie bereits in Kapitel 1 erwähnt, verursacht MP eine Schädigung des Schotterbetts, die teure Instandhaltungsmaßnahmen nach sich ziehen können und auch zu einer Reduktion der Nutzungsdauer des Gleises als Ganzes führt. Diese negativen Effekte hängen unter anderem von der anstehenden Bodenart ab und werden durch eine nicht optimale Entwässerung des Gleiskörpers ausgelöst bzw. massiv beschleunigt. In vielen Diskussionen zur Optimierung der Nutzungsdauer von Gleisen wurde und wird daher die Bedeutung der Pflege der Entwässerung hervorgehoben. Es ist aber derzeit nicht möglich anzugeben welche Frequenz des Pflegens der Entwässerungssysteme bei welchen Böden angestrebt werden sollte. Um zu einer Optimierung dieser Problematik beizutragen, sollen folgende Forschungsfragen in dieser Arbeit erörtert werden:

- **Einfluss von stehendem Oberflächenwasser als Folge einer nichtfunktionierenden Entwässerung**

Vertiefte Untersuchungen zu dieser Thematik sollen zeigen, welchen Einfluss stehendes Oberflächenwasser im Übergangsbereich des Gleisschotters zum anstehenden, feinkörnigen Untergrund auf die Entstehung solcher MP- Fehlstellen hat. Dazu soll untersucht werden ab welcher Menge, welcher Einwirkungsdauer und unter welchen sonstigen Randbedingungen das stehende Wasser den Einfluss auf diese Problematik verstärkt bzw. diese erst auslöst.

- **Welche Bodenarten sind gefährdet**

Es sollen Untersuchungen durchgeführt werden, welche Bodenarten als besonders kritisch und welche als unkritisch im Hinblick auf die Entwicklung von MP- Fehlstellen einzustufen sind. Vergleicht man MP Effekte mit Verflüssigungseffekten im Zuge von Erdbebenereignissen, wären Böden mit einem Korngrößenspektrum im Bereich des Mittelschluffes bis Mittelsandes als besonders kritisch einzustufen. Dieser These soll in der vorliegenden Forschungsarbeit ebenfalls näher nachgegangen werden.

- **Einfluss von zyklischen/ periodischen Belastungen**

In bisherigen Versuchen zu dieser Thematik aus der Literatur, wurde meist eine konstant andauernde Belastung durchgeführt. In Erweiterung zu den bisherigen Untersuchungen soll geklärt werden ob Belastungspausen zwischen den zyklischen Belastungen (die dem tatsächlichen Schienenverkehr entsprechen) einen maßgebenden Einfluss auf die Pumpeffekte und deren zeitliche Entwicklung haben.

Um die Forschungsfragen zu bearbeiten, gliedert sich die gegenständliche Arbeit in zwei wesentliche Teile. Zum einen besteht diese aus einem Literaturteil, um auf die wesentlichen Grundlagen einzugehen und zum anderen aus einem Versuchsteil, bei dem physikalische Laborversuche durchgeführt werden. Der

Literaturteil besteht aus den *bodendynamischen Grundlagen* im Kapitel 3, um auf das Verhalten und die Eigenschaften von verschiedenen Böden unter dynamischer Belastung einzugehen. Dieses Verständnis ist wichtig, um das Verhalten von verschiedenen Unterböden im Eisenbahnbau zu beschreiben, welche durch Zugüberfahrten dynamisch beansprucht werden. Dieser spezielle Konnex zwischen den bodendynamischen Erkenntnissen und deren Anwendungen auf den Eisenbahnbau, wird im Kapitel 4 *Geotechnische Grundlagen im Eisenbahnbau* hergestellt. Dabei wird speziell auf die Entwicklung von Lasten aus Zugüberfahrten, deren Abtragung in den Untergrund, die Interaktion zwischen Gleisschotter und dem Unterboden und die Gleisschotterverschmutzung eingegangen. Des Weiteren werden im Kapitel 5 *Versuche aus der Literatur zum Thema „Mud-Pumping“* verschiedene Laborversuche vorgestellt, welche sich mit dem Transport von Unterbodenmaterial in den Gleisschotter und der damit verbundenen Gleisschotterverschmutzung beschäftigen. Dieses Kapitel soll eine Überleitung zum zweiten großen Teil dieser Arbeit, nämlich den durchgeführten physikalischen *Versuchen* und deren *Modellbildung* in Kapitel 6 & 7 sein. Mit diesen Versuchen wird auf dynamisch belasteten Gleisschotter und dessen Interaktion mit verschiedenen Versuchsböden, speziell unter welchen Randbedingungen es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Gleisschotterverschmutzung kommt, eingegangen. Die Ergebnisse der Versuchsreihen werden anschließend in Kapitel 8 den Erkenntnissen aus dem Literaturteil gegenübergestellt und in Bezug auf die Fragestellungen der gegenständlichen Arbeit diskutiert.

## 3 Bodendynamische Grundlagen

Der Aufbau und die Ausführungen in diesem Kapitel orientieren sich an den Lehrbüchern „Bodendynamik“ von Studer *et al.*, (2008) und „Geotechnical Earthquake Engineering“ von Kramer, (1996), da diese einen ausgezeichneten Überblick auf die Vielzahl an Studien und Untersuchungen zur Thematik der Bodendynamik geben. Daher beziehen sich alle Aussagen und Erkenntnisse in diesem Kapitel, welche nicht anders gekennzeichnet sind, auf diese beiden Quellen.

In unterschiedlichen Bereichen der Bautechnik trifft man auf bodendynamische Problemstellungen. Die Forschungsschwerpunkte mit dem größten Erkenntnisstand liegen zurzeit im Erdbebeningenieurwesen und in der Bemessung von Gründungen unter Wechsellasten, wie z.B. bei Off- Shore- Plattformen. Darum beziehen sich, die in diesem Kapitel vorgestellten Grundlagen, hauptsächlich auf die beiden genannten Bereiche. Das Bodenverhalten unter zyklischen Belastungen aus Verkehrslasten, speziell im Eisenbahnbau und die daraus abgeleiteten Erkenntnisse für diese Arbeit werden in Kapitel 4.3 näher betrachtet.

Der größte Unterschied bodendynamischer Fragestellungen zur klassischen Bodenmechanik liegt darin, dass die Trägheitskräfte berücksichtigt werden müssen und sich dadurch der Aufwand von zum Beispiel numerischen Berechnungen erheblich vergrößert. Auch die Größe des Einflussbereiches von Lasten und Verformungen ist eine andere als die der klassischen Bodenmechanik, da sich eine dynamische Belastung in Wellen durch den Boden ausbreitet. Grundsätzlich gelten die gleichen Prinzipien wie in der Bodenmechanik, insbesondere das Prinzip der effektiven Spannungen.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

- $\sigma$  totale Spannungen
- $\sigma'$  effektive Spannungen
- $u$  Porenwasserdruck

Unter zyklischen Belastungen können jedoch Phänomene auftreten, welche unter monotoner Belastung keine Rolle spielen. So können sich bei schnellen Belastungen Porenwasserüberdrücke auch in relativ durchlässigen und üblicherweise drainiert verhaltenden Böden bilden. Dies lässt darauf schließen, dass bei dynamischen Problemen zusätzlich zur Durchlässigkeit auch die Belastungsgeschwindigkeit eine Rolle spielt, ob ein Boden sich drainiert oder undrainiert verhält.

### 3.1 Wellenausbreitung

Wie schon erwähnt, breiten sich dynamische Beanspruchungen in Wellenform durch den Boden aus. Es gibt unterschiedliche Wellentypen (Abb. 15), die wichtigsten sind die sogenannten P-Wellen und S-Wellen, sowie die Rayleigh-Wellen und Love-Wellen. Bei den P-Wellen handelt es sich um Kompressionswellen, bei welcher die Partikelbewegung des Bodenmaterials in Richtung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle stattfindet. Sie ist auch die Welle mit der größten Ausbreitungsgeschwindigkeit. Die S-Wellen werden auch Scherwellen genannt, da die Partikelbewegung quer zur Ausbreitungsrichtung der Welle stattfindet. Man kann sie in horizontale (SH) und vertikale (SV) Scherwellen unterteilen. Physikalisch gesehen handelt es sich um dieselben Wellentypen, jedoch unterscheiden sie sich in der Reflexion und Refraktion an z.B. horizontal geschichteten Bodenschichtgrenzen. Rayleigh-Wellen und Love-Wellen sind die wichtigsten Oberflächenwellen aus bauingenieurwissenschaftlicher Sicht. Rayleigh-Wellen entstehen durch die Interaktion von P-Wellen und oberflächlichen SV-Wellen und bestehen aus einer horizontalen und vertikalen Partikelbewegung, ähnlich einer Wasserwelle. Love-Wellen wiederum resultieren rein aus einer horizontalen Bewegung der Bodenpartikel die aus einer Interaktion zwischen SH-Wellen und weichen Oberflächenschichten entstehen (Kramer, 1996).

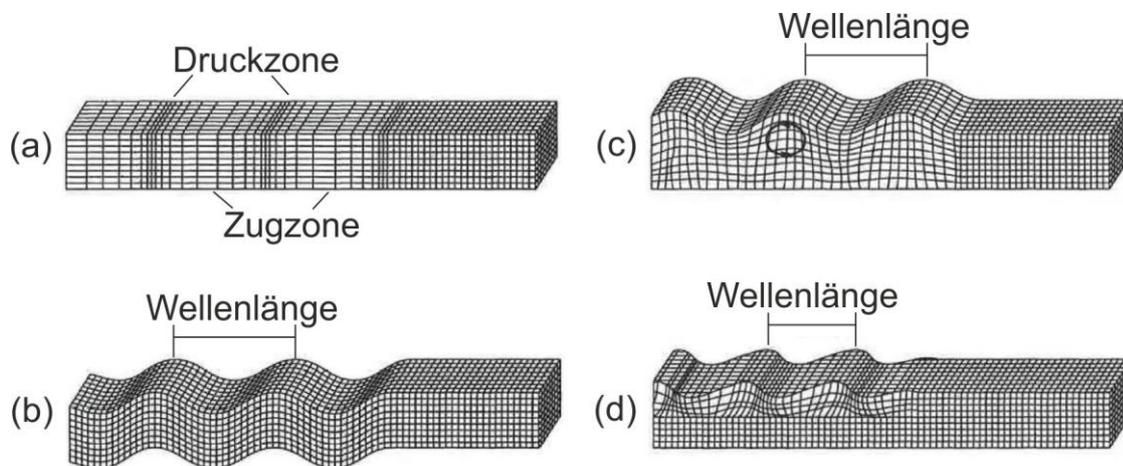
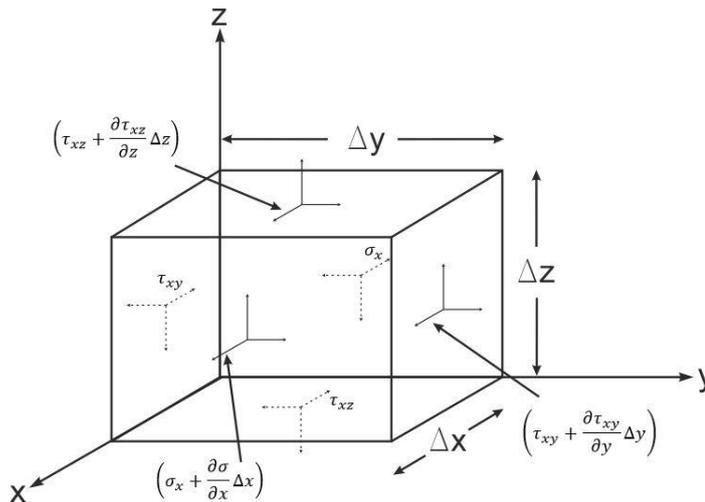


Abb. 15: (a) P-Welle; (b) S-Welle; (c) Rayleigh-Welle; (d) Love-Welle (aus Kramer, 1996)

Verursachen dynamische Beanspruchungen kleine Deformationen, kann man von einem elastischen Materialverhalten des Bodens ausgehen und die Verformung somit mit der Elastizitätstheorie beschreiben. Bei größeren Deformationen kommt es jedoch zu einem stark nichtlinearen Verhalten des Bodens. Berechnungsmodelle, welche dies mit einbeziehen sind noch weitgehend im Entwicklungsstatus und werden in der Praxis daher nur beschränkt angewendet (Studer *et al.*, 2008).

### 3.2 Wellenausbreitung im elastischen Raum

Um die Wellenausbreitung durch ein elastisches Medium zu beschreiben, bedarf es einer Bewegungsgleichung. In diesem Kapitel sollen nur die wichtigsten Schritte erläutert werden, da eine ausführlichere Beschreibung der mathematischen Zusammenhänge einer solchen Gleichung in Fachliteraturen wie z.B. Kramer, (1996) oder Studer *et al.*, (2008) zu finden sind. Die Herleitung erfolgt in folgenden Schritten:



- Summe aller Kräfte
- Anwendung des 2. Newton'schen Gesetzes
- Einführung des Hooke'schen Gesetz
- Bewegungsgleichung ergibt sich aus Kombination der beiden Gesetze

Abb. 16: Spannungen an einem Element im elastischen Medium

Zuerst wird die Summe der Kräfte gebildet, hier am Beispiel in x-Richtung (Abb. 16)

$$\left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \Delta x\right) \Delta y \Delta z - \sigma_x \Delta y \Delta z + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \Delta y\right) \Delta x \Delta z - \tau_{xy} \Delta x \Delta z + \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \Delta z\right) \Delta x \Delta y - \tau_{xz} \Delta x \Delta y. \quad (2)$$

Analog dazu werden die Summen in y- und z-Richtung gebildet. Danach wird das Newton'sche Gesetz in x-Richtung formuliert

$$\left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right) \Delta x \Delta y \Delta z = \rho (\Delta x \Delta y \Delta z) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}. \quad (3)$$

Somit ergibt sich die Bewegungsgleichung für alle drei Richtungen zu

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \end{aligned} \quad (4)$$

wobei hier die Variablen  $u$ ,  $v$  und  $w$  die Verschiebungen in  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Richtung darstellen

Um die rechte Seite von (4) mit Verschiebungen auszudrücken, wird eine Spannungs-Dehnungsbeziehung in Form des verallgemeinerten Hooke'schen Gesetzes eingeführt mit

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \lambda \bar{\varepsilon} + 2G \varepsilon_x & \tau_{xy} &= \tau_{yx} = G \gamma_{xy} \\ \sigma_y &= \lambda \bar{\varepsilon} + 2G \varepsilon_y & \tau_{yz} &= \tau_{zy} = G \gamma_{yz} \\ \sigma_z &= \lambda \bar{\varepsilon} + 2G \varepsilon_z & \tau_{zx} &= \tau_{xz} = G \gamma_{zx} \end{aligned} \quad (5)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (6)$$

und der Lamè- Konstante  $\lambda$  und der volumetrischen Dehnung  $\bar{\varepsilon} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ . Zusätzlich werden folgende Beziehungen zwischen den Verzerrungen bzw. den Rotationen und den Verschiebungen angewendet:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} & 2\bar{\omega}_x &= \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} & 2\bar{\omega}_y &= \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \\ \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} & 2\bar{\omega}_z &= \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \end{aligned} \quad (7)$$

Wobei hier  $\bar{\omega}_x$ ,  $\bar{\omega}_y$  und  $\bar{\omega}_z$  die Rotationen um die  $x$ -,  $y$ -sowie  $z$ - Achse darstellen. Setzt man nun (5) und (7) in die rechte Seite von (4) ein, erhält man

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial \tau^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (8)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial \tau^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (9)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial \tau^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad (10)$$

mit dem Laplace- Operator  $\nabla^2$ , definiert als

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (11)$$

Nun lassen sich für die Bewegungsgleichungen in (8), (9) und (10) zwei Lösungen herleiten, welche zum einen die Ausbreitung der Kompressionswelle und zum anderen die Ausbreitung der Scherwelle beschreiben. Durch Ableitung der Gleichungen nach  $x$ ,  $y$  und  $z$  mit anschließender Addition der drei Komponenten erhält man die Lösung für die Kompressionswelle mit

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad (12)$$

oder

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = v_p^2 \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad (13)$$

Somit entspricht dies der allgemeinen Wellengleichung mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle von

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (14)$$

Leitet man nun (9) nach  $z$  und (10) nach  $y$  ab und eliminiert  $\bar{\varepsilon}$  durch Subtraktion der beiden Gleichungen, erhält man mit der Definition für die Rotation von (7) die zweite Lösung der Bewegungsgleichung zu

$$\frac{\partial^2 \bar{\omega}_x}{\partial t^2} = v_s^2 \nabla^2 \bar{\omega}_x \quad (15)$$

Für  $\bar{\omega}_y$  und  $\bar{\omega}_z$  erhält man analoge Ausdrücke. Die Lösung in (15) beschreibt die Ausbreitung der Scherwelle mit einer Ausbreitungsgeschwindigkeit im elastischen Medium von

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (16)$$

Somit ergeben sich zwei Arten von Wellen in einem unendlichen elastischen Medium. Nämlich, wie schon erwähnt, die sogenannte P-Wellen (Kompressionswellen) und S-Wellen (Scherwellen) mit ihren unterschiedlichen Partikelbewegungen bezogen auf die Ausbreitungsrichtung. Auf die Herleitung der Wellenausbreitung im elastischen (geschichteten) Halbraum und den daraus resultierenden Rayleigh- und Love-Wellen wird in diesem Kapitel nicht näher eingegangen.

Eine gute Beschreibung der Ausbreitung von Wellen in Böden erhält man durch die Betrachtung des Bodens als poröse Festsubstanz mit wasser- oder luftgefüllten

Poren, in denen sich das Fluid frei bewegen kann. Dies wurde u.a. von Biot, (1956) oder Richart *et al.*, (1970) untersucht. Somit ergibt sich die Gleichung zur Ausbreitung einer Scherwelle in porösen, gesättigten und elastischen Materialien zu

$$G \nabla^2 \bar{\omega} = \left( \bar{\rho} + \frac{\rho^* \rho_A}{\rho^* + \rho_A} \right) \frac{\partial^2 \bar{\omega}}{\partial t^2} \quad (17)$$

$\bar{\rho}$  Dichte der elastischen Struktur

$\rho^*$  Dichte der Flüssigkeit

$\rho_A$  Dichte einer fiktiven Masse zur Koppelung zwischen Fluid und Struktur

Mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\bar{\rho} + \frac{\rho^* \rho_A}{\rho^* + \rho_A}}} \quad (18)$$

Dies ist die Wellengeschwindigkeit der Scherwelle durch eine elastische Struktur. Da Flüssigkeiten keine Scherwellen übertragen, besteht die Kopplung aus der Relativbewegung zwischen Festsubstanz und Flüssigkeit, welche in Böden durch eine fiktive Masse mit  $\rho_A$  berücksichtigt wird, und u.a. von der Korngröße und der Durchlässigkeit abhängig ist. Auf die genauere Betrachtung und Bestimmung der einzelnen Größen aus (17) soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden. In Tab. 1 sind Richtwerte zu P- und S-Wellengeschwindigkeiten in verschiedenen Bodenarten angeführt.

Tab. 1: Richtwerte zu Wellengeschwindigkeiten in Boden und Fels ( Schindler & Haerter, 1964)

Bodenart	$v_P$ [m/s]	$v_S$ [m/s]
<b>Lockergesteine</b>		
Deckschichten, locker gelagert, verwittert, nicht gesättigt (Tiefe 3 bis 6m)	200-800	110-480
Schotter (Kiessand), nicht gesättigt	400-800	220-450
Schotter, gesättigt	1300-2000	400-600
verkitteter Schotter	1800-2500	1000-1500
Seebodenlehm, nicht vollständig gesättigt	700-1300	290-540
Seebodenlehm, gesättigt	1300-1800	390-530
Gehängelehm, nicht gesättigt	300-1000	120-400
Moränen	1200-2400	500-1150
Löss	300-600	150-300

Bodenart	$v_p$ [m/s]	$v_s$ [m/s]
<b>Fels</b>		
Molasse- Mergel und Molasse- Sandstein, weich, verwittert	900-1800	520-1050
Mergel, nicht verwittert	1800-3200	1000-1900
Molasse- Sandstein hart	1800-3500	1100-2200
Nagelfluh	1000-4000	600-2500
Schiefer	1800-5000	1100-3100
Kalk	3000-6000	1800-3700
Gneis	3000-5500	1900-3500
Granit	4000-6000	2500-3900

### 3.3 Dynamische Bodenkennwerte

Boden ist im Allgemeinen ein komplexes Material mit einem, außer bei kleinen Deformationen, ausgeprägten nichtlinearen Materialverhalten. Schon bei einfachen monotonen Belastungen kommt es i.A. zu einem nichtlinearen Spannungs- Dehnungsverhältnis in Form von Abb. 17a. Dieses Verhalten hängt von einer Vielzahl von Kennwerten ab, wie z.B. der effektiven mittleren Hauptspannung, der Porenziffer, der Bodenstruktur etc. Bei dynamischer Belastung werden die Verhältnisse komplizierter, da der Boden in der Belastungs- und Entlastungsphase unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen kann (Abb. 17b).

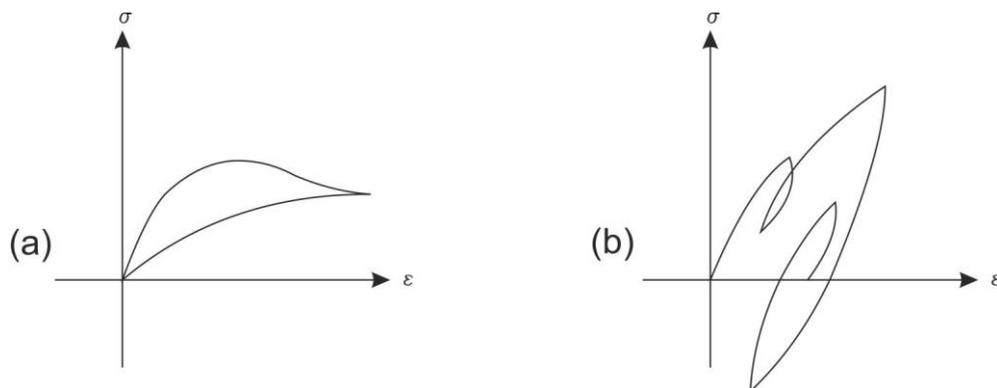


Abb. 17: Schematische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Böden bei (a) monotoner Belastung, (b) zyklischer Belastung (aus Studer *et al.*, 2008)

Des Weiteren hängt die Steifigkeit zusätzlich von weiteren Faktoren ab, wie z.B. der Anzahl der zyklischen Lastwechsel, der Frequenz und der Amplitude der Belastung. Einen Überblick über die wichtigsten Parameter, welche das Verhalten von Böden beeinflussen, sind in Tab. 2 dargestellt.

Tab. 2: Einflussparameter auf das dynamische Verhalten von Böden (Gazetas, 1991)

Parameter der dynamischen Belastung	
effektive mittlere Hauptspannung	$\sigma_m'$
Schubdehnungsamplitude	$\gamma$
Anzahl der Belastungszyklen	N
Belastungsfrequenz	f
Zustandsgrößen und mechanische Parameter des Bodens	
Porenziffer	e
Sättigungsgrad	$S_r$
max. und krit Reibungswinkel	$\varphi_{\max}, \varphi_{\text{krit}}$
Kohäsion	$c'$
undrainierte Scherfestigkeit	$s_u$
Kornverteilung und Kornform	
Permeabilität	k

Wie bei anderen Materialien kann auch bei Böden zwischen Deformationsuntersuchungen und Festigkeitsuntersuchungen unterschieden werden. Um das Deformationsverhalten bei dynamischer Belastung zu beschreiben, ist die Kenntnis der Verformungsmodul (G-Modul, E-Modul) und der Dämpfung, sowie deren Abhängigkeit von der Dehnungsamplitude und der Anzahl der Lastwechsel von großer Bedeutung. Zusätzlich spielen die Akkumulation von Verformungen bei langandauernder Belastung und das Verhältnis der Schwingungsamplitude zur mittleren Hauptspannung eine große Rolle. Hier sind ebenso die unterschiedlichen Arten der Verformung zu berücksichtigen, denn bei einer rein volumetrischen Verformung kann von einer Verdichtung des Bodens und einer damit verbundenen Änderung des Materialverhaltens bei gleichbleibendem Lastniveau zu linear- elastisch ausgegangen werden. Wohingegen eine vorherrschende Scherbeanspruchung Verformungen bis zum Bruchzustand erzeugen kann. Die Ermittlung der Festigkeit von Böden unter dynamischer Belastung erfolgt zum Teil ähnlich wie konventionelle statische Bodenuntersuchungen. Jedoch kommt hier auch der Einfluss der Anzahl der Belastungszyklen, bzw. der Belastungsverlauf und die Generierung von Porenwasserdrücken auf die Scherfestigkeit zum Tragen. In Kapitel 3.4 wird darauf näher eingegangen. Wesentlich für die Berechnung des Verhaltens eines Bodens unter dynamischer Belastung ist auch die Wahl eines geeigneten Bodenmodells. In diesem Kapitel soll ein kurzer Überblick auf das sogenannte *linear äquivalente Modell* gezeigt werden. Weitere Bodenmodelle wie das *zyklisch nichtlineare Modell* und das *konstitutive Modell* sollen an dieser Stelle erwähnt werden, sind jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit. Eine detailliertere

Beschreibung, wie auch eine Übersicht über die Möglichkeiten und Grenzen von verschiedenen Stoffmodellen, ist z.B. in Duncan J.M., (1994), Kramer (1996) nachzulesen.

### 3.3.1 Linear- äquivalentes Modell

Die in diesem Kapitel gezeigten Erkenntnisse und Darstellungen wurden aus Kramer (1994) übernommen und beziehen sich auf die Ergebnisse der Untersuchungen von z.B. Hardin B.O. & Richart F.E., (1963) und Seed & Idriss, (1970). Wird ein Bodenteilchen dynamisch beansprucht, kann es wie in Abb. 18a ersichtlich, zu einer Spannungs-Dehnungskurve in Form einer Hysterese kommen. Diese Hysterese kann zum einen über den aktuellen Spannungs-Dehnungspfad beschrieben werden, oder zum anderen über die generelle Form der Hysterese-Schleife. Die generelle Form der Kurve wird über die Steigung und Breite der Hysterese-Schleife beschrieben.

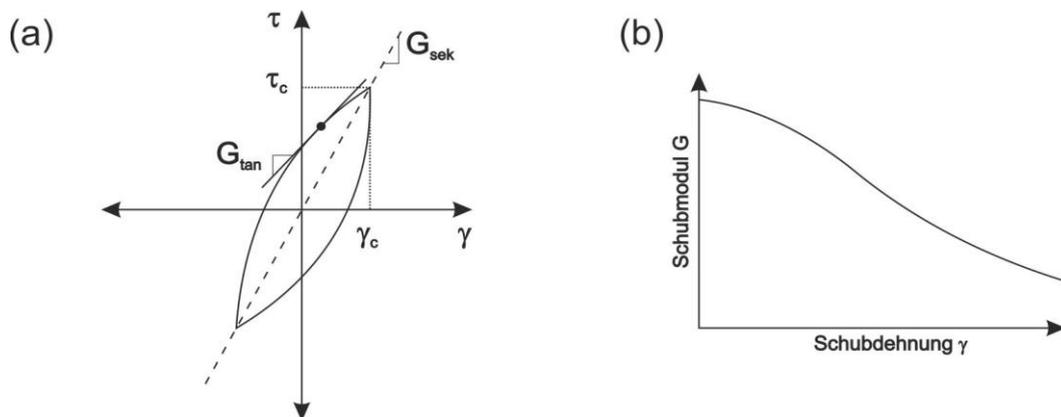


Abb. 18: (a) Schematische Darstellung von  $G_{tan}$  und  $G_{sek}$ , (b) Schematische Darstellung der Abhängigkeit von  $G$  mit  $\gamma$  (nach Kramer, 1996)

Die Steigung ist abhängig von der Steifigkeit des Bodens und kann an jedem Punkt während eines Belastungszyklus über ein Tangenten- Schubmodul  $G_{tan}$  ermittelt werden. Dieser Tangentenmodul ist nicht konstant, sondern ändert sich während eines Belastungszyklus. Um eine genäherte Aussage über die Steigung eines gesamten Zyklus zu treffen, kann ein Sekanten- Schubmodul gebildet werden,

$$G_{sek} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (19)$$

mit der zyklischen Scherdehnung  $\gamma_c$  und der Schubspannung  $\tau_c$ . Die Breite der Hysterese-Kurve steht in Beziehung zu ihrer Fläche, welche ein Maß für die Energiedissipation ist und über den Dämpfungsfaktor

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{Kurve}}{G_{sek} \gamma_c^2} \quad (20)$$

mit der Dissipationsenergie  $W_D$ , der maximalen Dehnungsenergie  $W_S$  und der Hysterese- Kurvenfläche  $A_{Kurve}$  beschrieben werden kann. Die Parameter  $G_{sek}$  und  $\xi$  werden auch als *linear äquivalente* Materialparameter bezeichnet und finden in vielen dynamischen Berechnungsmethoden Anwendung. Hier ist jedoch zu erwähnen, dass die Berechnungsmethoden mit linear- äquivalenten Parametern nur Approximationen des aktuellen, nichtlinearen Verhaltens eines Bodens sind. Es ist nicht möglich, diese Methode bei Problemstellungen mit permanenten Verformungen oder bei Versagen direkt anzuwenden, da diese Methode eine komplette Rückstellung der Verformungen nach jedem Lastzyklus impliziert. Des Weiteren weist ein lineares Materialverhalten keine limitierende Festigkeit auf. Somit kann auch kein Versagen abgebildet werden. Dennoch ist die Annahme einer Linearität für gewisse geotechnische Fragestellungen und Berechnungsmethoden ausreichend.

Laboruntersuchungen haben gezeigt, dass die Steifigkeit von Böden unter dynamischer Belastung von vielen Parametern abhängt. Das Sekanten-Schubmodul  $G_{sek}$  variiert mit der zyklischen Dehnungsamplitude, deren Verhältnis in Abb. 18b ersichtlich ist.  $G_{sek}$  ist bei kleinen Dehnungen groß und wird mit zunehmender Dehnungsamplitude kleiner. Bei sehr kleinen Dehnungen ( $<10^{-4}$  %) hat der Schubmodul sein Maximum und wird mit  $G_{max}$  bezeichnet.  $G_{max}$  kann über die Scherwellengeschwindigkeit  $v_S$  und über die Dichte des Bodenmaterials  $\rho$  bestimmt werden:

$$G_{max} = \rho v_S^2 \quad (21)$$

In der Literatur (z.B Seed & Idriss, 1970; Vucetic, 1994) wird die Beziehung zwischen dem Schubmodul und der Dehnungsamplitude sehr oft als Verhältnis von  $G$  zu  $G_{max}$  dargestellt und als Modul-Reduktionskurve bezeichnet. Im Folgenden soll der Einfluss von verschiedenen Parametern aus Tab. 2 auf die dynamischen Kennwerte von feinkörnigen Böden in Form von solchen Reduktionskurven aus der Literatur gezeigt werden.

In Abb. 19a ist der Einfluss von verschiedenen Tonen und deren Eigenschaften auf die genaue Lage und Abfall des Schubmoduls erkennbar (Anderson, 1974). Abb. 19b zeigt das Schubmodul von gesättigten Tonen im Verhältnis zur undrainierten Scherfestigkeit  $s_u$ . (Seed & Idriss, 1970) Der Einfluss des mittleren Spannungszustandes von kohäsiven und kohäsionslosen Böden ist in Abb. 20 dargestellt. Man erkennt, dass das Schubmodul mit steigendem Spannungsniveau bei gleichbleibender Schubdehnung zunimmt (Ishibashi, 1992). Das Schubmodul von kohäsiven oder kohäsionslosen Böden wurde in früheren Arbeiten meist getrennt voneinander ermittelt. Neueste Untersuchungen zeigen jedoch einen kontinuierlichen Übergang zwischen diesen beiden Bodentypen. Dies ist in Abb. 21b ersichtlich, die Reduktionskurven bei  $I_p = 0$  stark den Reduktionskurven von

Sanden ähneln (Ishibashi & Zhang, 1993). Des Weiteren zeigt Abb. 21a den Einfluss des Wassergehalts  $w$  auf das Schubmodul  $G$ , welches sich bei geringer Erhöhung von  $w$  als unempfindlich zeigt (Xenaki & Athanasopoulos, 2008). In Tab 3 ist noch einmal ein Überblick der verschiedenen Einflussfaktoren auf das Schubmodul dargestellt.

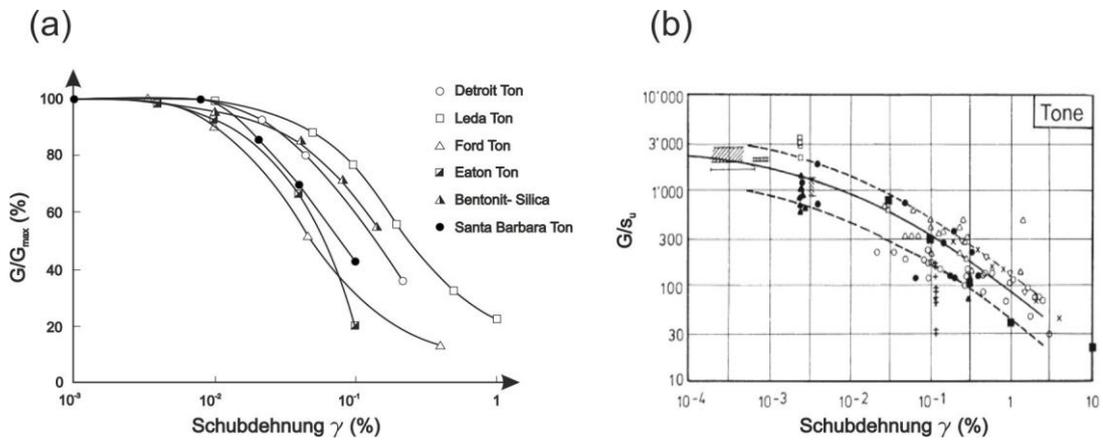


Abb. 19: (a) Schubmodul als Funktion der Schubdehnung (Anderson, 1974), (b) In-situ Schubmodule für gesättigte Tone (Seed & Idriss, 1970)

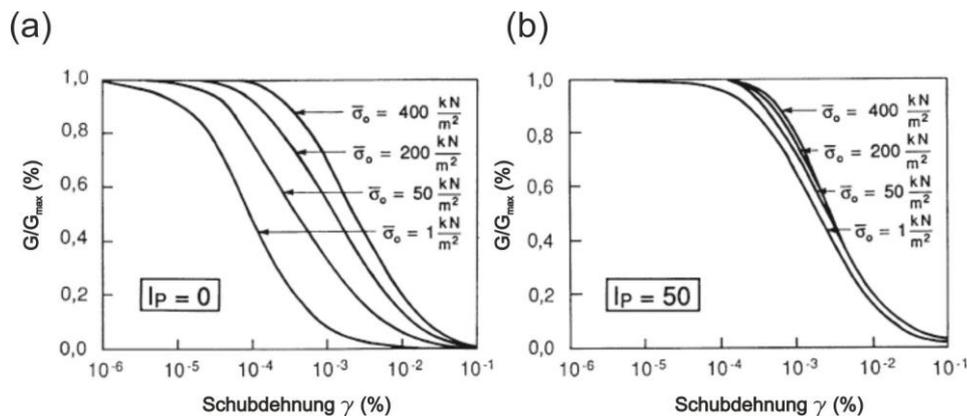


Abb. 20: Einfluss des mittleren Spannungszustandes für einen (a) kohäsionslosen Boden ( $I_p = 0$ ), (b) kohäsiven Boden ( $I_p = 50$ ) (nach Ishibashi, 1992)

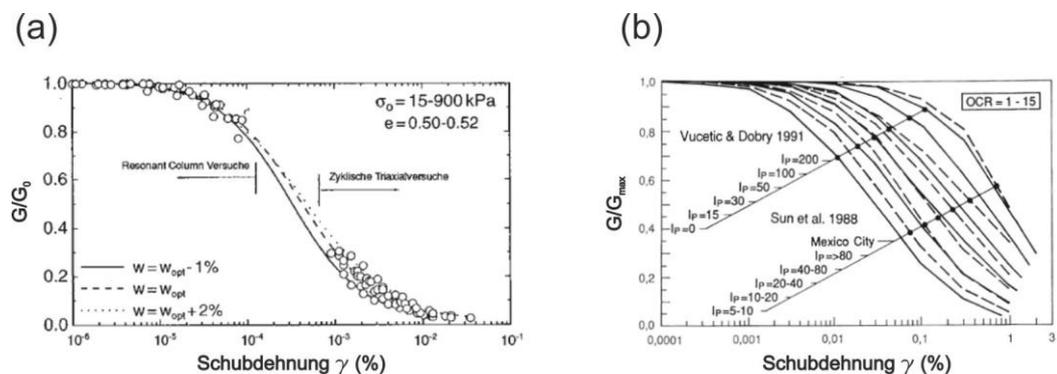


Abb. 21: (a) Einfluss des Wassergehalts auf das Schubmodul (Xenaki & Athanasopoulos, 2008), (b) Schubmodul für unterschiedliche Plastizitätsindizes (Ishibashi & Zhang, 1993)

Tab. 3: Einflussfaktoren auf  $G/G_{\max}$  (nach Kramer, 1996)

Zunahme der Einflussfaktoren	$G/G_{\max}$
effektive mittlere Hauptspannung $\sigma_m'$	steigt mit $\sigma_m'$
Porenziffer $e$	steigt mit $e$
Kohäsion $c$	kann mit $c$ steigen
Überkonsolidierungsgrad OCR	kein Einfluss
Plastizitätsindex $I_p$	steigt mit $I_p$
Zyklische Dehnung $\gamma_c$	verkleinert sich bei wachsendem $\gamma_c$
Anzahl Lastwechsel $N$	Ton: verkleinert sich bei steigendem $N$ und wachsendem $\gamma_c$  Sand: steigt mit $N$ bei drainierten Bedingungen; verkleinert sich mit $N$ bei undrainierten Bedingungen

### 3.4 Festigkeitseigenschaften unter dynamischer Belastung

Die Kenntnis der Festigkeitseigenschaften von Böden sind für das Berechnen und Dimensionieren im geotechnischen Ingenieurwesen von großer Bedeutung. Problemstellungen bei z.B. Hangsicherungen, Gründungen oder Stützmauern sind sehr stark von der Festigkeit von Böden, gegebenenfalls unter Berücksichtigung großer Verformungen beeinflusst. Das Bruchverhalten bei zyklischer dynamischer Belastung, unterscheidet sich meist von dem Verhalten bei monotoner oder statischer Belastung. Es kann durch die hohe Belastungsgeschwindigkeit unter Umständen zu einer Zunahme der Bruchfestigkeit kommen, jedoch kann eine größere Anzahl an Belastungszyklen auch zu einer Art Ermüdungsbruch führen. In diesem Kapitel wird ein kurzer Überblick auf das Verhalten von Böden unter dynamischer Belastung nach den Ausführungen von Kramer, (1996) und Studer *et al.*, (2008) gegeben. Für ausführlichere Informationen sei auf die Arbeiten von z.B. Larew & Leonards, (1962), Seed & Chan, (1966), Roscoe & Burland, (1968), Seed & Idriss, (1970) verwiesen. Die Festigkeit von Böden ist auch immer davon abhängig ob es sich um Belastungen unter drainierten oder undrainierten Bedingungen handelt. Durch die hohen Belastungsgeschwindigkeiten bei Erdbeben oder dynamischen Verkehrslasten kommt es, außer bei sehr durchlässigen Böden wie z.B. Kiesen, meist zu Belastungen unter undrainierten oder teildrainierten Bedingungen. Die Belastungen führen auch zu einer leichten Verdichtung des Bodens und einer damit verbundenen Volumenänderung. Daraus kann ein Anstieg der Porenwasserdrücke resultieren, welche durch die hohen Belastungsgeschwindigkeiten nicht schnell genug abgebaut werden können und die effektiven Spannungen im Boden reduzieren. Dies hat einen signifikanten

Einfluss auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Böden. Bei rolligen, kohäsionslosen Böden kann es auch zu einer kompletten Aufhebung dieser effektiven Spannungen kommen und zu einem totalen Verlust der Scherfestigkeit führen, was als „Bodenverflüssigung“ oder „liquefaction“ bezeichnet wird und in Kapitel 3.4.1 näher beschrieben ist. Kohäsive Böden sind in dieser Beziehung weniger stark gefährdet, da der „kohäsive“ Anteil der Festigkeit auch bei geringen Normalspannungen eine Rest-Festigkeit besitzt und es somit nicht in gleichem Maße und in gleicher Zeit zu einer Bodenverflüssigung kommt. Des Weiteren ist für die Betrachtung der Festigkeitseigenschaften von Böden unter dynamischer Belastung, die Definition eines Versagens von großer Wichtigkeit. Oft wird die Scherfestigkeit eines Bodenelements über die mobilisierte Schubspannung bis zum Erreichen des „Versagens“ beschrieben, jedoch kann dieses Versagen auf verschiedenste Weise definiert werden. Im Ingenieurbereich ist so ein Versagen meist mit großen Deformationen verbunden und eine Frage der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. Darum wird in vielen Laboruntersuchungen aus der Literatur (z.B. Vucetic, 1994; Miller *et al.*, 2000; Mancuso *et al.*, 2002; Kalafat *et al.*, 2003; Suiker *et al.*, 2005), das Versagen eines Bodenelements meist über eine limitierende Dehnung beschrieben.

### 3.4.1 Phänomen Bodenverflüssigung

Die Thematik der Bodenverflüssigung ist eine der wichtigsten Schwerpunkte im geotechnischen Erdbebeningenieurwesen. Dieses Kapitel soll einen kurzen Überblick zur Thematik nach Kramer, (1996) und Studer *et al.*, (2008) zeigen. Für vertiefende Informationen seien auf die fundamentalen Untersuchungen von z.B. Seed & Lee, (1966); Seed, (1976), (1986); Robertson, (1982), (1990), Robertson & Campanella, (1985) verwiesen.

Der Begriff „Bodenverflüssigung“ wurde als erstes u.a. von Mogami & Kubu, (1953) verwendet, um Phänomene von großen Verformungen von kohäsionslosen, gesättigten Böden unter undrainierten Bedingungen zu beschreiben, welche durch monotone, kurzzeitige oder zyklische Belastungen ausgelöst wurden. Die Generierung von Porenwasserüberdrücken unter undrainierten Bedingungen ist ein Merkmal von allen Verflüssigungsphänomenen. Die Tendenz zur Verdichtung von ungesättigten rolligen Böden unter statischer oder zyklischer Belastung ist bekannt. Bei gesättigten Böden hingegen verursacht diese Volumenverkleinerung, wie bereits erwähnt, einen Anstieg der Porenwasserdrücke, welche zu einer Reduktion der effektiven Spannungen führen können und einer damit verbundenen Verringerung der Festigkeit und Steifigkeit des Bodenmaterials. Dieses Phänomen soll anhand eines zyklischen Scherversuchs unter undrainierten Bedingungen (Abb. 22) genauer beschrieben werden. Hierbei ist eine locker gelagerte und gesättigte Sandprobe in einem zyklischen Schergerät eingebaut und durch eine zyklische Scherbeanspruchung  $\tau_h$  belastet. Durch die Scherbelastung (Abb. 22a) und der vertikalen Spannung  $\sigma_v$  möchte sich die Bodenprobe verdichten. Da das

Wasser jedoch nicht entweichen kann (undrainierte Bedingung) kommt es zu keiner Verringerung des Volumens, sondern mit jedem Belastungszyklus zu einem kontinuierlichen Anstieg des Porenwasserdrucks  $u$  (Abb. 22c). Dieser Anstieg des Porenwasserdrucks verringert gleichzeitig die Korn-zu-Korn-Spannungen (effektive Spannungen) der Bodenfeststoffe. Solange ein gewisser Korn-zu-Korn-Kontakt vorhanden ist, halten sich die Verformungen in Grenzen ( $\gamma < 1\%$ ). Bei Erreichen eines Porenwasserüberdrucks gleich dem Überlagerungsdruck, verlieren jedoch die einzelnen Bodenfeststoffe ihren Korn-zu-Korn-Kontakt. Die effektiven Spannungen werden zu 0 und der Boden verliert seine Scherfestigkeit, da er sich (kurzzeitig) wie eine Flüssigkeit verhält. Dies führt zu großen Deformationen wie in Abb. 22b ersichtlich ist.

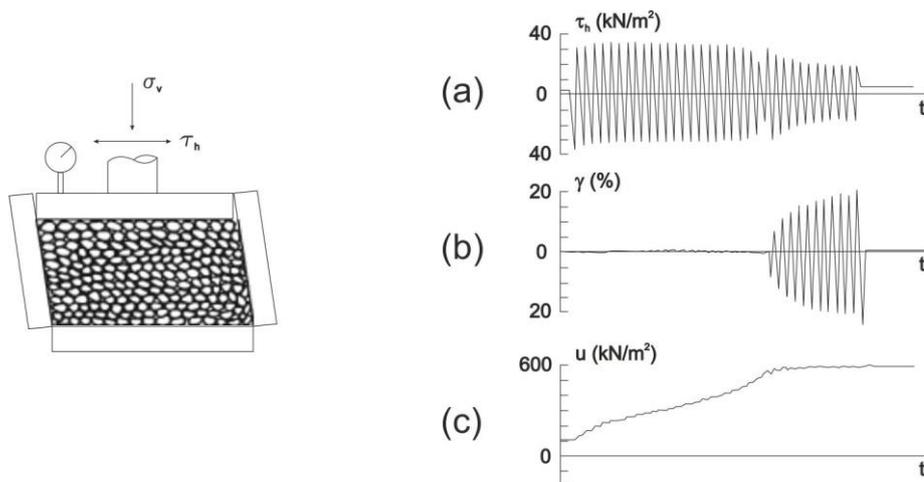


Abb. 22: Schematische Darstellung eines zyklischen Scherversuchs mit locker gelagertem Sand (a) zyklische Schubspannung (b) Schubdehnung (c) Porenwasserdruck über die Zeit (aus Studer *et al.*, 2008)

Die Ergebnisse in Abb. 22 sind charakteristisch für das kontraktante (volumenverkleinernde) Verhalten von locker gelagerten Sanden. Bei zyklischer Belastung von dicht gelagerten Sanden kann es auch zu einem Porenwasserdruckanstieg bis zum Überlagerungsdruck kommen, jedoch können sich hier durch das dilatante (volumenvergrößernde) Verhalten bei Verformung, die Porenwasserdrücke wieder abbauen (Robertson & Fear, 1997). Dadurch erhöhen sich die effektiven Spannungen im Boden, was wiederum eine Zunahme der Festigkeit und Steifigkeit zur Folge hat. Eine „Verflüssigung“ mit praktisch unbegrenzten Verformungen, ist bei dicht gelagerten Sanden somit nicht möglich. Trotzdem kann es zu einem plötzlichen Versagen durch große Deformationen kommen. Der Begriff der „Verflüssigung“ von Böden, wurde vor allem in der älteren Literatur (vgl. mit Mogami & Kubu, 1953, Seed & Idriss, 1971 Seed, 1979) für verschiedenste Phänomene, sehr unterschiedlich verwendet. Aus geotechnischer Sicht ist nach Rauch, (1997) zwischen einer *Verflüssigung* (flow liquefaction) und *zyklischer Mobilität* (cyclic mobility) zu unterscheiden. Danach handelt es sich bei der Verflüssigung um das vorher beschriebene Verhalten von locker gelagerten Sanden, bei dem der Boden durch die hohen Porenwasserdrücke seine Scherfestigkeit verliert und sich dadurch kurzzeitig wie eine Flüssigkeit

verhält. Bei dem von Seed, (1979) und Robertson & Fear, (1997) verwendeten Begriff der zyklischen Mobilität hingegen, wird das Verhalten von dicht gelagerten Sanden und von feinkörnigen Böden mit einer Plastizitätszahl zwischen 12 und 20 (Seed *et al.*, 2003) beschrieben. Hier bleibt die mobilisierte Scherfestigkeit stets höher als die statische Scherbeanspruchung. Die Verformungen nehmen schrittweise durch die Kombination aus dynamischer und statischer Scherbelastungen zu. Wie bereits erwähnt, sind die Verformungen durch zyklische Mobilität meist nicht so ausgeprägt wie bei einer Verflüssigung (flow liquefaction), trotzdem können diese große Schäden an Bauwerken und Infrastrukturen verursachen (Kramer, 1996).

### 3.4.2 Kohäsionslose Böden

Wie schon in Kapitel 3.4 beschrieben, hängt das Bruchverhalten von kohäsionslosen granularen Böden sehr stark davon ab, ob sich Porenwasserüberdrücke aufbauen können und sich durch die Scherbelastung ein kontraktantes oder dilatantes Verhalten einstellt (Kramer, 1996). Abb. 23 zeigt die schematische Darstellung von Spannungspfaden für das undrainierte Verhalten eines konsolidierten und (a) locker- und (b) dichtgelagerten Sandes unter zyklischer Belastung, in einem  $p'$ - $q$  Diagramm, wie sie in der Literatur zu finden sind (aus Studer *et al.*, 2008)

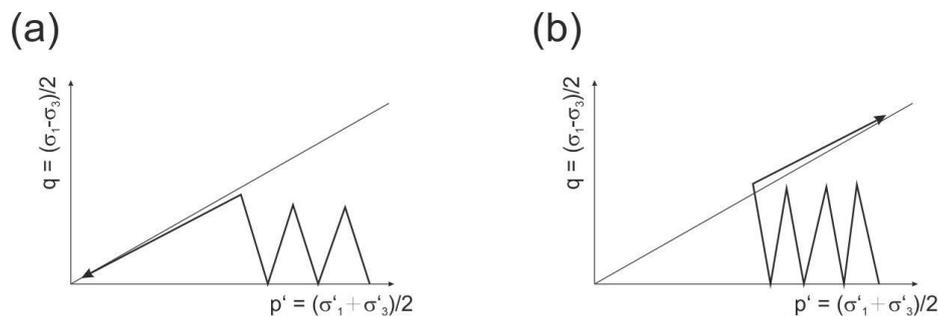


Abb. 23: Schematische Darstellung von Spannungspfaden im  $p'$ - $q$  Diagramm von (a) lockergelagerten und (b) dichtgelagerten Sanden unter zyklischer Belastung (nach Studer *et al.*, 2008)

Hier können sich bei locker gelagerten Sanden sehr rasch Porenwasserdrücke aufbauen und durch die Reduzierung der effektiven Spannungen zu einer Verflüssigung führen. Auch bei dichtgelagerten Sanden können sich Porenwasserdrücke bilden, welche jedoch durch die Vergrößerung der Porenräume, aufgrund der dilatanten Verformung, wieder abgebaut werden. Dadurch erreicht die Probe praktisch die gleiche Scherfestigkeit wie unter einer statischen Belastung. Betrachtet man das Festigkeitsverhalten von gesättigten granularen Böden näher (Abb. 24), stellt man fest, dass mit wachsender zyklischer Deviatorspannung  $\sigma_{dp}$  weniger Belastungszyklen  $N$  benötigt werden um eine Schubdehnung  $\gamma$  von 5 % zu erreichen. Obwohl es von vielen einzelnen Parametern abhängt, wird generell davon ausgegangen, dass zyklische Dehnungsamplituden von  $< 10^{-4}$  % nicht ausreichen, um einen kritischen Anstieg

des Porenwasserdrucks zu generieren. Dies soll nur als Anhaltswert betrachtet werden, jedoch ist dies für eine Vielzahl von Böden eine konservative Annahme (Studer *et al.*, 2008).

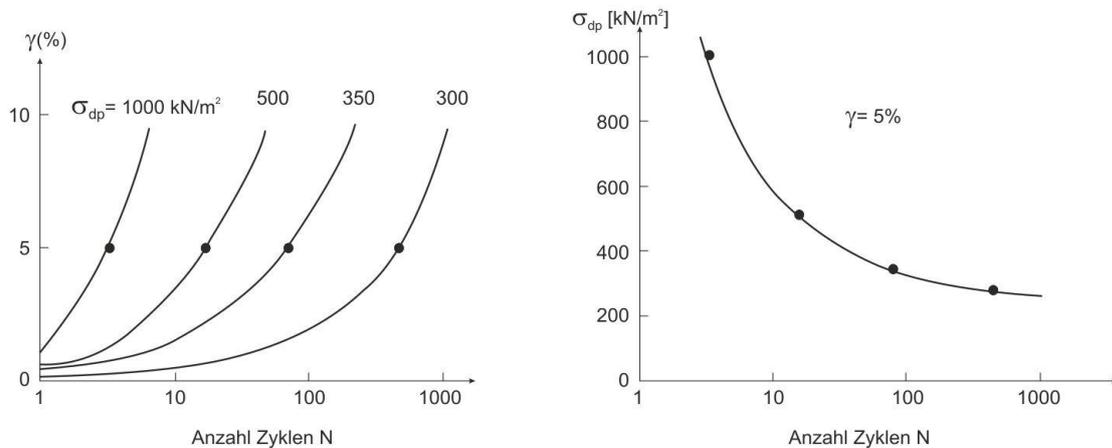


Abb. 24: Einfluss der zyklischen Deviatorspannung auf das Festigkeitsverhalten von Sand (Studer *et al.*, 2008)

Im Folgenden soll ein Überblick der Einflussfaktoren auf das Verflüssigungspotential von kohäsionslosen Böden gegeben werden.

- **Lagerungsdichte**

Wie bereits mehrfach erwähnt, spielt die Lagerungsdichte und das daraus resultierende kontraktante oder dilatante Verhalten unter Belastung, eine große Rolle für die Verflüssigungseigenschaften von grobkörnigen Böden. Abb. 25 zeigt, dass bereits eine kleine Verringerung der relativen Dichte  $D_r$  ausreicht um das Verflüssigungsverhalten signifikant zu beeinflussen.

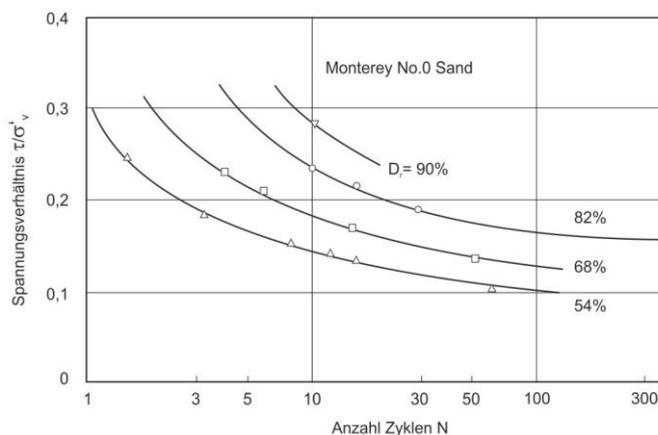


Abb. 25: Einfluss der relativen Dichte  $D_r$  auf das Verflüssigungsverhalten von Sand (Seed *et al.*, 1975)

- **Korngrößenverteilung**

Aufgrund ihres Einflusses auf die Durchlässigkeit und das Dilatanzverhalten, ist die Korngrößenverteilung ein maßgeblicher Faktor für das Verflüssigungspotenzial. Bei grobkörnigen Böden mit Korndurchmessern zum

Beispiel im Kiesbereich, wird der erzeugte Porenwasserdruck durch die große Durchlässigkeit sofort wieder abgebaut und damit eine Verflüssigung verhindert. Laut vielen Untersuchungen aus der Literatur (z.B. Lee & Fitton, 1969; Seed & Idriss, 1970; Finn, 1972; Boulanger & Idriss, 2006) neigen eher ungleichförmige Böden mit Kornfraktionen im Sand- und Schluffbereich zum Verflüssigen (siehe Abb. 26).

- **kritische Spannungsverhältnis  $\tau_h/\sigma_v'$**

Dieses kritische Spannungsverhältnis, in der Literatur (z.B. Seed & Idriss, 1971; Ronald & Kenneth, 2000; Miller *et al.*, 2000) auch oft als CSR (Cyclic Stress Ratio) bezeichnet, charakterisiert den Einfluss des Überlagerungsdrucks  $\sigma_v'$  und der zyklischen Schubspannung  $\tau_h$  auf die Verflüssigungseigenschaften von Böden. Dieses Spannungsverhältnis kann bei Untersuchungen im Triaxialversuch auch mit dem Verhältnis  $\sigma_{dp}/\sigma'_{3c}$  ausgedrückt werden. Hierbei ist  $\sigma_{dp}$  die zyklische Deviatorspannung und  $\sigma'_{3c}$  der anfängliche effektive Seitendruck mit dem die Probe isotrop konsolidiert wurde. Abb. 27 zeigt den Einfluss von  $\sigma'_{3c}$  auf die benötigte Anzahl an Zyklen für das Erreichen eines Porenwasserdruckverhältnisses  $r_u = u/\sigma'_{3c} = 1$  bezogen auf die zyklische Deviatorspannung. Es ist ersichtlich, dass mit steigendem Seitendruck  $\sigma'_{3c}$  eine höhere zyklische Scherspannung benötigt wird um eine Verflüssigung zu erreichen (Trommer, 1977).

Weitere Einflussfaktoren für das Verflüssigungsverhalten aus der Literatur (nach Studer *et al.*, 2008), auf welche in dieser Arbeit jedoch nicht näher eingegangen werden soll sind:

- Kornbeschaffenheit
- Bodenstruktur
- Alter des Bodens
- Konsolidationsverhältnis

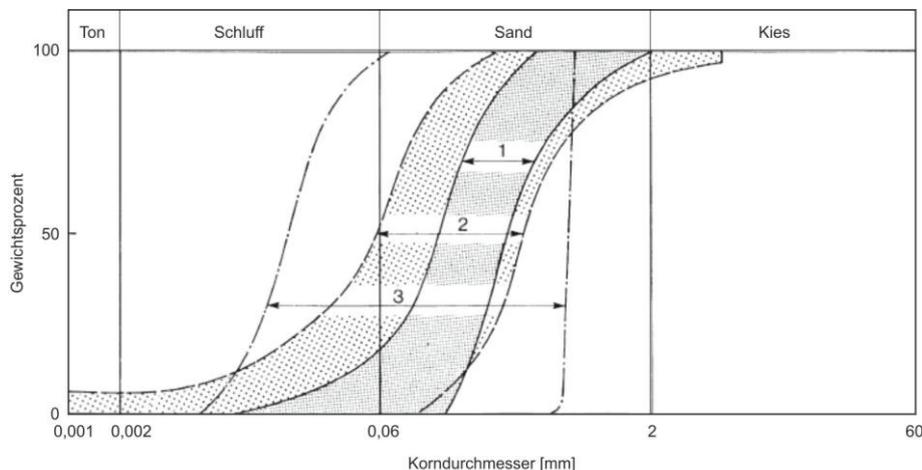


Abb. 26: Einfluss der Korngrößenverteilung: (1) Niigata Sand (2) Bandbreite von 19 verflüssigten Sanden aus Japan (3) Laborversuche Lee & Focht (Finn, 1972)

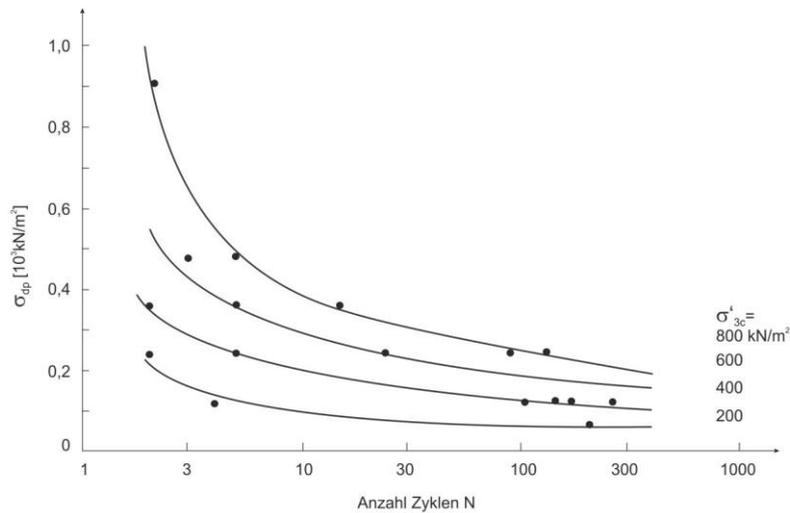


Abb. 27: Ergebnisse eines dynamischen Triaxialversuchs von isotrop konsolidierten Filtermaterialien (Trommer, 1977)

### 3.4.3 Kohäsive Böden

Das Verhalten von kohäsiven Böden (z.B. Tonen) unter zyklischer Belastung, unterscheidet sich meist vom Verhalten granularer sandiger Böden (z.B. Larew & Leonards, 1962; Roscoe & Burland, 1968; Sakai *et al.*, 2003). Zwar kann auch ein Ton unter zyklischer Belastung Porenwasserüberdrücke erzeugen, jedoch muss hier zwischen dem Kurzzeit- und dem Langzeitverhalten unterschieden werden. Beim Kurzzeitverhalten wird der Boden als undrainiert betrachtet, da es durch die geringe Durchlässigkeit noch zu keiner bedeutenden Drainage gekommen ist. Dieses undrainierte Verhalten ist in Abb. 28 ersichtlich und zeigt das Ergebnis eines zyklischen einfachen Scherversuchs an einem sogenannten Drammen- Ton (Andersen *et al.*, 1976). Hier ist eine Zunahme der Schubdehnung mit steigender Anzahl der Belastungszyklen erkennbar, was einer Reduktion des G-Moduls entspricht.

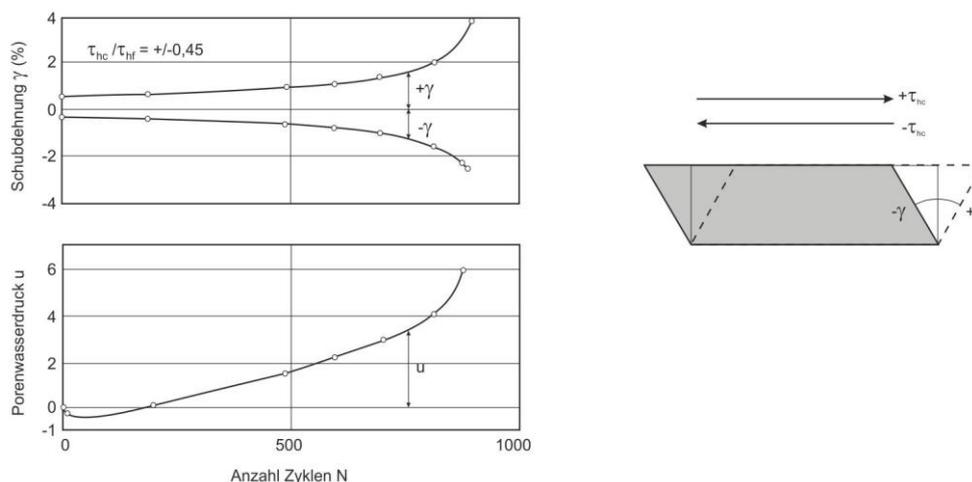


Abb. 28: Darstellung eines zyklischen einfachen Scherversuchs an einem Drammen-Ton mit einem OCR= 4 (Andersen *et al.*, 1976)

Es ist ersichtlich, dass die Schubdehnung in den ersten Zyklen gering zunimmt und erst ab einer gewissen Zyklenzahl (hier ca. 500) die Deformationen rasch größer werden. Die Anzahl an Zyklen, welche benötigt wird um den Bruchzustand zu erreichen, hängt von der Größe der Schubspannung ab und dem kritischen Spannungsverhältnis  $\tau_{hc}/\tau_{hf}$ . Hierbei handelt es sich bei  $\tau_{hc}$  um die zyklische Schubspannung und bei  $\tau_{hf}$  um die statische Bruchschubspannung. Unter diesem kritischen Spannungsverhältnis hat die zyklische Belastung keinen Einfluss und es kommt auch beim Erreichen von 100% Porenwasserdruck zu keinem Versagen der Bodenprobe, da diese Böden auch eine undrainierte Scherfestigkeit ( $c_u$  bzw.  $s_u$ ) aufweisen. Bei dem Beispiel in Abb. 28 beträgt das kritische Schubspannungsverhältnis  $\pm 0,3$  bei einem Überkonsolidierungsgrad (OCR) von 4. Beim Langzeitverhalten wird das Verhalten der Bodenprobe betrachtet, nachdem sich die Porenwasserdrücke über die Zeit wieder abgebaut haben. Dabei konnte in Untersuchungen gezeigt werden (z.B. von Andersen *et al.*, 1976), dass bei normalkonsolidierten Böden eine geringe Erhöhung der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften stattgefunden hat nachdem sich die Porenwasserdrücke wieder abgebaut haben. Was sich mit einer gewissen Verdichtung der Bodenprobe erklären lässt. Bei überkonsolidierten Böden hingegen konnte von Andersen *et al.*, (1976) ein negativer Einfluss auf das Langzeitverhalten beobachtet werden, da es durch die zyklische Belastung zu einer Auflockerung gekommen ist und dadurch die positiven Effekte der Vorbelastung aufgehoben werden.

Ein weiterer wichtiger Faktor zur Bestimmung des Verflüssigungsverhaltens von feinkörnigen Böden, ist die Plastizitätszahl  $I_P$ . Viele Forscher in vergangenen Arbeiten, beschäftigten sich mit dem Einfluss des Feinanteils auf die Plastizität und damit auf das Verhalten unter zyklischer Belastung (z.B. Polito & Martin, 2001; Chu *et al.*, 2006; Bray *et al.*, 2004). Die Ergebnisse dieser Arbeiten sind in nachstehender Tabelle angeführt.

Tab. 4: Verflüssigungsanfälligkeit von feinkörnigen Böden (Polito & Martin, 2001)

Fließgrenze $w_L$	Plastizitätszahl $I_P$	
$< 25$	$< 7$	Verflüssigungsgefährdet
$25 < w_L < 35$	$7 < I_P < 10$	eventuell Verflüssigungsgefährdet
$35 < w_L < 50$	$10 < I_P < 15$	Gefährdet für zyklische Mobilität

Ein weiteres Kriterium für das Verflüssigungspotential von feinkörnigen Böden liefern Bray *et al.*, (2004) durch die Betrachtung des Verhältnisses zwischen dem natürlichen Wassergehalt  $w_c$  bezogen auf die Plastizitätszahl  $I_P = w_L - w_P$ , mit der Fließgrenze  $w_L$  und der Ausrollgrenze  $w_P$  (Abb. 29a). Boulanger & Idriss, (2006) teilen des Weiteren feinkörnige Böden, vor allem Schluffe, in ein sogenanntes

toniges Verhalten (clay-like behaviour) und ein sandiges Verhalten (sand-like behaviour) ein. Dabei bezieht sich diese Bezeichnung auf das Verhalten unter zyklischer Belastung und den Verlauf der effektiven Spannungen. Können diese zu 0 werden, spricht man vom sandigen Verhalten. Werden diese nur reduziert ohne zu „Null“ zu werden, sprechen Boulanger & Idriss, (2006) vom tonigen Verhalten. Eine Unterteilung erfolgt auch hier über die Atterberg- Grenzen, wie der Fließgrenze und der Plastizitätszahl (Abb. 29b).

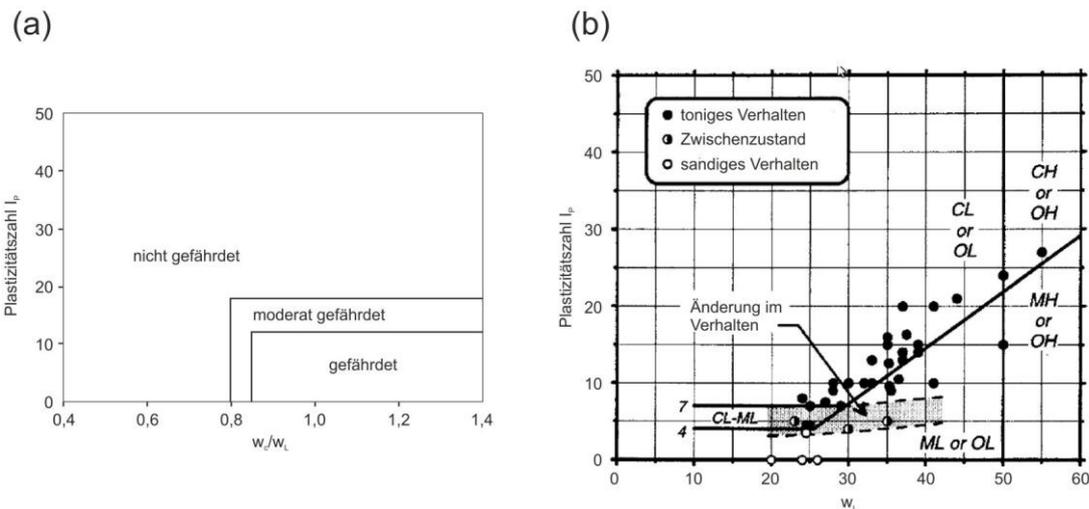


Abb. 29: (a) Kriterium für das Verflüssigungspotential nach Bray & Sancio (2004); (b) Kriterium für toniges und sandiges Verhalten nach Boulanger & Idriss (2006)

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das Verhalten von Böden unter dynamischer Belastung von vielen Parametern abhängt und mehrere Verformungsentwicklungen, wie der Verdichtung bis zur Verflüssigung, annehmen kann. Ein grafischer Überblick soll in Abb. 30 gezeigt werden.

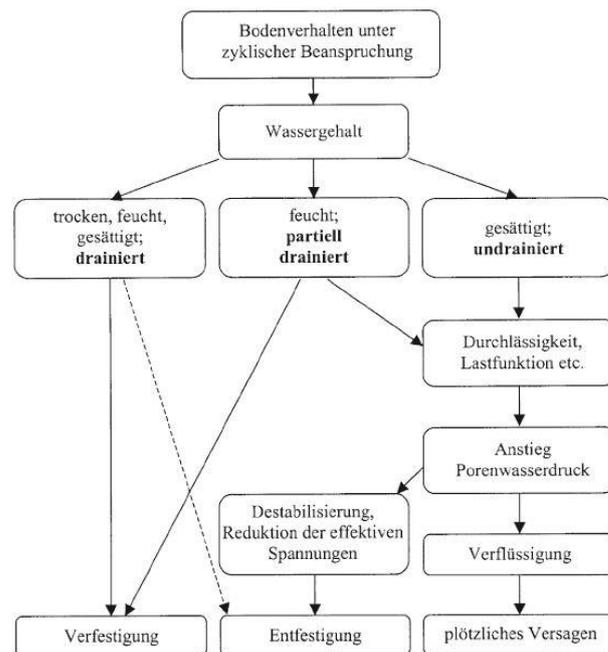


Abb. 30: Prinzipielle Darstellung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Böden unter dynamischer Belastung (Studer *et al.*, 2008)

### 3.5 Laborversuche

Labortests werden für gewöhnlich an kleinen Bodenproben durchgeführt, welche für größere Bodenkörper als repräsentativ erachtet werden. Die Bodenproben können als *Elemente* betrachtet werden, wenn sie unter bestimmten initiellen Spannungszuständen und kontrollierten Änderungen der Spannung oder Dehnungen getestet werden. Daraus lassen sich bestimmte Bodenparameter direkt bestimmen. Andere Laboruntersuchungen testen die Bodenproben als *Modelle*, deren Ergebnisse in Betrachtung von verschiedenen Randbedingungen interpretiert werden müssen. Die Aussagekraft von im Labor ermittelten Resultaten hängt nicht nur von der Qualität der Bodenprobe ab, sondern auch ob mit dem gewählten Versuchsprogramm die geeigneten Rand- und Lastbedingungen simuliert werden können (Kramer, 1996).

#### 3.5.1 Resonant-Column-Test

Der Resonant-Column-Test (RC-Test) ist mittlerweile ein Standard- Laborversuch zur Bestimmung von Deformationsmodulen und der Dämpfung, unter sehr kleinen Verformungen. Es gibt unterschiedliche Ausführungen der RC- Testgeräte, welche sich in Form von Erregersystemen oder anderen Randbedingungen unterscheiden können ( Al-Sanad & Aggour, 1984; Tawfiq *et al.*, 1988; EPRI, 1993). Hier soll die Auswertung der Parameter, am Beispiel eines an der ETH- Zürich entwickelten RC-Gerätes für große Bodenproben, gezeigt werden (Studer *et al.*, 2008). Dabei wird eine Bodenprobe, wie in Abb. 31 dargestellt, eingebaut und harmonisch angeregt, wodurch sich Kompressions- und Scherwellen durch die Bodenprobe ausbreiten. Je nach Art der Anregung am Probenfuß, kann die Probe in Torsions- oder Longitudinalschwingung versetzt werden. Am Kopf der Probe befindet sich ein Beschleunigungsaufnehmer, mit welchem die ankommende Beschleunigungsamplitude gemessen werden kann.

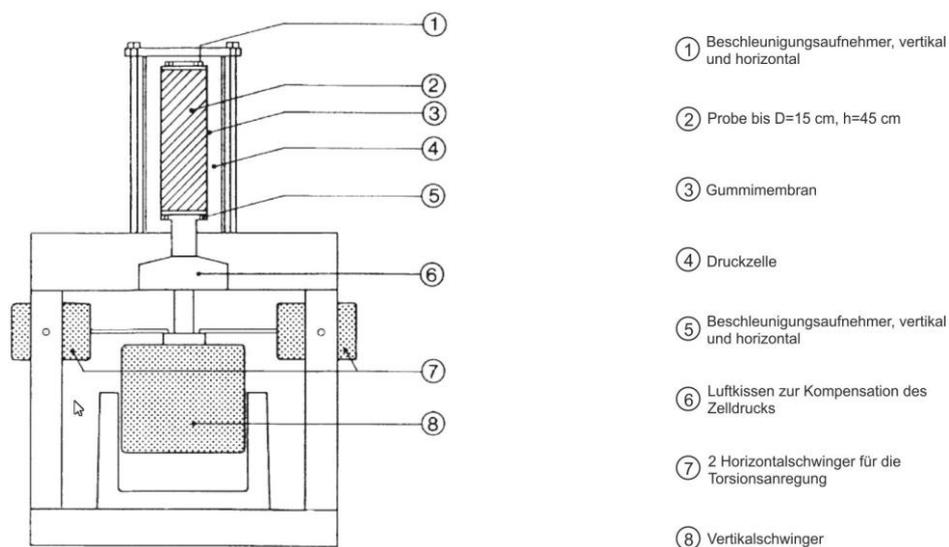


Abb. 31: Schematische Darstellung des RC- Gerätes (IGT ETH Zürich aus Studer *et al.*, 2008)

Während dem Test wird die Erregerfrequenz kontinuierlich variiert. Durch das Verhältnis zwischen der Erregerfrequenz (Probenfuß) und der gemessenen Beschleunigung am Probenkopf, kann eine Resonanzkurve aufgezeichnet werden. Aus dieser Resonanzkurve können die Eigenfrequenzen und die Wellengeschwindigkeit der Probe ermittelt werden, wodurch das Kompressionsmodul und das Schubmodul bestimmt werden kann mit

$$E = v_L^2 \rho = 16 f_L^2 l^2 \rho \quad (22)$$

$$G = v_S^2 \rho = 16 f_T^2 l^2 \rho \quad (23)$$

$f_L$  Grundfrequenz der Longitudinalschwingung

$f_T$  Grundfrequenz der Torsionsschwingung

$l$  Probenlänge

$\rho$  Dichte der Probe.

### 3.5.2 Zyklischer Scherversuch

Der zyklische Scherversuch wurde aus dem einfachen Scherversuch entwickelt, um das Verflüssigungsverhalten von verschiedenen Böden zu untersuchen. Er bildet die dynamische Belastung auf ein Bodenelement (Abb. 32a) während eines Erdbebens besser ab als z.B. im zyklische Triaxialversuch, da bei dieser Modellvorstellung das Bodenelement von vertikal wandernden Scherwellen beansprucht wird (Studer *et al.*, 2008). Beim zyklischen Scherversuch wird eine zylindrische Bodenprobe in einem Behälter mit starren Seitenwänden eingebaut, welcher sich rhomboidartig verformen lässt. Durch eine zyklische horizontale Bewegung der Kopf- oder Fußplatte, wird die gewünschte Schubspannung in der Probe erzeugt (Abb. 32b). Nach Kramer, (1996) gibt es verschiedene Bauarten von zyklischen Schergeräten, welche sich hauptsächlich in der Bauform der Seitenwände unterscheiden. Diese können z.B. mit steifen Randplatten (Cambridge- Typ), einer mit Drähten verstärkten Gummimembran (NGI- Typ) oder mit gestapelten Ringen (SGI- Typ) ausgeführt sein. Durch eine vertikale Kraft auf den Probendeckel wird eine Normalspannung auf die Bodenprobe erzeugt. Die Schwierigkeiten beim zyklischen Scherversuch liegen in der Wahl von geeigneten Randbedingungen und in der Interpretation der Versuchsergebnisse. Besonders bei großen Verformungen ist die Normal- und Schubspannung an den Rändern der Bodenprobe sehr ungleichmäßig verteilt, wodurch der Bruchzustand früher erreicht werden kann als bei gleichmäßig verteilten Spannungen (Kramer, 1996).

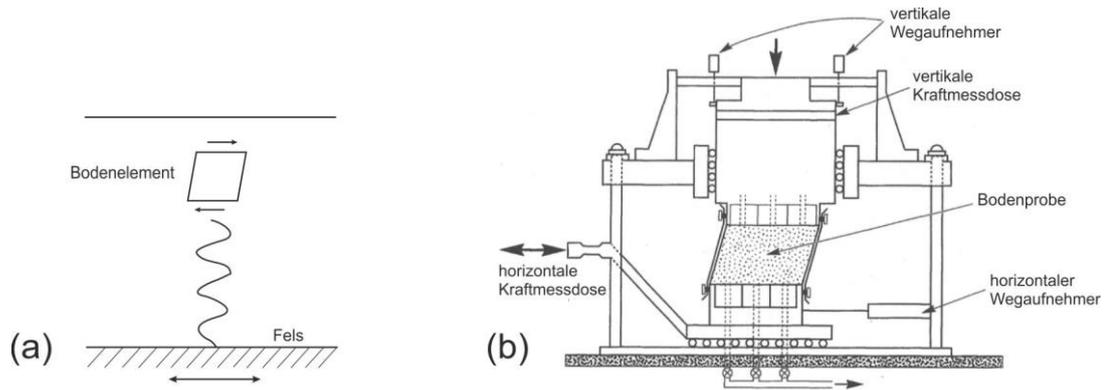


Abb. 32: (a) dynamische Belastung auf ein Bodenelement durch vertikale verlaufende Scherwellen (b) Zyklisches Schergerät (NGI- Typ nach Airey & Wood, 1987)

### 3.5.3 Zyklischer Triaxialversuch

Der Triaxialversuch ist einer der am häufigsten verwendeten Versuche, um bestimmte mechanische Eigenschaften von Böden zu ermitteln. Dazu wird eine zylindrische Bodenprobe in einer sogenannten Triaxzelle zwischen zwei Lastplatten eingebaut und mit einer dünnen Gummimembran überzogen (Abb. 33). Die Zelle wird mit einem Medium befüllt und über die Steuerung des Zelldruckes erfolgt die Aufbringung einer radialen Spannung auf die Bodenprobe. Die axiale Spannung auf die Bodenprobe wird über die vertikale Steuerung der Lastplatte aufgebracht. Aufgrund dieser Randbedingungen sind die Hauptspannungen in der Bodenprobe immer vertikal und horizontal. Zusätzlich werden die Verformung der Bodenprobe und der Porendruck gemessen. Die Differenz zwischen der axialen Spannung  $\sigma_1$  und der radialen Spannung  $\sigma_3$  wird als Deviatorspannung  $\sigma_d$  bezeichnet. Bei zyklischen Triaxialversuchen wird die Deviatorspannung zyklisch auf die Bodenprobe aufgebracht und kann entweder kraft- oder weggesteuert erfolgen. Dabei wird z.B. die radiale Spannung konstant gehalten und die axiale Belastung mit einer bestimmten Frequenz erhöht und reduziert. Trägt man nun während des Versuchs die axiale Spannung und Dehnung in Form einer Hystereseschleife auf, kann man die linear äquivalente Deformationskennwerte bestimmen mit:

$$E = \frac{\Delta\sigma'_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad (24)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (25)$$

$$\gamma = \varepsilon_1(1 + \nu) \quad (26)$$

$\Delta\sigma'_1$	effektive Axialspannung
$\Delta\varepsilon_1$	axiale Dehnung
$\nu$	Poissonzahl
$\gamma$	Schubdehnung.

Wie beim statischen Triaxialversuch gibt es auch beim zyklischen Triaxialversuch verschiedene Möglichkeiten der Versuchsdurchführung. Die Versuche können z.B.: isotrop-, anisotrop- oder unkonsolidiert, wie auch drainiert oder undrainiert durchgeführt werden (Bishop & Bjerrum, 1960). Je nach Randbedingung ändern sich die Ergebnisse der zu untersuchenden Bodenprobe. Es ist daher auch bei diesem Test von großer Wichtigkeit die richtige Auswahl an Versuchsparametern, in Bezug auf die geotechnische Fragestellung, zu treffen, um daraus geeignete Antworten abzuleiten (Kramer, 1996; Studer *et al.*, 2008). Auf die Unterschiede, sowie Vor- und Nachteile der verschiedenen Versuchsparameter soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden.

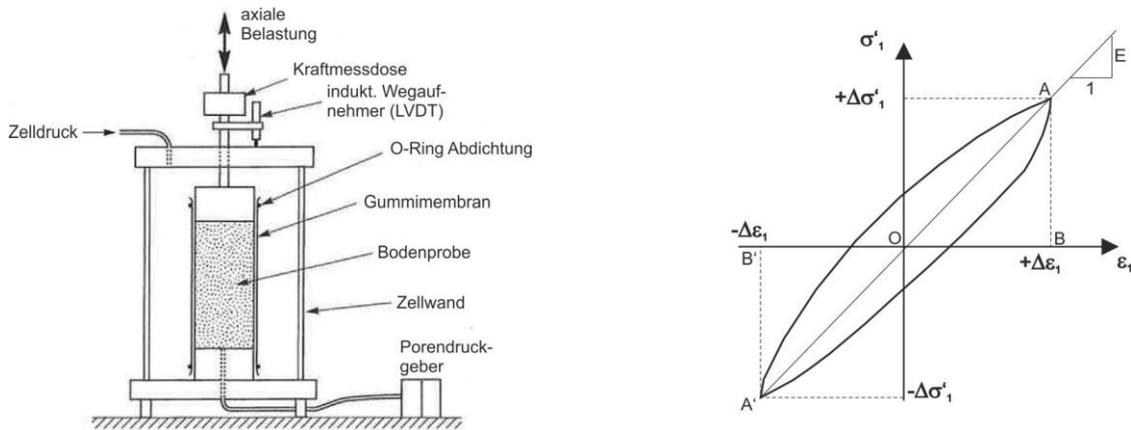


Abb. 33: Schematische Darstellung eines zyklischen Triaxialversuchs und einer Spannung- Dehnungs Hysterese (Kramer, 1996)

## 4 Geotechnische Grundlagen im Eisenbahnbau

### 4.1 Das System Eisenbahnstrecke

Die Eisenbahnstrecke, oder auch Gleis genannt, ist das wichtigste Element in der gesamten Eisenbahn- Infrastruktur (Indraratna & Salim, 2005). Sie besteht aus mehreren Komponenten, welche sich in den Ober- und Unterbau unterteilen lassen. Hierbei ist festzuhalten, dass es sich beim Gleis um eine Ingenieurskonstruktion handelt und nicht um eine zufällige Kombination aus Einzelkomponenten. Vielmehr muss das Gleis als „System Eisenbahnrad-Fahrweg“ betrachtet werden, welches in Abb. 34 schematisch dargestellt ist. Bei diesem System werden die einzelnen Einflüsse und Gleiskomponenten mit verschiedenen Massen und Federn mit Dämpfungselementen dargestellt. Die Qualität eines Gleises ist im Wesentlichen von der Abstimmung dieser einzelnen Komponenten untereinander und deren Interaktion mit der Umgebung abhängig, wie auch des Weiteren die Herstellung und richtige Instandhaltung von Gleisabschnitten eine große Rolle spielen (Lichtberger, 2003).

Folgende Aufgaben sollen vom Gleis erfüllt werden (Lichtberger, 2003):

- Entgleisungssichere Führung der Fahrzeuge
- Aufnahme der vertikalen und horizontalen Fahrzeugkräfte
- Abtragung der auftretenden Kräfte in den Untergrund
- Sicherstellung eines hohen Fahrkomforts

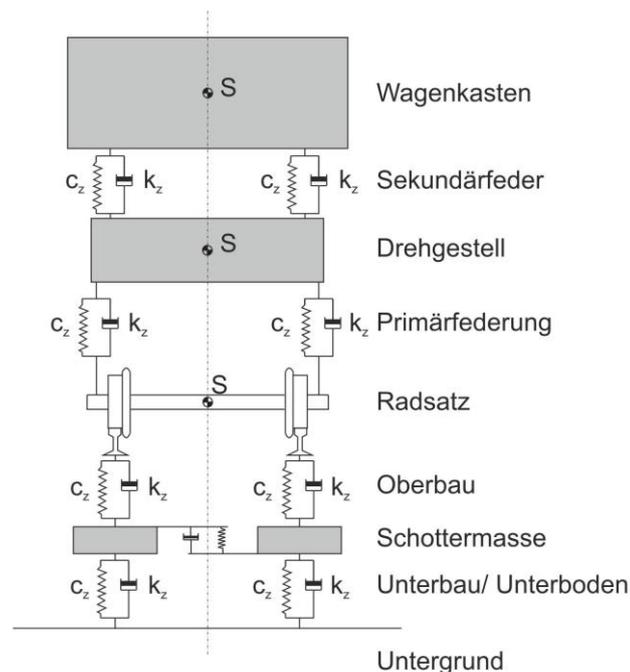


Abb. 34: Schematische Darstellung des „Systems Rad-Fahrweg“ (Lichtberger, 2003)

In Abhängigkeit der verschiedenen Anforderungen gibt es unterschiedliche Möglichkeiten für die Konstruktion eines Gleisquerschnitts. Eine schematische Darstellung der verschiedenen Formen nach Lichtberger, 2003 ist in Abb. 35 ersichtlich. Grundsätzlich können die unterschiedlichen Gleisbauarten in Schottergleise und „feste Fahrbahnen“ eingeteilt werden. Beim Schottergleis handelt es sich um die am weitesten verbreitete Bauform von Eisenbahnstrecken und wird auch „konventionelle“ Bauweise genannt. Hier ist die Schiene, über eine Auflagerkonstruktion auf der Schwelle (z.B. aus Holz oder Beton) befestigt, welche in einem Körper aus Schotterkörnern eingebettet ist. Das Schotterbett liegt direkt auf dem natürlich gewachsenen Unterboden (in einem Einschnitt) oder einer künstlich aufgeschütteten Dammkonstruktion. Je nach Anforderung kann sich zwischen dem Gleisschotter und dem Unterboden auch noch eine Planumsschutzschicht (PSS) befinden. Bei der festen Fahrbahn hingegen liegt die Schiene auf einer Betonkonstruktion auf, welche über einer hydraulisch gebundenen Tragschicht und einer Frostschutzschicht liegt. Zusätzlich zur Lastabtragung und Instandhaltung, unterscheidet sich die feste Fahrbahn von der konventionellen Bauweise hauptsächlich in den Anforderungen an den Unterbau. Dieser sollte bei der festen Fahrbahn nahezu setzungsfrei sein, da die steifere Konstruktion aus Betontragschicht diese nicht ausgleichen kann und vor allem differentielle Setzungen zu großen Schäden führen können. Auf weitere Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Bauformen soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden. Des Weiteren wird sich diese Arbeit in den nachfolgenden Kapiteln auf die konventionelle Bauweise mit Schotteroberbau beziehen.

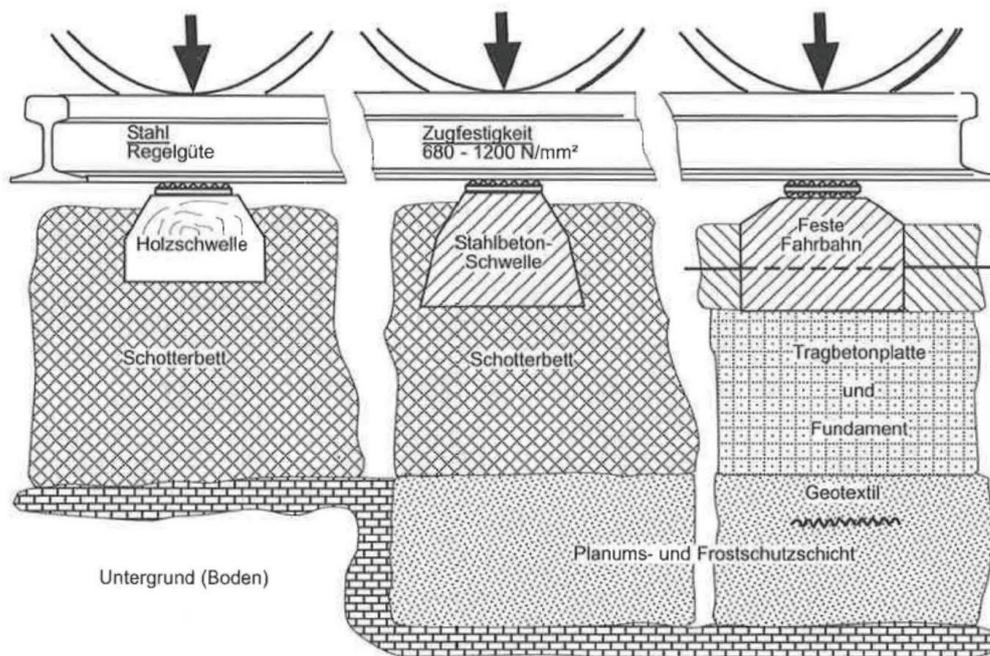


Abb. 35: Schematischer Aufbau verschiedener Gleisquerschnitte (Lichtberger 2003)

### 4.1.1 Gleiskomponenten und deren Anforderungen

Die Ausführungen in diesem Kapitel orientieren sich an den Lehrbüchern „Handbuch Gleis“ von Lichtberger, (2003) und dem „Handbuch Eisenbahninfrastruktur“ von Fendrich, (2007). Daher beziehen sich alle Aussagen und Erkenntnisse in diesem Kapitel, welche nicht anders gekennzeichnet sind, auf diese Quellen.

- **Schiene**

Die Schiene übernimmt zu gleichermaßen die Aufgabe der Fahrfläche, des Führungselements und des Trägers im Eisenbahnverkehr. Durch die hohen Fahrgeschwindigkeiten (bis zu 350 km/h) und Achslasten (bis zu 35 t) sind sie großen statischen und dynamischen Belastungen ausgesetzt. Auch werden Schienen, in Abhängigkeit der Kurvenradien, großen horizontalen Beanspruchungen ausgesetzt. Um den genannten Aufgaben gerecht zu werden, müssen Schienen nach Kern *et al.*, (1997) folgende Anforderungen erfüllen:

- hoher Verschleißwiderstand
- hoher Widerstand gegen Verquetschung
- hohe Ermüdungsfestigkeit
- hohe Streckgrenze, Zugfestigkeit und Härte
- hohe Sprödbruchfestigkeit
- gute Schweißbarkeit
- hoher Reinheitsgrad
- gute Oberflächenbeschaffenheit
- Ebenheit und Profiltreue
- geringe Eigenspannungen nach Produktion

- **Schwelle**

Die Schwellen können als Auflagerpunkte der Schiene betrachtet werden und haben im Wesentlichen zwei Aufgaben zu erfüllen. Zum einen die Lastabtragung durch eine Verteilung der hohen Schienen- Rad- Lasten auf das Schotterbett und zum anderen die Gewährleistung der Lagesicherheit und der Spurweite. Schwellen können entweder aus Holz, Stahl, Beton oder Kunststoff bestehen, wobei im Eisenbahnnetz hauptsächlich Holzschwellen oder Betonschwellen verbaut werden. Die Vorteile bei einer Holzschwelle liegen im geringen Gewicht, der höheren Elastizität und in der einfachen Auswechslarbeit. Die Witterungsanfälligkeit und das Versagen bei sehr hohen Beanspruchungen sind bei Holzschwellen hingegen ein Nachteil. Bei Betonschwellen (z.B. Monoblock) sind die lange Lebensdauer (~50 Jahre), der niedrige Anschaffungspreis, die Witterungsunempfindlichkeit und die hohe Lagestabilität von Vorteil. Jedoch liegen die Nachteile im hohem Gewicht beim Einbauen und die Empfindlichkeit

auf unzureichende Untergrundverhältnisse (Hohllagenbildung), wie auch einer starken Beschädigung im Entgleisungsfall (Sanierung) (Lichtberger, 2003).

- **Schotter**

Bei der konventionellen Bauweise übernimmt das Schotterbett eine zentrale Rolle. Es muss die Last in den Untergrund abtragen und gleichzeitig genug Elastizität bieten um den Fahrkomfort zu gewährleisten und um den Verschleiß von Fahrzeug und Oberbau gering zu halten. Des Weiteren muss das Schotterbett drainagefähig sein, um anfallendes Oberflächenwasser über das Unterbauplanum zu entwässern. Der Gleisschotter kann als Schüttwerk betrachtet werden, dessen Qualität aus der Festigkeit der Gesteinsart, der Kornform (gedungen, nicht länglich) und der Kantigkeit des Schotterkorns bestimmt wird. Die Korngrößenverteilung eines typischen Schotterbetts ist in Abb. 36 ersichtlich. Es handelt sich um eine enggestufte Kornverteilung im Kiesbereich, mit einer Körnung von 31,5/63 mm. Er muss bei Einbau einen geringen Feinkornanteil ( $<0,5$  mm) und Feinstkornanteil ( $<0,0063$  mm) aufweisen, welcher z.B. bei Lieferungen an die ÖBB mit 1 M% begrenzt ist, da sich ein höherer Feinkornanteil negativ auf die Drainagefähigkeit und Scherfestigkeit auswirkt. Die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von verschmutzten Gleisschotter werden in Kapitel 4.4.2 näher beschrieben.

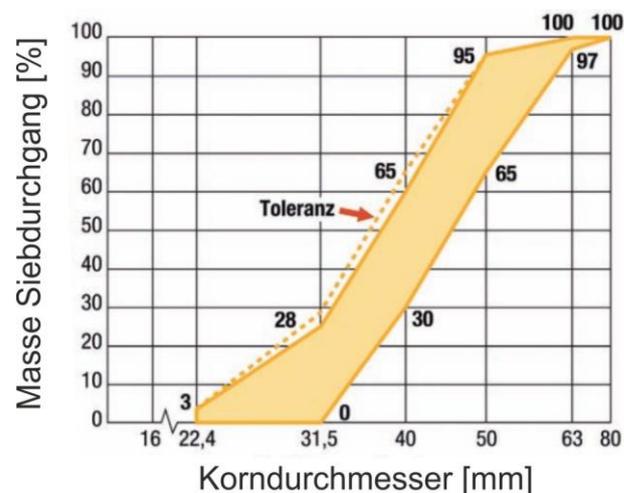


Abb. 36: Typische Korngrößenverteilung für Gleisschotter 31,5/63mm (ÖBB BH 700)

- **Untergrund**

Der Untergrund kann als das Fundament der Gleisanlage betrachtet werden. Er kann entweder aus natürlich gewachsenen Böden oder aus künstlich aufgeschütteten Materialien (z.B. Dämmen) bestehen. Der Unterboden muss eine adäquate Steifigkeit und Tragfähigkeit gegenüber den auftretenden Verkehrslasten aufweisen. Unterböden sind einer geringeren Belastung ausgesetzt als der Gleisschotter, da sich die Spannungen über die Tiefe abbauen (siehe Kapitel 4.2.3). Dadurch befinden sich die größten Spannungen im obersten Bereich des Unterbodens, nahe an der Übergangszone zum Gleisschotter. Instabilitäten oder Versagen von Unterböden unter Belastung, resultieren in unakzeptablen Verformungen des Oberbaus und Gleislagefehlern. Das prinzipielle Verhalten von

Böden unter dynamischer Belastung und deren Einflussparameter sind bereits in Kapitel 3 diskutiert worden. Diese Erkenntnisse, in Bezug auf Unterböden beim Eisenbahnbau, werden in Kapitel 4.3 gezeigt und näher darauf eingegangen.

## 4.2 Lasten

Wie schon vorher erwähnt, ist die Aufnahme von Lasten eine der Hauptaufgaben von Gleiskonstruktionen, welche aus einer komplexen Kombination aus „bewegten“ statischen Achslasten und dynamischen Einflussfaktoren bestehen (Indraratna *et al.*, 2018). Die Kenntnisse über die verschiedenen Arten von auftretenden Lasten und deren Quantifizierung, sind essentiell um einen geeigneten Gleisaufbau zu dimensionieren, welcher die Kriterien der Sicherheit, des Fahrkomforts und eines geringen Instandhaltungsaufwands erfüllt.

### 4.2.1 Statische Lasten

- **Vertikalkräfte**

Die Vertikalkräfte stammen hauptsächlich aus den Achs- und Radlasten der verschiedenen Fahrzeuge welche je nach Fahrzeugtyp unterschiedliche Werte annehmen können. Typische Achslasten sind nach (Lichtberger, 2003) im:

Hochgeschwindigkeitsverkehr	max. 200 kN
gemischter Verkehr	max. 225-250 kN
Schwerverkehr (z.B. Australien)	max. 360 kN

Für die Berechnung von Stützbauwerken wie Brücken oder Ähnlichem, wird als Bemessungsgrundlage das Lastmodell 71 (LM71) (ÖNORM EN 1991 -- 2 und B 1991 -- 2) herangezogen (Abb. 37). Dieses besteht aus einer Anordnung von Radsatz- und Linienlasten. Bei der Bemessung von Gleisen mit Schotteroberbau werden nur einzelne Radsatzlasten ohne die Linienlasten berücksichtigt, da der wichtigste Tragfähigkeitsnachweis aus den Schienenspannungen erfolgt, der ohne benachbarte Radlasten die ungünstigsten Ergebnisse liefert.

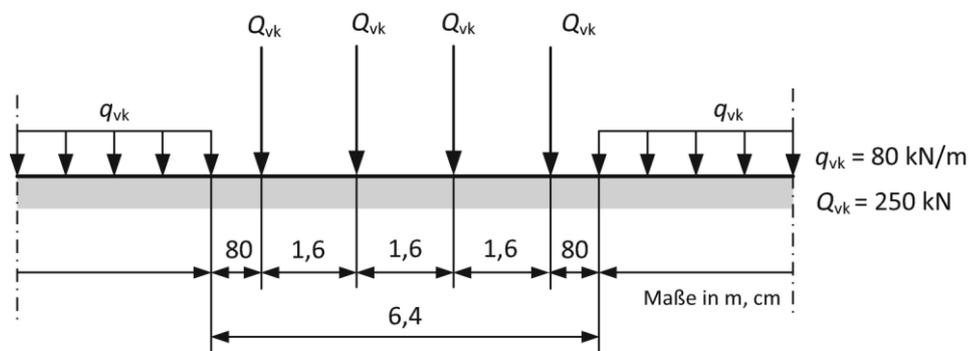


Abb. 37: Lastmodell 71 (ÖNORM EN 1991 - 2 und B 1991 – 2)

- **Schienenlängskräfte**

Nach Prud`homme & Janin, 1968 können folgende Längskräfte im Gleis auftreten:

- Längskräfte durch die Beschleunigung und das Abbremsen von Fahrzeugen.
- Längskräfte durch Schrumpfspannungen nach Schweißarbeiten und durch Schieneneigenstressungen
- Längskräfte durch die Verhinderung einer temperaturbedingten Längenänderung der Schiene. Hier kann mit einer Rate von 20 kN/°C gerechnet werden.

Generell lässt sich die temperaturbedingte Spannungsänderung bei an der Ausdehnung gehinderten Schienen folgend berechnen:

$$\Delta\sigma = \alpha * E * \Delta T \quad (27)$$

mit dem Temperaturexpansionskoeffizienten  $\alpha$  [1/°K], dem Elastizitätsmodul vom Schienenstahl  $E$  [N/cm<sup>2</sup>] und der Änderung der Temperatur  $\Delta T$  [°K].

Die Brems- und Beschleunigungskräfte werden durch die Haftreibung zwischen Rad und Schiene der jeweiligen getriebenen Achse erzeugt. Beim Beschleunigen wird vor der angetriebenen Achse eine Zug- und hinter der angetriebenen Achse eine Druckkraft in der Schiene erzeugt, welche vom Haftreibungswert und der Radkraft abhängig sind. Beim Verzögern werden vor der gebremsten Achse Druckspannungen in der Schiene erzeugt, welche bis zu 15 % der temperaturbedingten Längskräfte erreichen können. Die beeinflusste Länge im Gleis kann beim Bremsvorgang bis zu 30 m betragen (Lichtberger, 2003).

---

Bremskräfte für verschiedene Fahrzeuge

---

Elektrolok	12-15 %	der Achslast
Diesellok	18 %	der Achslast
Zweiachsiger Güterwagen	25 %	der Achslast

---

- **Querkräfte**

Im Gleis können auch Querkräfte auftreten die im rechten Winkel zur Fahrtrichtung stehen und durch die Spurführungskräfte von Fahrzeugen am Schienenkopf erzeugt werden. Diese sind von mehreren Parametern abhängig, wie z.B. der Achslast, der Achsabstand, die Gleisgeometrie, Fahrgeschwindigkeit, etc (Lichtberger, 2003).

Da für die weitere Betrachtungsweise der Problematik in dieser Arbeit die Vertikalkräfte als relevant erachtet werden, beziehen sich die weiteren Ausführungen auf diese Komponente der Verkehrsbelastungen.

## 4.2.2 Dynamische Vertikallasten

Wie schon am Anfang von Kapitel 4.2 erwähnt, bestehen die vertikalen Belastungen aus zwei Komponenten. Diese Kombination  $Q_{total}$  kann nach Esveld, (2001) und Indraratna & Salim, (2005) folgendermaßen beschrieben werden:

$$Q_{total} = Q_{quasi-statisch} + Q_{dynamisch} \quad (28)$$

$$Q_{quasi-statisch} = Q_{statisch} + Q_{zentrifugal} + Q_{Wind} \quad (29)$$

mit der statischen Radlast  $Q_{statisch}$ , der erhöhten Radlast im Außenbogen einer Kurve  $Q_{zentrifugal}$  und der erhöhten Radlast aufgrund von horizontalen Windkräften  $Q_{Wind}$ . Die letzten beiden Terme von (29) sollen für die weitere Betrachtung vernachlässigt werden.

Die statische Radlast kann aus der halben Achslast  $G$  ermittelt werden mit:

$$Q_{statisch} = \frac{G}{2} \quad (30)$$

Der dynamische Anteil der Radkraft  $Q_{dynamisch}$  ist eine sehr variable Komponente und hängt von mehreren Parametern ab, wie z.B.:

- Zuggeschwindigkeit
- Statische Radlast und Raddurchmesser
- ungefederte Masse und Zustand der Fahrzeuge
- Zustand der Strecke (Schienenstöße, Streckengeometrie, Elastizität)
- dynamischen Eigenschaften der Streckenbauteile und Schichten

Um eine Strecke zu dimensionieren gibt es mehrere Ansätze eine Designradkraft zu berechnen, welche den statischen und dynamischen Anteil berücksichtigt. Li & Selig, (1998) propagierten eine einfache Formel (31), welche auf einer Empfehlung der *American Railway Engineering Association* basiert und AREA Methode genannt wird, mit der Designradkraft  $P_d$  [kN], der statischen Radlast  $P_s$  [kN] und einen dimensionslosen Faktor  $\phi > 1$  (Dynamikfaktor, impact factor).

$$P_d = \phi P_s \quad (31)$$

Der Dynamikfaktor  $\phi$  errechnet sich aus einer empirischen Formel (32) mit der Zuggeschwindigkeit  $V$  [km/h] und dem Raddurchmesser  $D_w$  [m] zu:

$$\phi = \left( 1 + \frac{0,0052 * V}{D_w} \right) \quad (32)$$

Eine ausführlichere Methode um den Dynamikfaktor zu bestimmen, wurde vom *Office of Research & Experiments* (ORE) des internationalen Eisenbahnverbands entwickelt. Hier bleibt die Berechnung der Designradlast aus (31) gleich, jedoch ändert sich die Ermittlung von  $\Phi$  zu:

$$\Phi = 1 + \alpha' + \beta' + \gamma' \quad (33)$$

mit den dimensionslosen Geschwindigkeitskoeffizienten  $\alpha'$ ,  $\beta'$ , und  $\gamma'$ . Wobei hier  $\alpha'$  den Einfluss von Unstetigkeiten im Gleis, der Radaufhängung und der Geschwindigkeit von Fahrzeugen berücksichtigt. Die Einwirkung von erhöhten Radlasten in Kurvenlage wird durch  $\beta'$  beschrieben.  $\gamma'$  bezieht sich auf den Zustand der Strecke, den Triebwagentyp und die Fahrgeschwindigkeit. Eine genauere Beschreibung der einzelnen Koeffizienten und deren rechnerische Ermittlung sind u.a. im ORE Report, (1965), Li & Selig, (1998), Fendrich, (2007), Freystein *et al.*, (2015) ersichtlich.

Durch diese dynamischen Faktoren soll auch die Hohllagenentwicklung von Schottergleisen berücksichtigt werden. Bei einer Hohllagenentwicklung bildet sich unter Einfluss mehrerer Umstände ein Hohlraum unter der Schwelle und dem Schotterbett (Abb. 38). Durch den fehlenden Kontakt mit dem Schotter verändert sich die dynamische Komponente bei einer Radüberfahrt. Dabei kann sich die sinusförmige zyklische Belastung zu einer „schlagenden“ Impulsbelastung hin ändern. Durch die erhöhte Beschleunigung wird zusätzlich zur erhöhten Abrasion des Schotterkorns auch der Kraftfluss und die vertikale Spannung auf den Unterboden beeinflusst (Holtzendorff, 2003). Hier sei zu erwähnen, dass durch die Berücksichtigung der Hohllagenentwicklung mit einem Dynamikfaktor eine Erhöhung der Designradkraft erfolgt. Der Einfluss der erhöhten Beschleunigung auf den Unterboden wird damit nicht beschrieben.

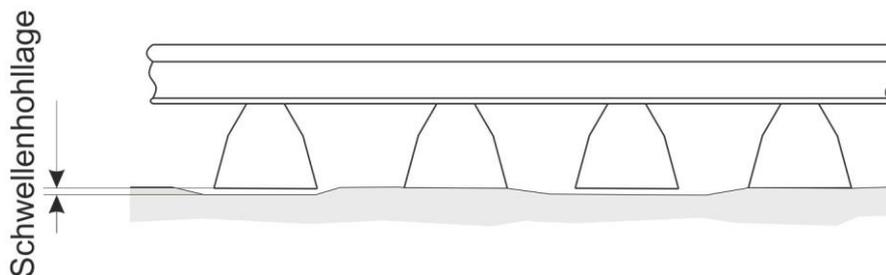


Abb. 38: Ausbildung einer Schwellenhohllage (schematische Darstellung aus Fendrich, 2007)

### 4.2.3 Lastabtragung in den Unterboden

Um die fahrdynamischen Kräfte aufzunehmen muss das Gleis diese in den Untergrund abtragen. Dabei werden die auftretenden hohen Berührungsspannungen zwischen dem Rad und der Schiene von den einzelnen Systemkomponenten bis in den Untergrund abgebaut. Es gibt viele Berechnungsmethoden für die Lastabtragung, welche von den elasto-plastischen Eigenschaften der einzelnen Komponenten und des Unterbodens abhängen. Diese Methoden basieren hauptsächlich auf dem Halbraum- Konzept nach Winkler, (1867) und dem Konzept nach Zimmermann, (1941), bei dem die Schiene als unendlich langer gewichtsloser Längsträger angenommen wird und der reale

Querschwellenoberbau in einen repräsentativen Längsschwellenoberbau umgerechnet wird. Ein typisches Bild einer idealisierten Lastabtragung ist in Abb. 39a ersichtlich (Lichtberger, 2003). Hier sind die einzelnen Komponenten und deren Druckspannung auf die Oberfläche (Flächenpressung) abgebildet. Dabei lässt sich erkennen, dass sich eine vertikale Normalspannung auf den Unterboden im Bereich von  $10 \text{ N/cm}^2$  ergibt, in Abhängigkeit der Radlast  $Q = 125 \text{ kN}$  und der Flächenpressung zwischen Schwelle und Schotter  $p = 37 \text{ N/cm}^2$ . Abb. 39b zeigt ein qualitatives Berechnungsbeispiel für den Kraftfluss einer Radlast in den Untergrund basierend auf der Schotterpressung  $p$  (ermittelt nach Zimmermann) und den angenommenen repräsentativen E-Modulen der einzelnen Schichten. Hier sieht man, dass sich die Druckspannungen in einer Tiefe von einer Schwellenbreite  $b$  bereits um 50 % reduziert haben und 30 % der Schwellen/Schotter-Pressung als vertikale Druckspannung auf den Unterboden wirken.

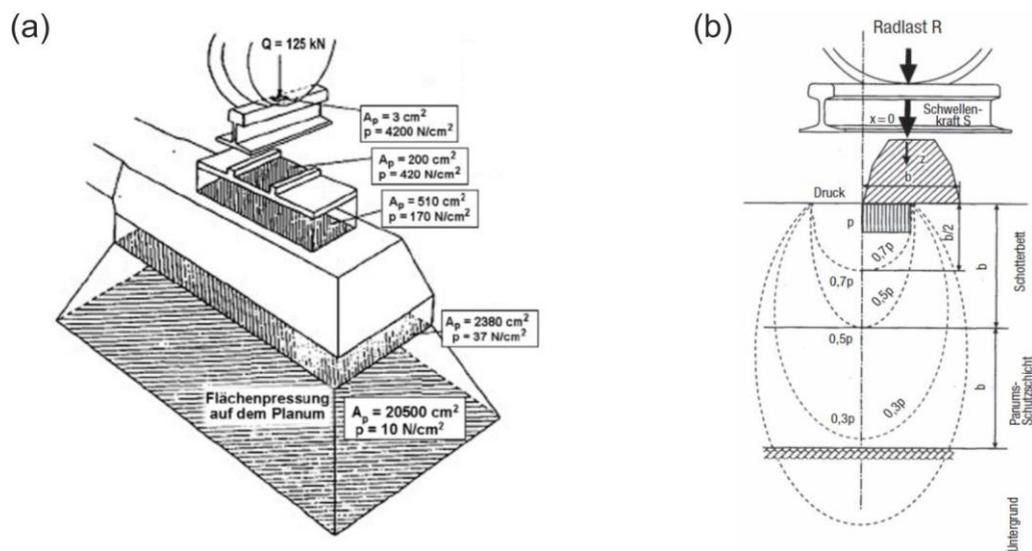
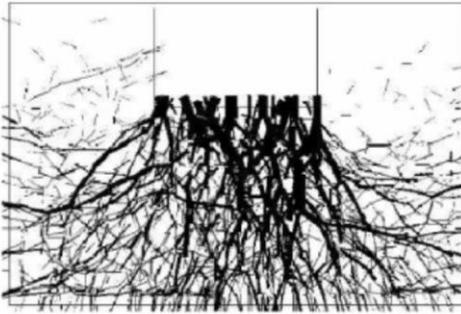


Abb. 39: (a) idealisierte Darstellung der Lastabtragung und Flächenpressung, (b) Kraftfluss vom Rad in den Untergrund (Lichtberger, 2003)

Da das Schotterbett jedoch ein Haufwerk aus Einzelkörnern ist und keine homogene Schicht darstellt, erfolgt die Kraftübertragung meist nicht in dieser idealisierten Form. Durch die zufällige Anordnung der Körner wird die Last über Kontaktkraft- Pfade in den Untergrund eingeleitet, wie Untersuchungen von z.B. Laryea *et al.*, (2014) und Lim & McDowell, (2005) zeigen konnten und in Abb. 40 ersichtlich sind.

Dabei wurden die Schotterkörner und deren Kontaktkräfte mit der Diskreten-Elemente-Methode (DEM) modelliert und ausgewertet. Durch die hohe Konzentration von Kontaktkräften in gewissen Bereichen, kann es zu Kornbruch und Abrasion der einzelnen Körner kommen und zu einer Verschmutzung des Gleisschotters mit Feinteilen führen.

(a)



(b)

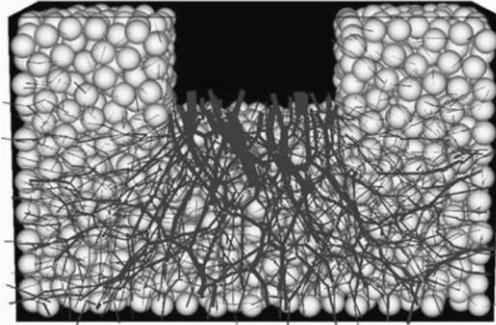


Abb. 40: Simulation von Kontaktkräften im Gleisschotter unter den Schwellen durch vertikale Belastung: (a) Laryea *et al.*, 2014 und (b) Lim and McDowell, 2005

### 4.3 Bodenmechanik im Eisenbahnbau

Statische oder dynamische Belastungen aus Zugüberfahrten, welche durch das Gleis abgetragen werden, resultieren in Spannungen und Dehnungen im Untergrund. Diese sind sehr stark von den Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des anstehenden Unterbodens abhängig. Um große Verformungen oder Versagen der Unterböden zu vermeiden sollten diese eine adäquate Festigkeit und Steifigkeit gegenüber verschiedenen Belastungen aufweisen (Lieberenz & Piereder, 2012). In diesem Kapitel soll die Lastausbreitung in den Untergrund und deren Einfluss auf den Unterboden durch eine bodenmechanische Betrachtungsweise gezeigt werden.

#### 4.3.1 Spannungen und Dehnungen in Unterböden

In Abb. 41 sind die Spannungszustände (Spannungen in der  $xz$ -Ebene) von drei verschiedenen Elementen eines Unterbodens während einer Radüberfahrt, abgebildet. Generell kann der dreidimensionale Spannungszustand eines Unterbodenelements durch

$$\{\sigma_{ij}\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\} \quad (34)$$

ausgedrückt werden. Mit  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  als die Normalspannungen in  $x$ -,  $y$ -,  $z$ -Richtung und  $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  als die Schubspannungen in der  $xy$ -,  $yz$ -, und  $zx$ -Ebene.

Gibt es keine Schubspannungen werden die Normalspannungen als Hauptnormalspannungen bezeichnet. Dieser Zustand kann für das Bodenelement direkt unter dem Rad angenommen werden, wenn keine horizontalen Kräfte aus Verkehrslasten wirken (Li, 2016).

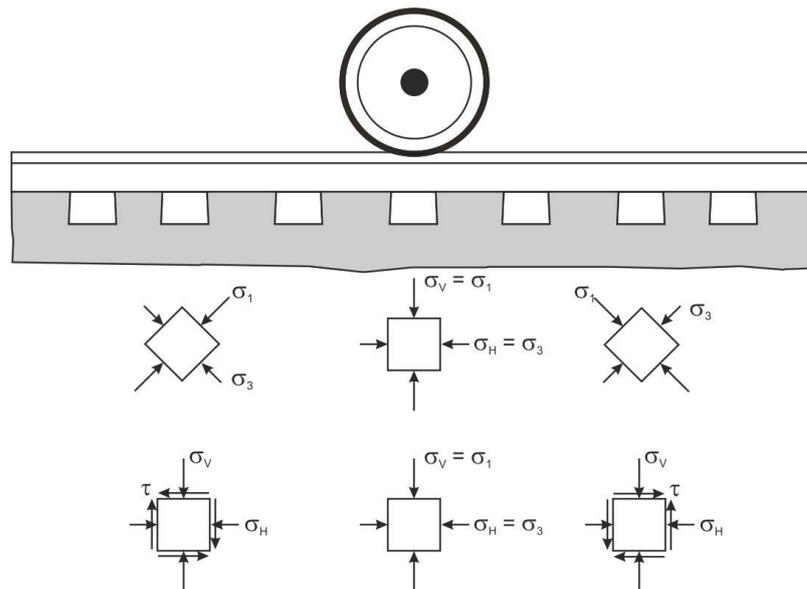


Abb. 41: Schematische Darstellung eines Bodenelements während einer Radüberfahrt (Li, 2016)

Hier wird die größere vertikale Hauptnormalspannung als  $\sigma_1$  und die kleinere horizontale Hauptspannung als  $\sigma_3$  bezeichnet. Der Spannungszustand kann auch in seinen hydrostatischen Anteil  $\theta$  und seinen deviatorischen Anteil  $\sigma_d$  ausgedrückt werden mit:

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (35)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (36)$$

Die Dehnungen ergeben sich zu:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (37)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (38)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (39)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (40)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad (41)$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad (42)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (43)$$

mit:

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$

elastische Dehnungen in x-, y-, und z- Richtung

$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	elastische Scherdehnung in der xy-, yz-, und zx- Richtung
$E$	Elastizitätsmodul
$\nu$	Poissonszahl
$G$	Schubmodul

In Abb. 41 erkennt man auch, dass durch die Radüberfahrt die Hauptnormalspannungen rotieren. Dadurch entstehen Schubspannungen an der vertikalen und horizontalen Ebene, was auch als Phänomen der „Rotationen der Hauptnormalspannungen“ aufgrund einer bewegenden Radlast bezeichnet wird. Mit dem herannahenden Rad bis zur Über- und Weiterfahrt ändern die Schubspannungen auch ihre Richtung. Diese inkrementellen Änderungen der Schubspannungsrichtung mit jeder Radüberfahrt kann unter gewissen Lastbedingungen problematisch werden und unter Umständen früher zum Versagen führen, als unter Bedingungen mit konstanter Schubspannungsrichtung (Gräbe, 2002; Gräbe & Clayton, 2009; Mamou, 2013).

### 4.3.2 Festigkeit von Unterböden

Wie schon erwähnt ist die Festigkeit von Unterböden essentiell um durch die Belastungen aus dem Zugverkehr keine Brucherscheinungen und in diesem Zusammenhang keine großen Verformungen im Untergrund zu erfahren. Fundamental ist die Beschreibung des Spannungszustandes von Böden, egal ob kohäsiv oder kohäsionslos, über den Mohrschen Spannungskreis in einem  $\sigma'$ - $\tau$ -Diagramm (Li, 2016). Die Einhüllende mehrerer Spannungskreise bei denen die Bodenprobe versagt (Abb. 42 – dargestellt ist nur ein Spannungskreis), definiert die Mohr-Coulombsche Bruchgerade als Tangente an diese Kreise und beschreibt die Scherfestigkeit mit:

$$\tau_f' = c' + \sigma' * \tan\varphi' \quad (44)$$

mit der effektiven Scherfestigkeit  $\tau_f'$ , der effektiven Normalspannung  $\sigma'$ , der Kohäsion  $c'$  und dem effektiven Reibungswinkel  $\varphi'$ .

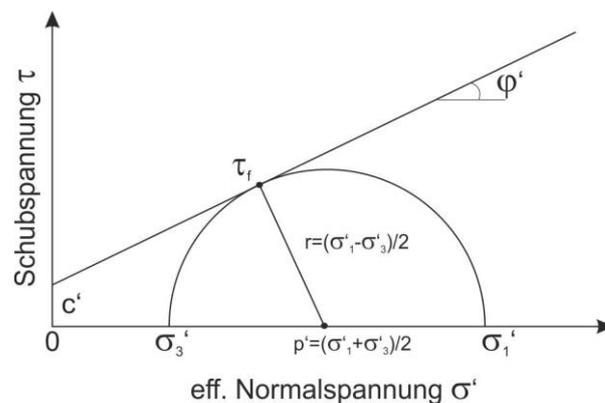


Abb. 42: Darstellung eines Mohrschen Spannungskreis im Bruchzustand und der Bruchgeraden

Hierbei ist ersichtlich, dass die Festigkeit auch wesentlich von der effektiven Normalspannung abhängt, welche aus (1) in Kapitel 3 direkt vom Porenwasserdruck  $u$  beeinflusst wird. Somit sind der Wassergehalt und die Drainagebedingung unter Belastung ein maßgebender Faktor für die Festigkeit von Unterböden. Abb. 43a zeigt ein Zustandsdiagramm von Unterböden aus Li, (2016), basierend auf den Erkenntnissen von Castro & Poulos, (1977) und Selig & Waters, (1994). Dabei wird gezeigt wie sich der Boden unter dynamischer Belastung, und in Abhängigkeit der Drainagebedingung und Lagerungsdichte, verhält. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen welche in Kapitel 3.4 diskutiert und gezeigt wurden. Selig & Waters, (1994) zeigten auch, dass die größten Porenwasserdrücke und die damit verbundenen größten Verformungen entstehen, wenn es durch die Belastung zu einer Umkehr der Schubspannungsrichtung kommt. Generell konnte eine Umkehr der Schubspannungsrichtung beobachtet werden, wenn die aufgebrachte zyklische Deviatorspannung die anfängliche statische Deviatorspannung überstieg (Abb. 43b).

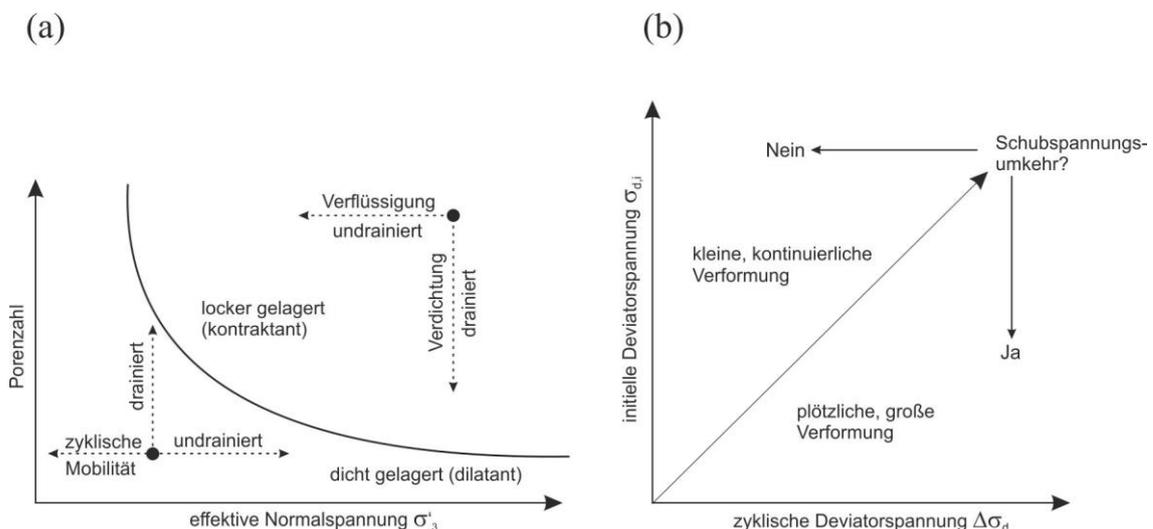


Abb. 43: (a) Zustandsdiagramm für drainierte und undrainierte Bedingungen, (b) Versagensmechanismus bezogen auf eine Schubspannungsumkehr (Li, 2016)

### 4.3.3 „Resilient Modulus“ $M_r$

Um das Verhalten von verschiedenen Bodenmaterialien unter zyklischer Belastung zu beschreiben, hat sich u.a. im Verkehrsingenieurwesen der Begriff des sogenannten „Resilient Modulus“  $M_r$  als ein wichtiger Parameter etabliert (Selig & Waters, 1994; Li, 2016). Dabei handelt es sich um das Verhältnis der zyklischen Deviatorspannung  $\sigma_d$  zu den elastischen oder rückstellbaren (engl.: resilient) Dehnungen  $\varepsilon_r$  in axialer Richtung.

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (45)$$

Dieser Parameter wird meist über einen zyklischen Triaxialversuch mit konstantem Seitendruck  $\sigma_3$  ermittelt und ist ein Sekantenmodul des jeweiligen Spannungs/ Dehnungs- Zyklus (Abb. 44). Damit lässt sich eine Aussage über die elastische Steifigkeit verschiedener Unterbaumaterialien unter dynamischer Belastung treffen. Dieses Modul ist nicht konstant und besonders bei feinkörnigen Böden kann für die gleiche Bodenart ein großer Unterschied von  $M_r$  in Abhängigkeit von verschiedenen Einflussparametern auftreten, was einen großen Einfluss auf das Verhalten von verkehrsbelasteten feinkörnigen Unterböden im Eisenbahnbau hat. Im Folgenden sollen sich die weiteren Ausführungen auf feinkörnige Böden beziehen. Faktoren welche einen großen Einfluss auf  $M_r$  haben, können grob in drei Kategorien eingeteilt werden: (1) Belastungs- oder Spannungszustand in Abhängigkeit der aufgetragenen Deviatorspannung, der Konsolidierungsspannung, der Zyklenzahl und Frequenz; (2) Bodenart und Bodenstruktur; (3) physikalischer Zustand in Abhängigkeit vom

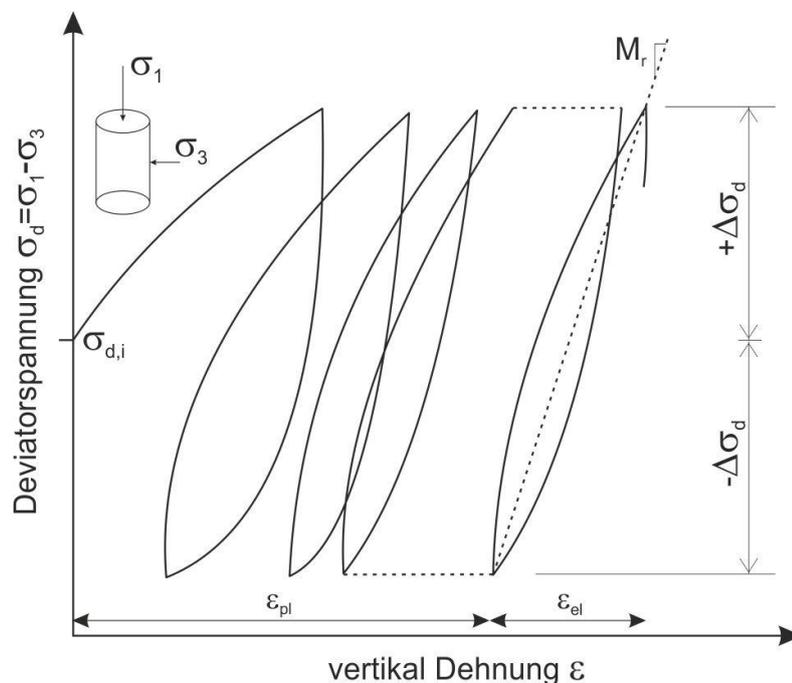


Abb. 44: Ermittlung von  $M_r$  im zyklischen Triaxialversuch über die Deviatorspannung  $\sigma_d$  und der elastischen Dehnung  $\epsilon_{el}$  (nach Li & Selig 1994)

Wassergehalt, der Lagerungsdichte und deren Änderung bezogen auf Umwelteinflüsse (Li, 2016). Im Folgenden sollen Kategorie (1) und (3) näher betrachtet werden.

Unter der ersten Kategorie ist die zyklische Deviatorspannung der wichtigste Einflussfaktor. Obwohl  $M_r$  mit größer werdender Konsolidierungsspannung zunimmt, konnte in verschiedenen Untersuchungen gezeigt werden (z.B. Tanimoto & Nishi, 1970; Barksdale, 1975; Fredlund *et al.*, 1975; Townsend & Chisolm, 1976), dass die Deviatorspannung einen größeren Einfluss auf das Verhalten nimmt. Auch die Anzahl der Zyklen haben einen geringeren Einfluss, da  $M_r$  mit steigender Zyklenzahl zu einem konstanten Wert tendiert, solange die

Deviatorspannung unter einem gewissen Level liegt. Dies deckt sich auch mit den vorgestellten Ergebnissen aus Kapitel 3.4. Darum sind die meisten Modelle, um die Charakteristik von  $M_r$  von feinkörnigen Böden zu beschreiben, auf die Deviatorspannung bezogen. In der Literatur werden hauptsächlich u.a. das bilineare Modell (Thompson & Robnett, 1976), das Potenzmodell (Moossazadeh & Witzak, 1981), das semilogarithmische Modell (Fredlund *et al.*, 1977), das hyperbolische Modell (Drumm *et al.*, 1991) und das oktaedrische Modell von Shackel, (1973) verwendet, auf die in dieser Arbeit jedoch nicht näher eingegangen werden soll.

Die dritte Kategorie umfasst zwei variable Parameter von feinkörnigen Unterböden, nämlich den Wassergehalt  $w$  und die Lagerungsdichte  $\rho$ . Die Beziehung dieser beiden Parameter kann über eine Bodenverdichtungskurve (z.B. nach Proctor) ausgedrückt werden. Im Weiteren soll der Einfluss des physikalischen Zustands von Böden auf  $M_r$  mit solchen Verdichtungskurven diskutiert werden. Die Änderung des Wassergehalts und dessen Beziehung zur Lagerungsdichte (hier Trockendichte des Bodens) kann, wie in Abb. 45 gezeigt, auf zwei verschiedene Arten dargestellt werden. Entweder durch die Änderung des Wassergehalts bei gleichbleibender Lagerungsdichte (Abb. 45a), oder durch die Änderung des Wassergehalts bei gleichbleibender Verdichtungsleistung (Abb. 45b). Um den Einfluss der Änderung des Wassergehalts oder der Lagerungsdichte auf  $M_r$  für verschiedene Böden zu vergleichen, wird  $M_r$  auf einen Referenzwert bezogen.

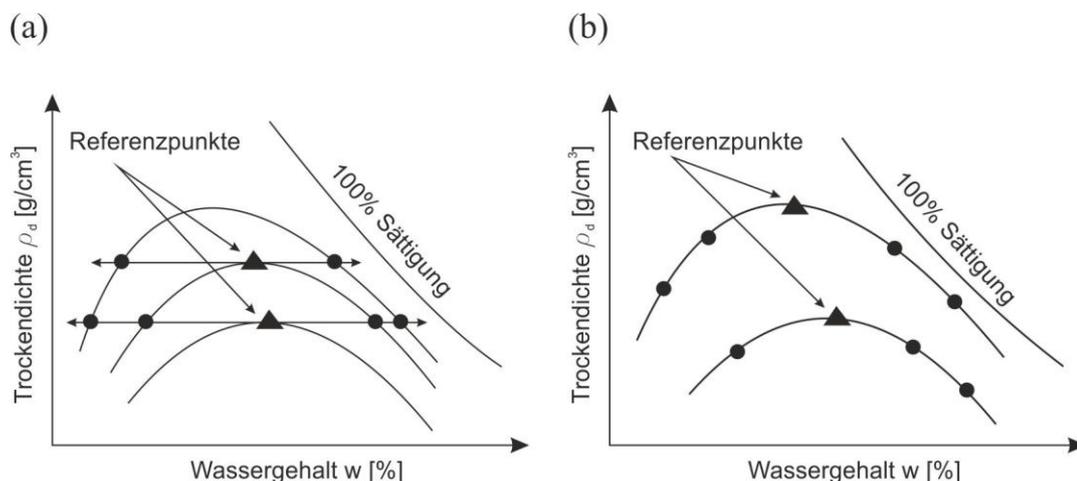


Abb. 45: Schematische Darstellung der Änderung des Wassergehalts von Böden bei (a) konstanter Lagerungsdichte und (b) konstanter Verdichtungsleistung (Li, 2016)

Dieser Referenzwert ist jener  $M_r$  der bei optimalem Wassergehalt und maximaler Trocken-Lagerungsdichte (z.B. Proctordichte) des Bodens ermittelt wurde und mit  $M_{r(opt)}$  bezeichnet wird. Abb. 46a zeigt den Einfluss des Wassergehalts (hier  $w-w_{opt}$  in [%]), bezogen auf den Referenzwert von  $M_r$  bei gleichbleibender Lagerungsdichte, mit  $R_{m1} = M_r/M_{r(opt)}$ .

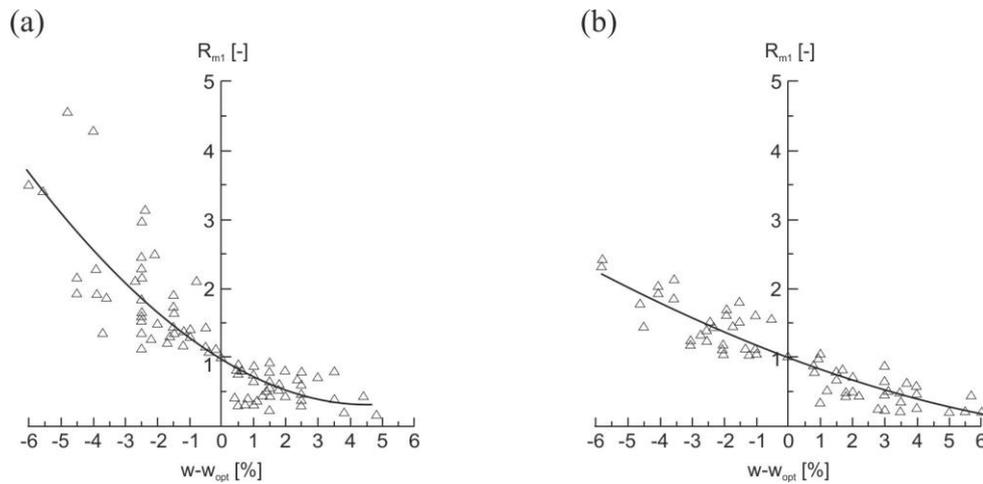


Abb. 46: Verhältnis zwischen  $M_r$  und  $w$  bei (a) konstanter Lagerungsdichte und (b) konstanter Verdichtungsleistung (Li et al 2016)

Diese Grafik setzt sich aus Ergebnissen von 27 zyklischen Triaxialversuchen aus der Literatur, an 11 verschiedenen feinkörnigen Böden zusammen (Seed *et al.*, 1962; Sauer & Monismith, 1968; Culley, 1971; Robnett & Thompson, 1976; Fredlund *et al.*, 1977; Edil & Motan, 1978; Kirwan *et al.*, 1979; Elfino & Davidson, 1989). Hier erkennt man deutlich eine Reduktion von  $M_r$  mit steigendem Wassergehalt und eine Zunahme von  $M_r$  bei sinkendem Wassergehalt. Abb. 46b zeigt die Beziehung zwischen  $M_r$  und dem variierenden Wassergehalt, bei gleichbleibender Verdichtungsleistung. Diese Grafik setzt sich aus Ergebnissen von 26 zyklischen Triaxialversuchen aus der Literatur, an 10 verschiedenen feinkörnigen Böden zusammen (Seed *et al.*, 1962; Kallas & Riley, 1967; Shifley & Monismith, 1968; Tanimoto & Nishi, 1970; Edris & Lytton, 1976; Fredlund *et al.*, 1977; Kirwan *et al.*, 1979; Pezo *et al.*, 1991). Auch hier zeigt sich eine Reduktion von  $M_r$  mit steigendem Wassergehalt und eine Zunahme von  $M_r$  bei sinkendem Wassergehalt. Ein Vergleich dieser Ergebnisse lässt darauf schließen, dass der Wassergehalt einen signifikanten Einfluss auf  $M_r$  und somit auf die Steifigkeit des Bodens hat. Wobei bei gleichbleibender Lagerungsdichte der Einfluss des Wassergehalts auf  $M_r$  größer ist als bei gleichbleibender Verdichtungsleistung. Dies kann mit dem Einfluss der Lagerungsdichte auf  $M_r$  erklärt werden, deren Trend basierend aus Versuchen von Seed *et al.*, (1962) in Abb. 47 schematisch dargestellt ist. Bei einem niedrigen Wassergehalt ( $w < w_{opt}$ ), hat eine Reduzierung von  $w$ , bei gleichbleibender Verdichtungsleistung, eine Reduktion der erreichbaren Lagerungsdichte zur Folge. Bezogen auf den Trend in Abb. 47 erkennt man, dass bei einem niedrigen Wassergehalt eine Reduktion der Lagerungsdichte, generell eine Reduktion von  $M_r$  zur Folge hat. Darum hat eine Reduzierung von  $w$ , begleitet durch eine Reduzierung der Lagerungsdichte bei gleichbleibender Verdichtungsleistung, einen geringeren Einfluss auf die Erhöhung von  $M_r$ , als die Reduzierung von  $w$  bei gleichbleibender Lagerungsdichte. Ähnlich ist es bei hohen Wassergehalten ( $w > w_{opt}$ ). Bei gleichbleibender Verdichtungsleistung wirkt sich eine Erhöhung von  $w$  ebenfalls

reduzierend auf die erreichbare Lagerungsdichte aus (Abb. 45b). Wieder bezogen auf den Trend sieht man in Abb. 47, dass bei  $w > w_{opt}$  eine Reduzierung der Lagerungsdichte sich erhöhend auf  $M_r$  auswirkt. Das heißt, dass eine Erhöhung von  $w$  ( $w > w_{opt}$ ) bei gleichbleibender Verdichtungsleistung, einen geringeren Einfluss auf die Reduzierung von  $M_r$  hat, als die Erhöhung von  $w$  bei gleichbleibender Lagerungsdichte.

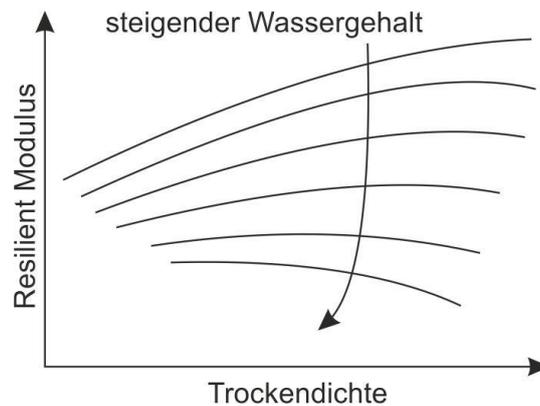


Abb. 47: Schematische Darstellung vom Einfluss der Trockendichte auf  $M_r$  (nach Seed et al 1962)

## 4.4 Gleisschotterverschmutzung

Wie schon in Kapitel 1 erwähnt ist die Gleisschotterverschmutzung jener Prozess, bei dem sich im Hohlraum zwischen den Schotterkörnern Feinteile ansammeln. In einer großen Studie fanden Selig & Waters, (1994) heraus, dass 76% aller untersuchten Schotterproben mit Feinteilen aus Schotterabrieb und Kornbruch stammten. 13 % wiederum stammten in tieferen Lagen aus einer Vermischung mit einer granularen Planumsschutzschicht (PSS). Eine Verschmutzung mit Feinteilen aus dem Unterboden sind selten und wurde bei 3% der Schotterproben festgestellt. Auch führt nach Li, 2016 die Tatsache, dass Verschmutzungs-Feinteile in Verbindung mit Wasser als Schlamm-Suspension auf der Oberfläche auftreten, häufig zu der falschen Annahme, dass Unterboden-Feinteile in den Gleisschotter „hochgepumpt“ wurden. Jedoch handelt es sich hierbei weniger um ein „hochpumpen“, sondern vielmehr um eine Vermischung des Gleisschotter mit dem Unterboden, da die Trennstabilität der beiden Schichten lokal aufgehoben wurde.

### 4.4.1 Methoden zur Quantifizierung der Gleisschotterverschmutzung

Eine Methode um die Verschmutzung des Gleisschotter zu charakterisieren ist der Vergleich einer Siebung von entnommenen Schotterproben, mit der eines Neuschotter. Wie bereits erwähnt gibt es für die Lieferung von Neuschotter eine Grenze für den zulässigen Anteil an Feinmaterial. Dadurch kann der Siebdurchgang eines Nr.4 Siebes (Siebgröße  $< 4,76$  mm) als

Verschmutzungsmaterial betrachtet werden. Selig & Waters, (1994) definierten die Verschmutzung eines Gleisschottermaterials über den sogenannten „fouling index“ (FI) zu:

$$FI = P_4 + P_{200} \quad (46)$$

mit dem Siebdurchgang in [%] eines Nr. 4 ( $P_4$ ) Siebes und eines Nr. 200 Siebes ( $P_{200}$ ; Siebgröße  $<0,075$  mm). Korrelationen zwischen FI und einer Zustandserfassung des Gleisschotters sind in Tab. 5 ersichtlich. Ein weiterer Verschmutzungsindex bezogen auf FI ist der Verschmutzungsanteil oder –grad (percentage of fouling). Dies ist das Verhältnis der Trockenmasse  $< 9,5$  mm bezogen auf die gesamte Trockenmasse der Schotterprobe. Eine weitere Methode ist die Ermittlung der sogenannten *percentage void contamination* (PVC) von Feldman & Nissen, 2002, welcher die Verringerung des Porenraums durch Feinteile beschreibt mit:

$$PVC = \frac{V_1}{V_2} * 100\% \quad (47)$$

Dabei wird eine Gleisschotterprobe durch ein 9,5 mm Sieb gesiebt und somit Schotterkorn von Verschmutzungsmaterial getrennt. Die Gleisschotterkörner ( $d > 9,5$  mm) werden nach einem definierten Verfahren verdichtet.  $V_1$  ist das Porenvolumen dieser wiederverdichteten Schotter-Schicht.  $V_2$  ist das Gesamtvolumen (= Volumen Körner  $> 9,5$  mm + Porenraum) des verdichteten Verschmutzungsmaterials. Besteht das Verschmutzungsmaterial nicht aus mineralischen Partikeln, sondern z.B. aus Kohlestaub etc. gibt es des Weiteren die *relative ballast fouling ratio* ( $R_{b-f}$ ) (Indraratna *et al.*, 2011), welches das Verhältnis vom Verschmutzungsmaterial ( $< 9,5$  mm) und dem Schottermaterial ( $> 9,5$  mm), in Bezug auf die unterschiedlichen Kornwichten, darstellt:

$$R_{b-f} = \frac{M_f * \left( \frac{G_{b-f}}{G_{s-f}} \right)}{M_b} * 100\% \quad (48)$$

Bei den unterschiedlichen Bahnbetreibern gibt es unterschiedliche Eingriffsschwellen für Wartungsarbeiten, wie z.B. Schotterbettreinigung welche sich auch nach solchen Verschmutzungsindizes richten.

Tab. 5: Zustandserfassung einer Gleisschotterverschmutzung (nach Selig & Waters, 1994)

Zustand	Fouling Index [%]	Percentage of Fouling [%]
sauber	$<1$	$<2$
moderat sauber	1 bis $<10$	2 bis $<9,5$
moderat verschmutzt	10 bis $<20$	9,5 bis $<17,5$

verschmutzt	20 bis <40	17,5 bis <34
stark verschmutzt	$\geq 40$	$\geq 34$

#### 4.4.2 Mechanisches und hydraulisches Verhalten von verschmutztem Gleisschotter

Mit Feinteilen verschmutzter Gleisschotter hat einen großen Einfluss auf die Gleislage. Sussmann *et al.*, (2001), Sussmann, (2007a), (2007b) untersuchten den Zustand und das elastische Deformationsverhalten von Gleisen durch die Analyse von Gleislagefehlermessungen. Sie fanden heraus, dass Strecken mit Abschnitten von verschmutztem Gleisschotter und einer nichtfunktionierenden Drainage, eine massive Verschlechterung der Gleislage aufwiesen. In der Literatur finden sich viele Untersuchungen um das mechanische Verhalten von verschmutztem Gleisschotter mittels großen Triaxialversuchen zu charakterisieren (z.B. Raymond & Williams, 1978; Stewart, 1986; Raymond & Bathurst, 1994; Indraratna B. *et al.*, 1998; Suiker *et al.*, 2005; Lackenby *et al.*, 2007; Anderson & Fair, 2008). Die Testergebnisse zeigten eine Stabilisierung von  $M_r$  nach einer gewissen Anzahl an Zyklen, jedoch gab es eine Zunahme der plastischen Verformungen (Kalcheff & Hicks, 1973; Brown, 1974; Li & Selig, 1994b; Selig & Waters, 1994; Gidel *et al.*; Malla & Joshi, 2008; Ekblad, 2008). Selig & Waters, (1994) zeigten in ihren Versuchen auch ein schnelleres Versagen, je höher der Wassergehalt der betrachteten verschmutzten Schotterprobe war. Daraus ergibt sich ein weiterer Hinweis für den signifikanten Einfluss von Wasser bzw. der Funktionstauglichkeit der Drainage auf die Gleislage. Cui *et al.*, (2013) untersuchten den Einfluss des Wassergehalts und des Verschmutzungsgrades auf das mechanische Verhalten von Gleisschotter mittels Triaxialversuchen. Sie fanden heraus, dass mit steigendem Wassergehalt und mit steigendem Verschmutzungsgrad die plastischen Verformungen der Schotterprobe zunehmen. Abb. 48 zeigt die axiale Verformung in Bezug auf den Wassergehalt und die Deviatorspannung. Generell lässt sich der Einfluss des Verschmutzungsgrades auf die Gleisschotterverformungen damit erklären, dass ab einer kritischen Verschmutzung die mechanischen und physikalischen Eigenschaften des Feinmaterials zunehmend für das Verhalten unter Belastung verantwortlich sind und nicht mehr die Eigenschaften der Schotterkörner. Dieses Feinmaterial besitzt im Gegensatz zum nichtverschmutzten Schotterkörper eine viel geringere Festigkeit und Steifigkeit, wie auch eine größere Sensibilität auf einer Erhöhung des Wassergehalts auf diese beiden Parameter.

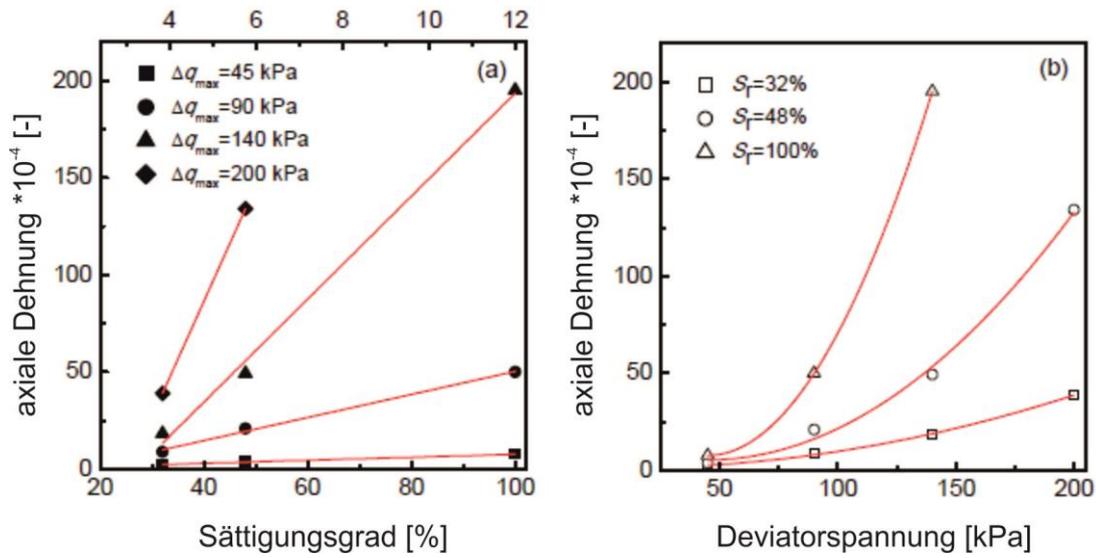


Abb. 48: Permanente axiale Dehnung nach Versuchsende als Funktion des Sättigungsgrades und der Deviatorspannung (Cui *et al.*, 2013)

## 5 Versuche aus der Literatur zum Thema „Mud- Pumping“

In Kapitel 3.4 und 4.3 wurde bereits ein Überblick der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften von feinkörnigen Böden und deren Rolle für den Vermischungsprozess von Unterböden und Gleisschotter gegeben, wie auch deren Ermittlung durch standardisierte Laborversuche. In diesem Kapitel wird eine Auswahl von verschiedenen physikalischen Modellversuchen aus der Literatur gezeigt, welche sich damit beschäftigen, das Phänomen des bereits beschriebenen Feinteilentransports zu charakterisieren und zu quantifizieren.

Alobaidi & Hoare, (1994); (1996), (1998) untersuchten Pumpeffekte zwischen gewachsenen feinkörnigen Böden und dem Unterbau von Straßen und Transportwegen, wie auch die Wirkungsweise von verschiedenen Geotextilien als Lösungsansatz zur Vermeidung einer Verschmutzung von Feinteilen. Der Fokus lag dabei auf der Entstehung von Porenwasserüberdrücken in der obersten Schicht des Unterbodens. Sie waren der Ansicht, solange es sich um einen gering durchlässigen Boden handelt, können sich die Porenwasserüberdrücke und der damit verbundene hohe hydraulische Gradient, nur nach oben hin zur freien Oberfläche abbauen, welches einen Transport der Feinteile aus dem Unterboden nach oben bewirkt. Um diese Theorie zu überprüfen wurde an der University of Birmingham (UK) Laborversuche mit zyklischen triaxialen Belastungen durchgeführt. Der Versuchsaufbau (Abb. 49) bestand aus einer Versuchsbox, in welcher der zu untersuchende Boden lagenweise eingefüllt und verdichtet wurde. Auf den fertig eingebauten Versuchsboden wurde ein Geotextil oder ein Geokomposit (Aufbau aus Geogitter und Sandgemisch) aufgebracht und darüber eine spezielle Kopfplatte aufgesetzt.

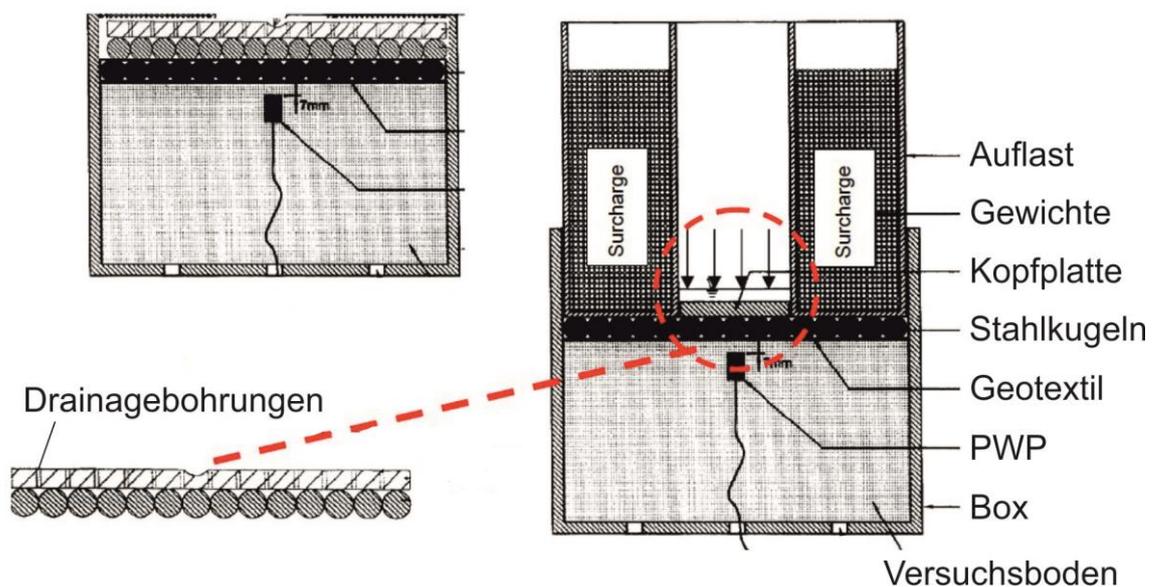


Abb. 49: Versuchsaufbau (Alobaidi & Hoare 1994; 1996)

Diese Kopfplatte soll die darüber liegende Gleisschotterschicht simulieren und besteht aus einer mit Löchern perforierten Stahlplatte, an deren unteren Ende Stahlkugeln, mit einem Durchmesser von 15 mm, in einer bestimmten geometrischen Anordnung angebracht sind. Danach wurde ein Porenwasserdruckgeber (PWP) in die obere Schicht (7 mm unter OK) des Versuchsbodens eingebracht.

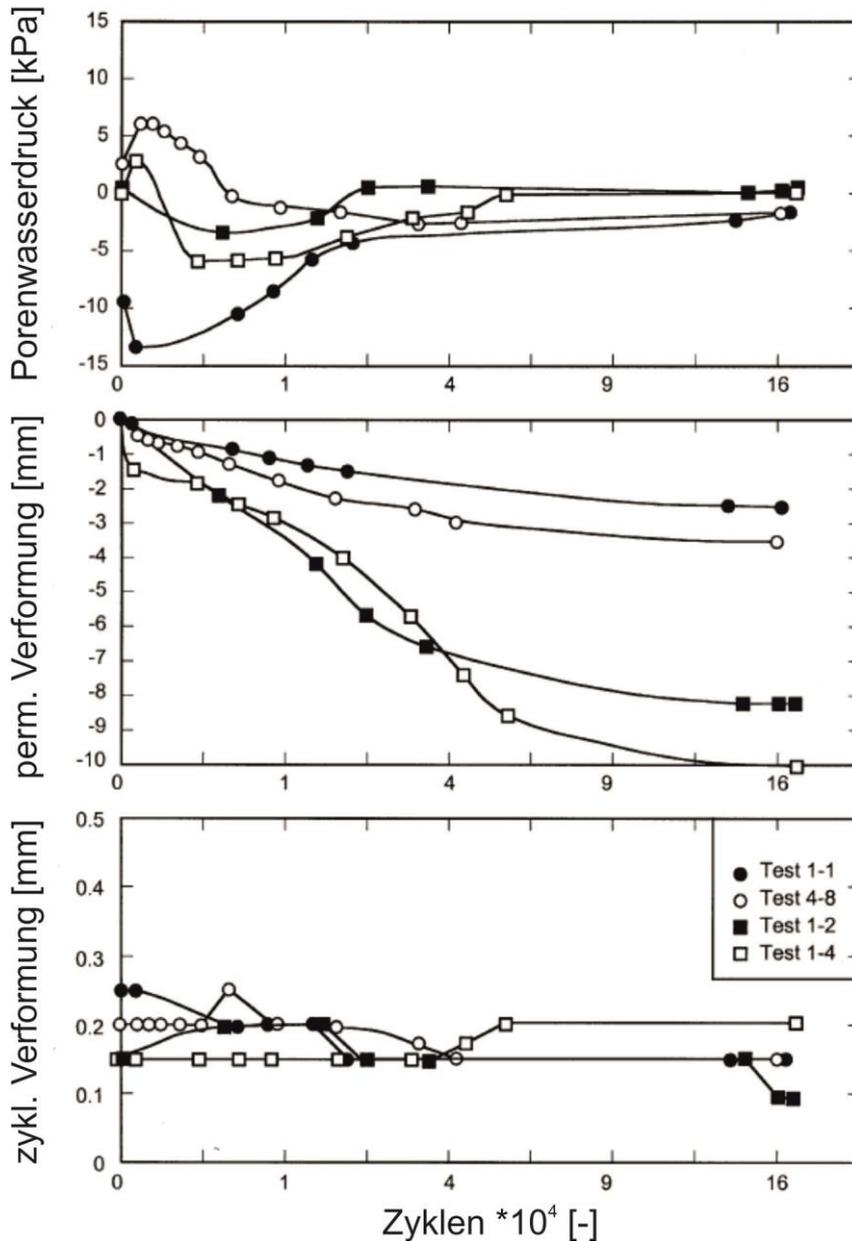


Abb. 50: Ergebnisse bei Belastung mit 1D-Platte (Alobaidi & Hoare 1998)

Die sinusförmige dynamische Belastung wurde mit einer Frequenz von 2 Hz und einer mittleren Spannung von 20 kPa und einer Spannungsamplitude von 10 kPa durchgeführt. Nach dem Test wurde die Trockenmasse, der sich im ausgepressten

Wasser und im Geotextil befindlichen Feinteile ermittelt, um die Änderung der Schichtdicke  $ELT$  [m] (equivalent loss of thickness) wie folgt zu beschreiben:

$$ELT = \Delta h(pump) = \frac{w_f}{A_f * \rho_d} \quad (49)$$

Dabei  $w_f$  [kg] ist die Trockenmasse der Feinteile,  $A_f$  [m<sup>2</sup>] die belastete Fläche und  $\rho_d$  [kg/m<sup>3</sup>] die Trockendichte des Bodens.

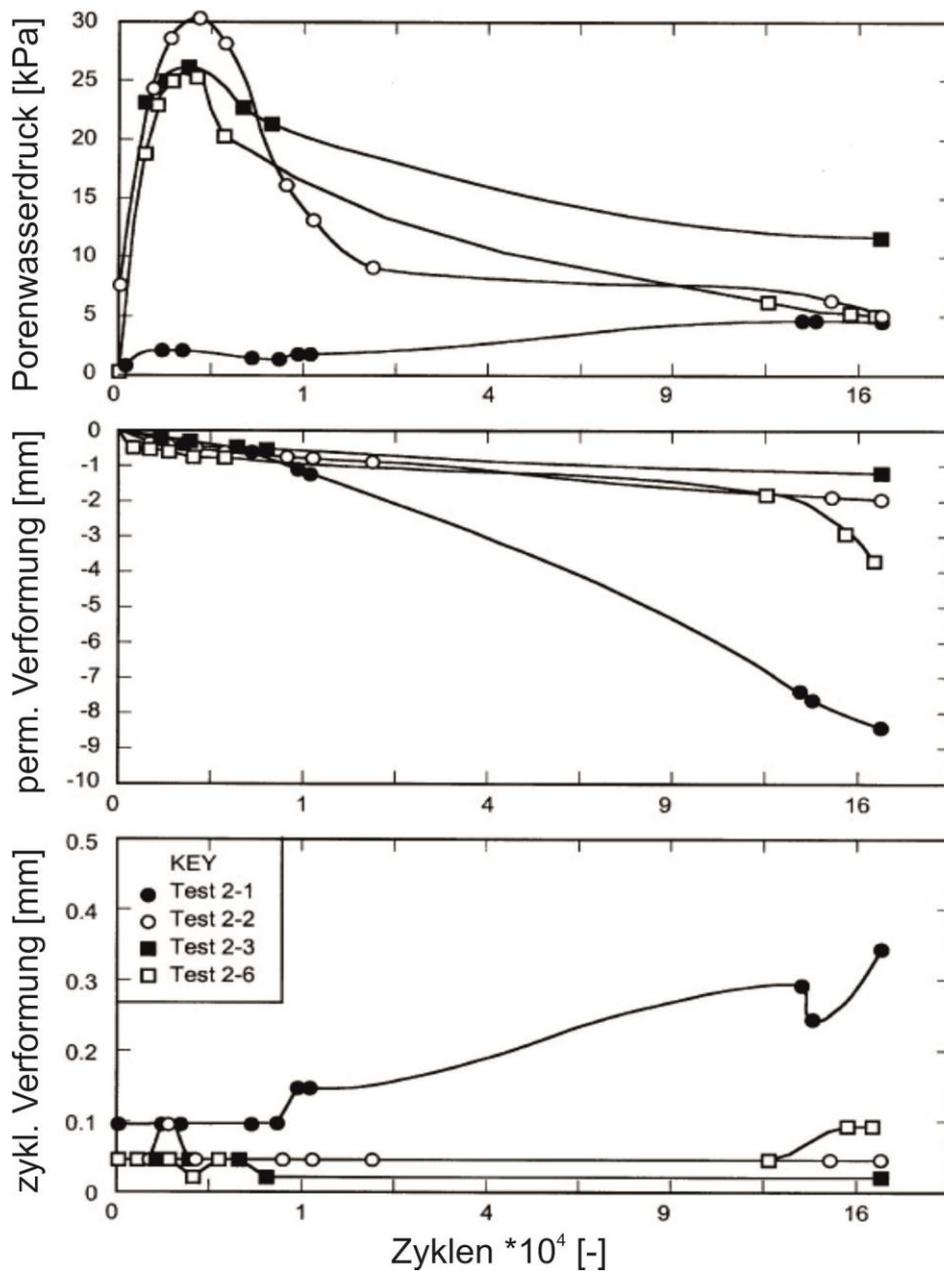


Abb. 51: Ergebnisse bei Belastung mit 3D-Platte (Alobaidi & Hoare 1998)

Durch diesen Wert haben Alobaidi & Hoare des Weiteren eine Beziehung zu den zyklischen Deformationen hergestellt. In Abb. 50 und Abb. 51 sind die gemessenen Porenwasserdrücke und Deformationen in Bezug auf die Lastzyklen als Ergebnisse der verschiedenen Testreihe ersichtlich. Daraus schließen Alobaidi & Hoare folgende Erkenntnisse:

- **Entwicklung der Porenwasserdrücke nahe der Grenzschicht**

Man erkennt, dass die typische Entwicklung der Porenwasserdrücke mit einem Spitzenwert zwischen 2000 und 5000 Lastzyklen und einer darauffolgenden Abnahme charakterisiert ist, jedoch nehmen die dazugehörigen permanenten Vertikalverformungen bis 160.000 Lastzyklen kontinuierlich zu. Auch sind jene Versuche mit der größten Menge an ausgepumpten Feinteilen (Versuch 1-4 und Versuch 2-1) jene mit dem geringsten Wert an gemessenen Porenwasserdrücken. Dadurch kommen Alobaidi & Hoare zu dem Ergebnis, dass der Porenwasserdruck allein nicht der maßgebende Faktor für den Pumpeffekt sein könne, da kein erkennbarer Zusammenhang zwischen den gemessenen Porenwasserdrücken und der ausgepressten Menge an Feinteilen hergestellt werden konnte.

- **Effekt von stehendem Oberflächenwasser**

Wie bereits erwähnt kann unter gewissen Umständen ein stehendes Wasser auf der Oberfläche des Unterbodens auftreten. Alobaidi & Hoare untersuchten den Einfluss dieses Oberflächenwassers auf den Pumpeffekt, in dem sie unterschiedliche Mengen an Wasser auf die Oberfläche des eingebauten Versuchsbodens gossen und 24 Stunden quellen ließen. Die Ergebnisse (Abb. 52a) lassen auf einen direkten Zusammenhang zwischen der Menge an Oberflächenwasser und der ausgepressten Menge an Feinteilen schließen. Je höher der Wasserstand des freien Oberflächenwassers war, desto größer waren die Verformungen und die ausgepresste Menge an Feinteilen. Bei der Untersuchung zum Einfluss der Belastungsfrequenz stellte sich heraus, dass dieser erst ab einer gewissen Menge von stehendem Oberflächenwasser eine Rolle spielte. Abb. 52b zeigt diesen Zusammenhang als Funktion der ermittelten Trockenmasse von Feinteilmaterial im Geotextils (SCV) über die Belastungsfrequenz.

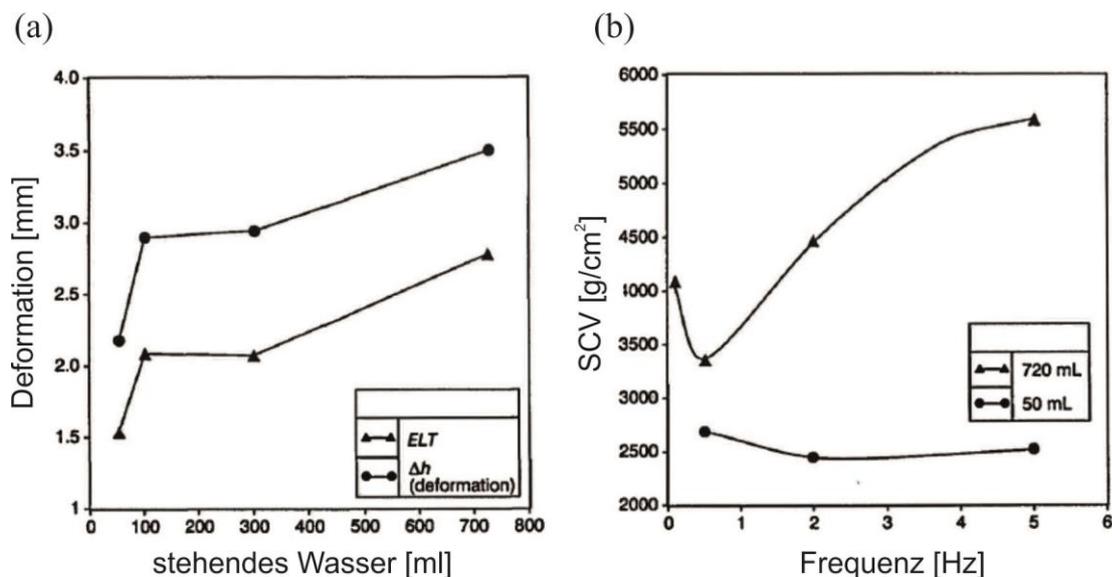


Abb. 52: (a) Einfluss von stehendem Wasser, (b) Einfluss der Belastungsfrequenz (Alobaidi & Hoare 1998)

Duong *et al.*, (2014) untersuchten in ihrer Arbeit den Einfluss verschiedener Parameter auf den Pumpeffekt und der sogenannten *interlayer creation*, welches die Entstehung einer Mischschicht, bestehend aus Unterbodenmaterial und Gleisschotter, beschreibt. Dazu wurden unter Variation der vertikalen Belastung, des Wassergehalts und der Einbaudichte des Unterbodens dynamische, physikalische Modellversuche durchgeführt.

Der zu untersuchende Boden besteht aus einem künstlichen Gemisch von gebrochenem Sand und Kaolin welches im Weiteren als 70S30K bezeichnet wird. Das Mischungsverhältnis der beiden Ausgangsstoffe beträgt 30 % Kaolin und 70 % Sand, bezogen auf die Trockenmasse. Der Anteil an Feinteilen mit einer Größe  $<80 \mu\text{m}$  beträgt ungefähr 95 %. Eine Abbildung der Kornverteilungskurve von 70S30K, wie auch der Vergleich zu einem bekannten und in der Natur vorkommenden Boden, dem „Jossigny- Schluff“, ist in Abb. 53 ersichtlich. Um den optimalen Wassergehalt von 16 % und die maximale Trockendichte von  $1,78 \text{ g/cm}^3$  des Bodens zu bestimmen, wurde ein Standardversuch nach Proctor durchgeführt (Abb. 54).

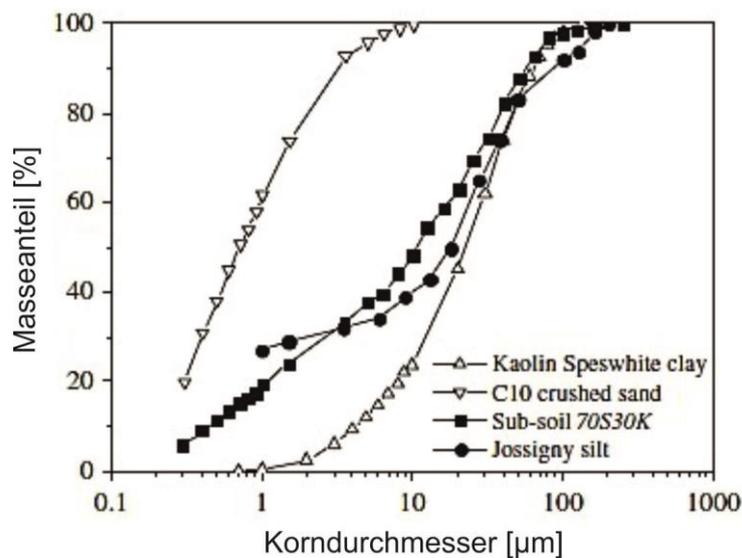


Abb. 53: Kornverteilungskurve 70S30K (Duong *et al.*, 2014)

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 55 dargestellt und besteht aus einer zylindrischen Messzelle aus Acrylglas, um eine optische Auswertung der Ergebnisse zu ermöglichen. Des Weiteren wurden für die messtechnische Erfassung folgende Bauteile verwendet:

- Tensiometer (Messung der Porenwasserdrücke)
- Zeitbereichsreflektometrie- Sonden (TDR- Sonden): für die Ermittlung des volumetrischen Wassergehalts über die Dielektrizitätskonstante  $K_a$  (nach Topp *et al* 1980)
- Porenwasserdruckgeber
- Digitalkamera zur visuellen Auswertung der Verschiebungen
- Prüfstempel mit integrierter Kraft-Weg- Messung

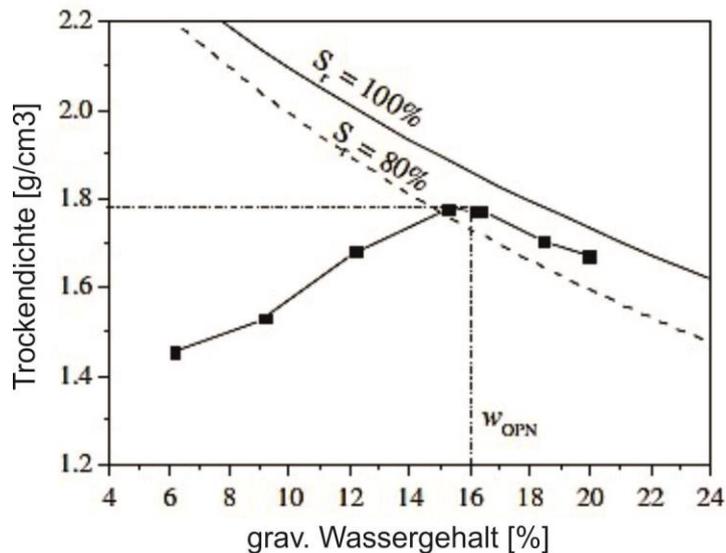


Abb. 54: Proctorkurve 70S30K (Duong *et al.*, 2014)

Für die Versuchsdurchführung wird der Versuchsboden mit dem optimalen Wassergehalt gemischt und lageweise mit einer definierten Lagerungsdichte in den Prüfzylinder eingebaut. Die Versuche wurden mit drei unterschiedlichen Trocken-Lagerungsdichten  $E1= 1,4 \text{ g/cm}^3$ ;  $E2= 1,5 \text{ g/cm}^3$  und  $E3= 1,6 \text{ g/cm}^3$  durchgeführt. Nach Erreichen einer Probenhöhe von 220 mm wurde eine 160 mm hohe Gleisschotterschicht auf den Versuchsboden aufgebracht. Zusätzlich wird eine Stahlplatte auf die Gleisschotterschicht aufgelegt um eine gleichmäßige Lastverteilung des Prüfstempels zu ermöglichen.

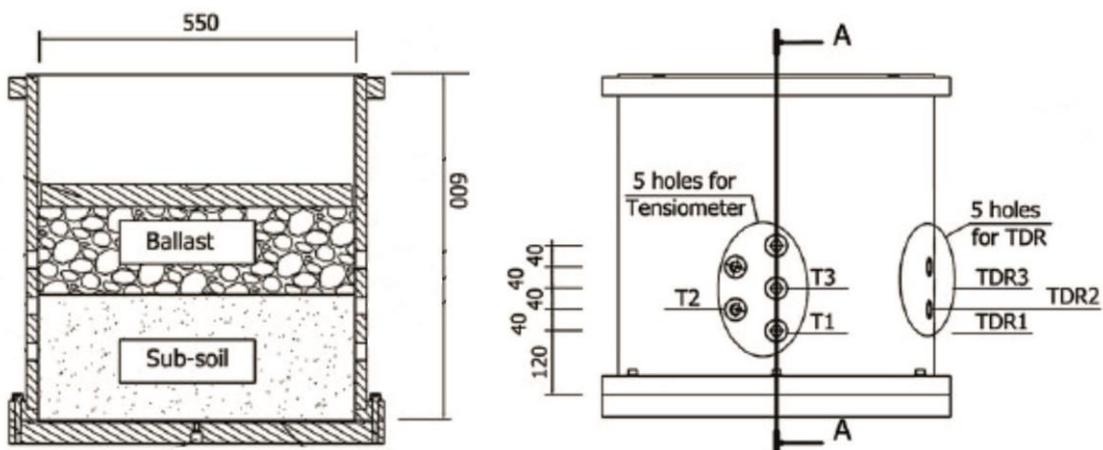


Abb. 55: Versuchsaufbau (Duong *et al.*, 2014)

Danach startet das Belastungsprogramm, welches aus einer monotonen Laststeigerung von 0 kPa auf 100 kPa mit einer Geschwindigkeit von 2kN/min besteht, gefolgt von einer Abfolge sinusförmiger Belastungszyklen aus Tab. 6

Tab. 6: Lastprogramm (Duong *et al.*, 2014)

Lastbereich	Frequenz	Anzahl Zyklen
30 – 100 kPa	0,1 Hz	20
	1 Hz	50
	2 Hz	100
	5 Hz	500.000

Nach dem Belastungsprogramm wird die Bodenprobe von unten mit Wasser unter einem Druck von 12 kPa gesättigt. Um eine größtmögliche Sättigung zu erreichen erfolgt die Befüllung solange bis sich ein freier Wasserspiegel von 20 mm auf der Oberkante des Versuchsbodens einstellt. Danach wird wieder die monotone Laststeigerung durchgeführt, gefolgt von 500.000 dynamischen Lastwechseln mit 5 Hz. Der Test wird nach Erreichen der 500.000 Lastwechsel beendet, oder wenn eine Feinteilsuspension an der Oberfläche der Gleisschotterschicht detektiert wird.

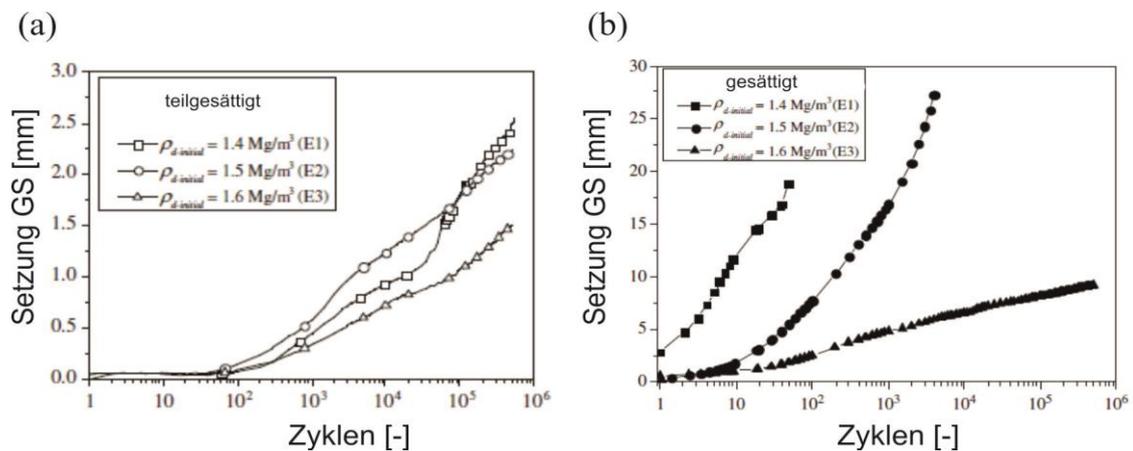


Abb. 56: Setzungen vom Gleisschotter im (a) teilgesättigten und (b) gesättigten Zustand (Duong *et al.*, 2014)

Nach Auswertung der Versuchsdaten kommen Duong *et al* zu dem Ergebnis, dass der Sättigungsgrad (Wassergehalt) des Versuchsbodens der maßgebliche Faktor für den Pumpeffekt ist. Zwar gibt es im teilgesättigten Zustand Setzungen des Gleisschotters und des Unterbodens (Abb. 56a), jedoch kommt es zu keinem Feinteiltransport oder einer Vermischung der beiden Schichten (Abb. 57). Im Unterschied dazu, kam es im gesättigten Zustand zu deutlich größeren Setzungen (Abb. 56b) und durch die Generierung von Porenwasserüberdrücken zu einer Aufhebung der Trennstabilität, was in Abhängigkeit der Lagerungsdichte zum Feinteiltransport und einer Vermischung der beiden Schichten führte. Bei den niedrigeren Lagerungsdichten E1 und E2 kam es nach wenigen Lastwechseln zu einer Detektion von Feinteilen auf der Gleisschotteroberfläche (Abb. 58a), welches als „Hochpumpen“ oder „Mud-Pumping“ bezeichnet wurde.

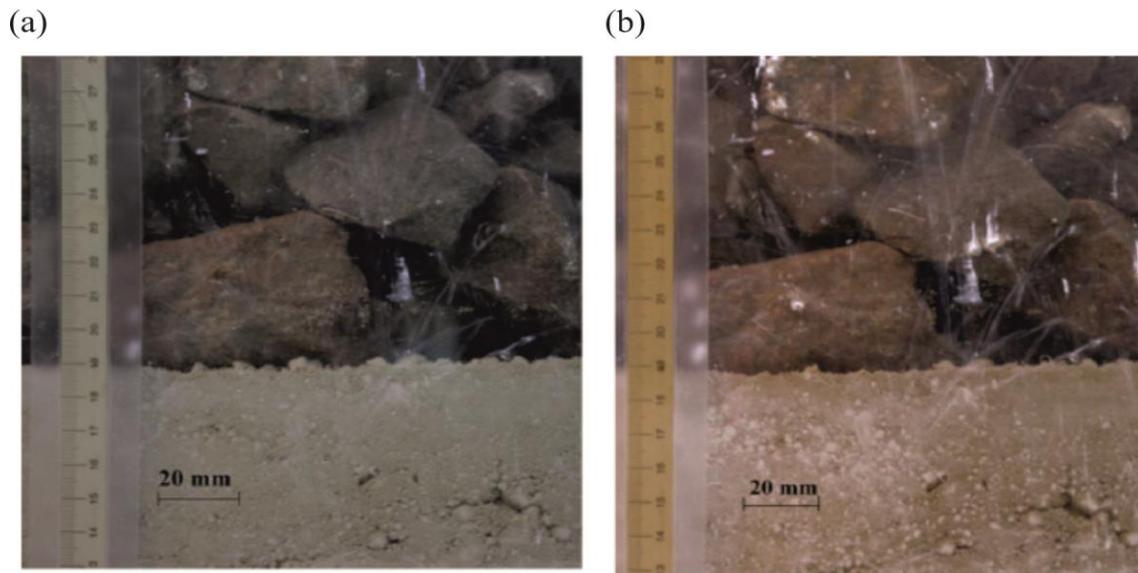


Abb. 57: Setzungen im teilgesättigten Zustand (a) vor der Prüfung, (b) nach Testende (Duong *et al.*, 2014)

Bei der höchsten Lagerungsdichte E3 kam es zur Bildung einer Mischschicht welche nach wenigen Lastwechseln konstant blieb und sich nicht bis zur Gleisschotteroberkante ausbildete (Abb. 58b). Auch waren die Setzungen nach wenigen Lastwechsel abgeklungen und gab es keine signifikante Zunahme der Setzungen mehr, wie in Abb. 57b ersichtlich ist. Dieses Phänomen wurde als „interlayer-creation“ bezeichnet.

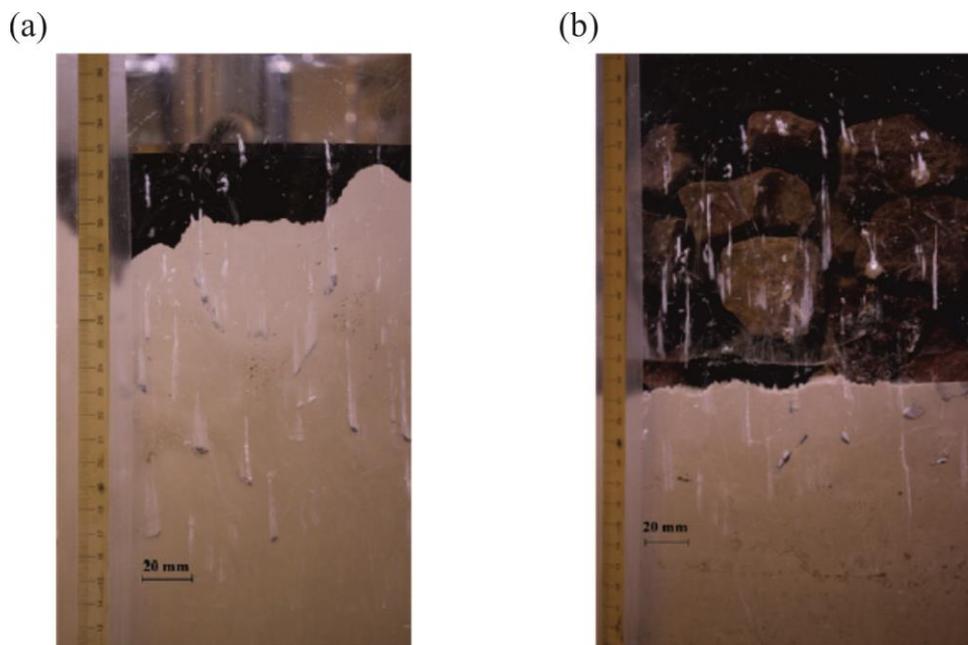


Abb. 58: Ausbildung der Mischschicht bei (a) Einbaudichte  $1,5 \text{ g/cm}^3$  und (b) Einbaudichte  $1,6 \text{ g/cm}^3$  (Duong *et al.*, 2014)

Chawla & Shahu, (2016) untersuchten in ihrer Arbeit die Wirkungsweise von verschiedenen geosynthetischen Anwendungen, wie dem Geotextil oder dem Geogitter, um einen Feinteiltransport zu verhindern und die Planumsschutzschicht zu ersetzen. Dazu wurden Modellversuche unter monotoner und zyklischer Belastung, an einem Ton und einem Schluff als Unterboden, durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 59 dargestellt und zeigt ein maßstabsgereutes Modell eines typischen Gleisquerschnitts in Indien.

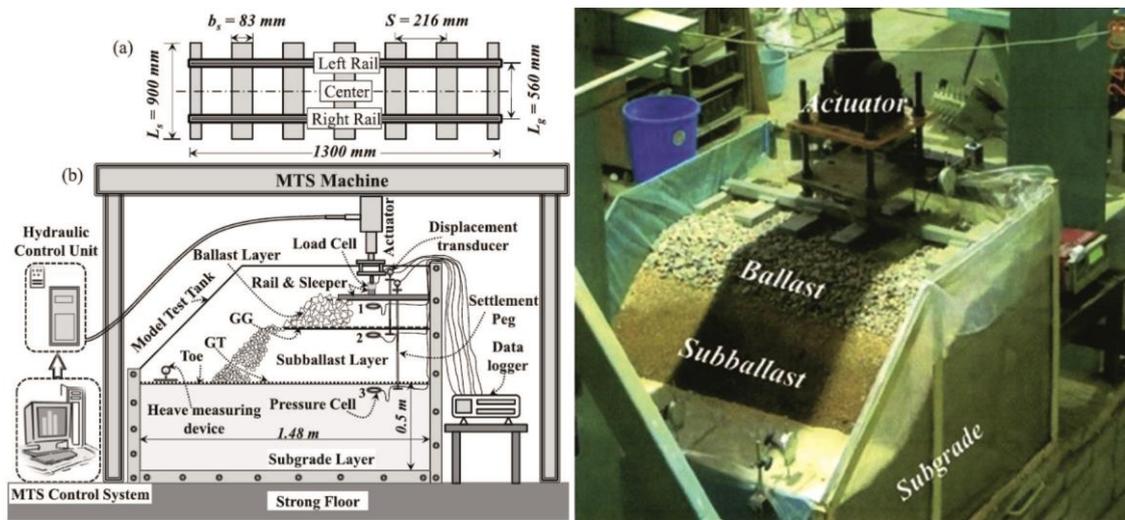


Abb. 59: Versuchsaufbau (Chawla & Shahu, 2016)

Dieses Modell besteht aus dem Unterboden, dem darüber liegenden Geotextil, einer Planumsschutzschicht, einem darüber liegenden Geogitter, dem Gleisschotter und einem Gleisrost. Die Vertikalbelastung erfolgte mit einem hydraulischen Aktuator auf den Gleisrost. Es wurden Versuche mit unterschiedlicher Anordnung von Geotextilien und unterschiedlicher Höhe der Planumsschutzschicht durchgeführt.

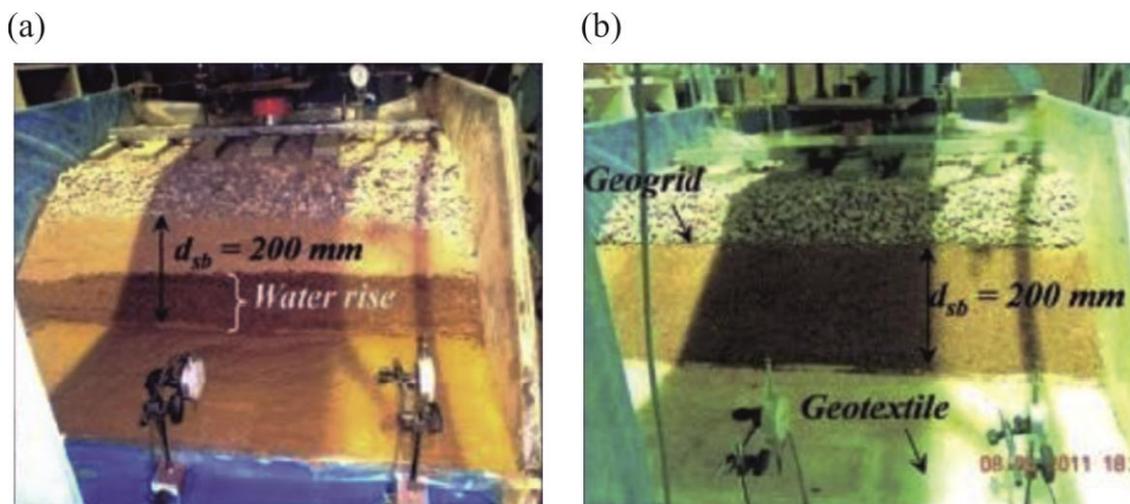


Abb. 60: (a) Ausbildung einer feuchteren Zone ohne Geotextil, (b) keine Ausbildung mit Geotextil (Chawla & Shahu, 2016)

Die Versuche wurden beendet, wenn 25.000 Zyklen erreicht waren oder eine Setzungsamplitude des Gleisrostes von 25 mm aufgetreten waren. Der Unterboden wurde mit einem hohen Wassergehalt von ~23 % für den Schluff und ~30 % für

den Ton eingebaut. Abb. 60a zeigt einen Anstieg des Wassergehalts (water rise) in der Planumschutzschicht, nach einem zyklischen Versuch ohne Geotextil zwischen Unterboden und Schutzschicht. Dies wird von den Autoren als „Mud-pumping“ bezeichnet. Im Gegensatz bei Versuchen mit Geotextil wurde kein Anstieg des Wassers beobachtet (Abb. 60b), jedoch ein Vollaugen des Geotextils mit Wasser. Daraus schließen Chawla & Shahu, 2016, dass es zu keinem MP-Problem gekommen ist und zu keiner Eindringung des Planumsschutzschicht-Materials in den Unterboden, da das Geotextil als Trennschicht diene.

## 6 Modellbildung & Versuchsaufbau

Um die in Kapitel 2 definierten Forschungsfragen zu bearbeiten, werden in der gegenständlichen Arbeit physikalische Modellversuche im Labor durchgeführt. Da der Fokus dieser Arbeit auf der Gleisschotter- Verschmutzung mit Feinteilen aus dem Unterboden liegt, soll mit dem Modell die Interaktion des Gleisschotters mit dem Unterboden unter dynamischer Verkehrsbelastung nachgebildet werden. Hierfür wird ein vertikaler zylindrischer Teilkörper betrachtet, in dessen Mittelpunkt der Schienenfuß einer belasteten Schwelle liegt (Abb. 61a und Abb. 61b). Dieser Teilkörper kann für die Lastabtragung, wie sie in Abb. 39 in Kapitel 4.2.3 dargestellt ist, Teilkörper als repräsentativ erachtet werden. In diesem Bereich kann davon ausgegangen werden, dass es zu einem vollflächigen Kontakt der Schwellenunterseite mit dem Gleisschotter kommt und dadurch zu einer vollflächigen Belastung des Unterbodens durch die Gleisschotterkörner, unabhängig vom Lastausbreitungswinkel. Hingewiesen wird darauf, dass die Symmetriebedingungen hinsichtlich Lastausbreitung im Schotterkörper und dem Untergrund bei der gewählten Schnittbetrachtung nicht vollständig erfüllt sind.

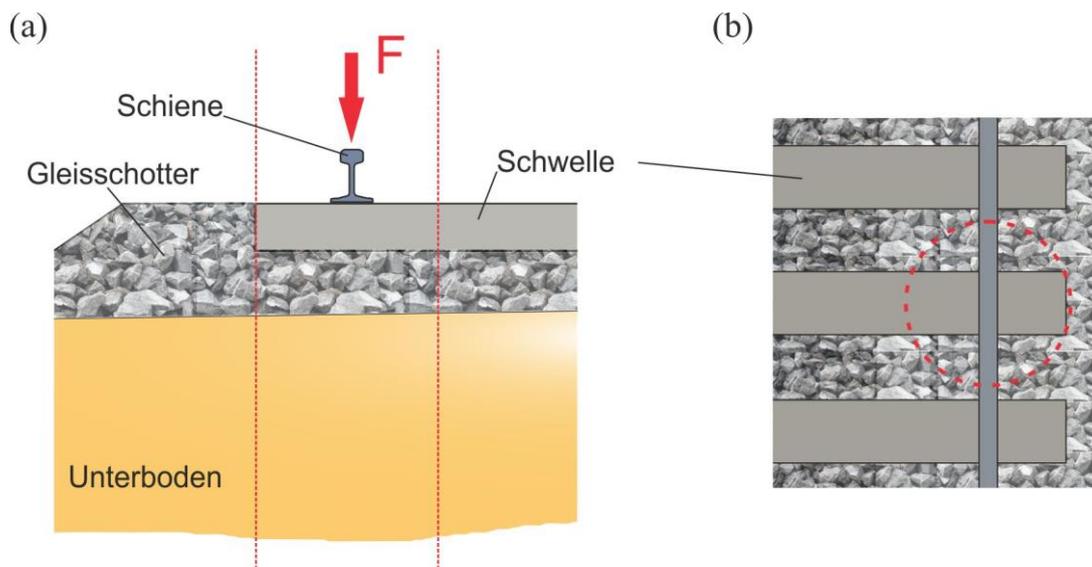


Abb. 61: Modellbildung für den Versuchsaufbau im (a) Querschnitt und (b) in der Draufsicht auf das Gleis

Auf der Modellvorstellung in Abb. 61 aufbauend, wird der Versuchskörper (= Schotter und Versuchsboden) in einem zylindrischen Acrylglasbehälter eingebaut. Dieser Acrylglasbehälter beinhaltet den zu untersuchenden Boden und einer darüber liegenden Gleisschotterplatte (GSP), welche vertikal dynamisch belastet wird und in Kapitel 6.1 näher beschrieben ist. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus ist in Abb. 62 ersichtlich und ähnelt jenem von Duong *et al.* (2014). Jedoch unterscheidet er sich in folgenden wesentlichen Punkten. Die Höhe der Bodenprobe wurde mit 400 mm festgelegt. Das Prüfgehäuse besteht aus einem Rohr aus Acrylglas mit einem Außendurchmesser von 400 mm und einer Wandstärke von 5 mm. Es wurde Acrylglas verwendet, da dessen transparente

Eigenschaften eine optische Auswertung und Beurteilung der einzelnen Versuche zulassen.

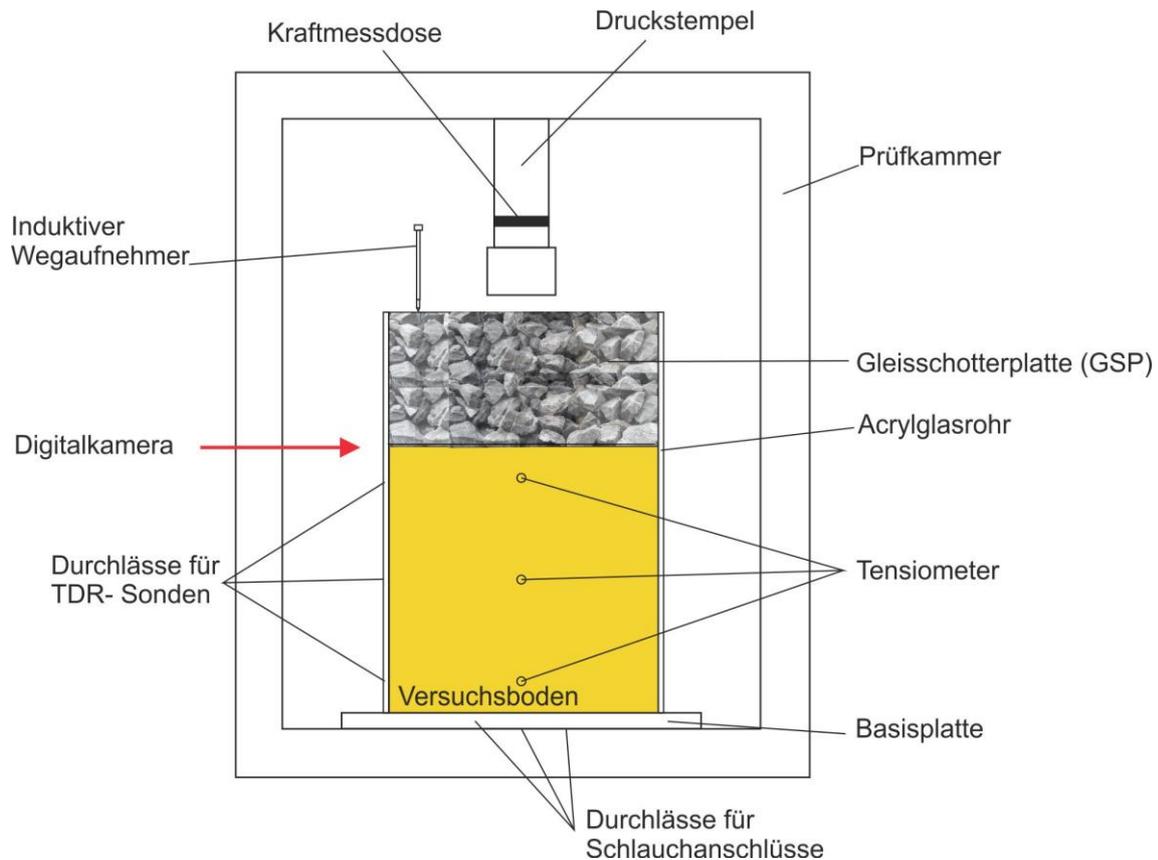


Abb. 62: Schematische Darstellung des Prüfaufbaus

Der Versuchszylinder aus Acrylglas ist mit einer 500 x 500 mm großen Basisplatte, ebenfalls aus Acrylglas, verklebt. Die genauen Dimensionen des Prüfzylinders mit Bohrungen für den Einbau der messtechnischen Einrichtungen sind in Abb. 63 ersichtlich.

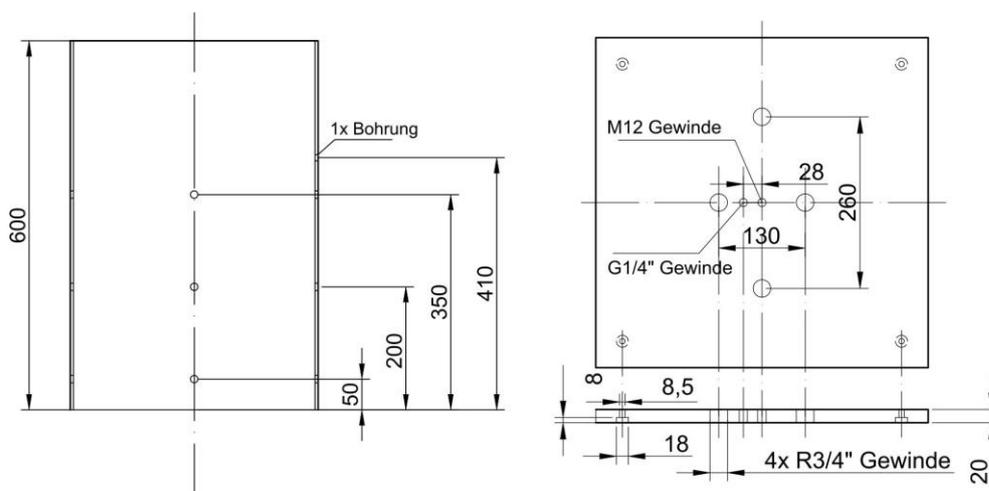


Abb. 63: Dimensionen vom Acrylglas- Rohr und der Basisplatte

## 6.1 Gleisschotterplatte (GSP)

Die GSP hat eine Höhe von 20 cm und einen mittleren Durchmesser von 38 cm. In Abb. 64 ist die für die Versuche verwendete Gleisschotterplatte dargestellt. Diese ersetzt im Versuchsstand das Gleisschotterpaket unterhalb der Schwellensohle, welches in konventioneller Bauweise, direkt am Unterboden aufliegt. Die Platte besteht aus konventionellem Gleisschotter- Kantkorn, mit einer Größe von 63/32,5 mm, welche mit einem Epoxidharz kontaktverklebt wurden. Um die Platte herzustellen, wurde in eine speziell angefertigte Schalung das Schotterkorn eingefüllt und händisch verdichtet. Danach wurden Ösen in den Gleisschotter eingebaut, um die Platte später mit einem Portalkran bewegen zu können. Anschließend wurde das Schotterkorn gleichmäßig mit einem 2-Komponenten Epoxidharz übergossen.



Abb. 64: Gleisschotterplatte (GSP)

Dabei handelt es sich um das „Ballastpond“- Harz der Fa. MC Bauchemie, welches auch für Gleisschotterverklebungen in bestehenden Gleisanlagen verwendet wird. Durch das übergießen und der daraus resultierenden Kontaktverklebung, entsteht ein kompaktes Gleisschotterpaket. Dieses bleibt jedoch drainagefähig, da sich das Harz beim Erhärten nicht ausdehnt und dadurch nicht der gesamte Porenraum mit Harz ausgefüllt ist, d.h. auch weiterhin zusammenhängende Porenräume erhalten bleiben. Die Porenzahl der GSP beträgt  $e_{GSP} = 0,673$  was einer Porosität von  $n_{GSP} = 0,403$  entspricht. Indraratna B. *et al.* (1997) berichteten, dass die Porosität einer Gleisschotterschicht zwischen  $n = 0,425$  (verdichtet) und  $n = 0,487$  (unverdichtet) liegen kann. Daraus lässt sich erkennen, dass durch die Verklebung der Porenraum nur rund 2 % geringer ist, als jener einer verdichteten Gleisschotterschicht. In Tab. 7 ist nochmals eine Zusammenfassung der wesentlichen Eigenschaften der GSP ersichtlich.

Tab. 7: Übersicht GSP

$d_{\text{Außen}} =$	38 cm	$n_{GSP} =$	0,403 [-]
$h =$	20 cm	$e_{GSP} =$	0,673 [-]
$V_{GSP} =$	22682,3 cm <sup>3</sup>	$n_{\text{ges}} =$	0,434 [-]
$A_{GSP} =$	1134,1 cm <sup>2</sup>	$e_{\text{ges}} =$	0,767 [-]

Die Verwendung einer verklebten GSP, anstatt einer Füllung mit ungebundenen Gleisschottersteinen zur Modellierung der darüber liegenden Gleisschotterschicht (z.B. Duong et al 2014), hat folgende Vorteile:

- keine Verspannung der Körner mit der Zylinderwand unter dynamischen Vertikallasten während der Versuchsdurchführung
- konstanter Porenraum während der Versuche (keine Verdichtung des Gleisschotterpakets)
- gleicher Porenraum und gleiche Geometrie des Gleisschotterkörpers für alle Versuche (Bessere Reproduzierbarkeit der Versuche)
- kein Gleisschotterabrieb, dadurch keine Vermischung von möglichen Feinteilen eines Abriebs mit Feinteilen aus dem Unterboden
- (mit Versuchsbeginn) gleiche Kontaktfläche zwischen Gleisschotterpaket und Unterboden für alle Versuche (Spannungskonzentrationen)
- direkte Kraftübertragung auf den Unterboden
- genauere Ermittlung des Verschmutzungsgrades
- schnelleres Ein- und Ausbauen

Ein möglicher Nachteil, aufgrund der Verwendung einer GSP, könnte in der fehlenden Abbildung der Relativbewegung zwischen den einzelnen Schotterkörnern und deren Einfluss auf die Verschmutzung liegen. Dieser mögliche Nachteil wurde jedoch aufgrund der oben genannten Vorteile als akzeptierbar erachtet, vor allem aber auch im Hinblick darauf, dass in der gegenständlichen Arbeit nicht die Verschmutzung aus Gleisschotterabrieb, sondern jene welche von unten in der Grenzschicht zwischen dem Gleisschotter und dem Unterboden stattfindet.

Um keine Reibung zwischen der Zylinderwand und der GSP zu generieren und um die möglicherweise nicht 100 %ige Rundheit des Acrylglasrohres zu berücksichtigen, wurde der mittlere Außendurchmesser der GSP um 10 mm gegenüber dem Nenn- Innendurchmesser des Versuchszylinders verringert. Dadurch ergibt sich ein zusätzlicher „Porenraum“ um den Gleisschotter der den Porenanteil auf  $n_{ges} = 0,434$  erhöht. Auf diesen Umstand wird in den Versuchsauswertungen genauer eingegangen.

## 6.2 Prüfstand & Lastkonzept

Um die dynamischen Vertikallasten einer Zugüberfahrt zu simulieren, wurde das Prüfgehäuse (Prüfzylinder) in einen Prüfstand eingebaut. Dieser speziell für dieses Forschungsprojekt von der Fa. Hainzl entwickelte Prüfstand besteht aus einer Prüfkammer und einem Hydraulikaggregat (Abb. 65). In der Prüfkammer befindet sich ein Druckstempel, der über Ölleitungen mit dem Hydraulikaggregat verbunden ist und über welchem die dynamischen Vertikalkräfte auf die GSP aufgebracht werden. Die Steuerung des Prüfstandes erfolgt auf einer Web-basierende Benutzeroberfläche. Mit dem Prüfstand können verschiedene Belastungsformen aufgebracht werden. Es gibt die Möglichkeit einer monotonen

Laststeigerung, bei dem die Vertikalkraft mit einer bestimmten Geschwindigkeit bis zu einem Maximalwert monoton erhöht werden kann. Nach Erreichen des Maximalwertes gibt es des Weiteren die Möglichkeit diese Vertikalkraft bis zu einem manuellen Abbruch zu halten.

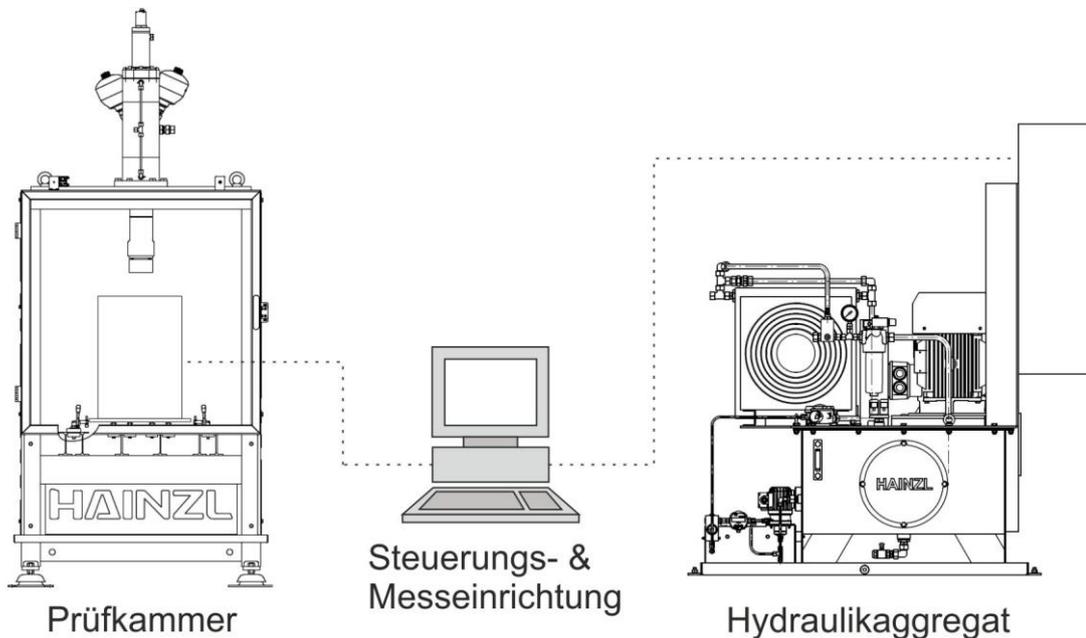


Abb. 65: Schematische Darstellung des Prüfstandes

Die Simulation einer Zugüberfahrt wird mittels sinusförmigen Lastzyklen durchgeführt. Dabei besteht ein Lastzyklus aus einer Doppelamplitude, wie sie in Abb. 66 dargestellt ist. Durch diese Belastungsform kann die Überfahrt eines unendlich langen Zuges, mit Waggons mit Doppeldrehgestellen abgebildet werden. Es können drei unterschiedliche Zuggeschwindigkeiten simuliert werden, nämlich  $V_1 = 100 \text{ km/h}$ ,  $V_2 = 200 \text{ km/h}$  und  $V_3 = 300 \text{ km/h}$ . Der Abstand zwischen den Doppelamplituden eines Lastzyklus simuliert den Abstand der Räder eines Doppeldrehgestells. Dieser wurde mit  $7,5 \text{ m}$  festgelegt. Der Abstand zwischen den einzelnen Zyklen simuliert den Drehgestell-Abstand, der mit  $19 \text{ m}$  festgelegt wurde. Diese Festlegungen wurden getroffen um zum einen die Belastungsform zu vereinheitlichen, da in der Realität die unterschiedlichen Abstände je nach Waggontyp stark variieren und zum anderen aus maschinenbaulichen Grenzen der Versuchsanlage. Durch diese Abstände der Belastungszyklen ergeben sich für die unterschiedlichen Zuggeschwindigkeiten folgende Frequenzen:

$$f_{V1} = \sim 1,5 \text{ Hz} \quad (100 \text{ km/h})$$

$$f_{V2} = \sim 3,0 \text{ Hz} \quad (200 \text{ km/h})$$

$$f_{V3} = \sim 4,5 \text{ Hz} \quad (300 \text{ km/h})$$

Der maximale Amplitudenwert eines Lastzyklus wurde mit  $\sigma_{V,\max} = 125 \text{ kPa}$  festgelegt. Dies entspricht Werten aus der Literatur (z.B. Duong *et al.*, 2014) wie auch Ergebnissen von Messungen der Infrastrukturbetreiber im Übergangsbereich

Gleisschotter zu Unterboden (Fischer, R., DB). Zwischen der Doppelamplitude erfolgt eine Entlastung auf  $\sigma_{V,\min 2} = \sim 70$  kPa, da auch bei einer realen Zugüberfahrt zwischen den Drehgestellen keine vollständige Reduktion der Belastung erfolgt. Der minimale Amplitudenwert eines Lastzyklus beträgt  $\sigma_{V,\min 1} = 15$  kPa. Dadurch ergibt sich ein  $\Delta\sigma_{V,Zyk}$  von 110 kPa für jeden Lastzyklus und ein  $\Delta\sigma_{V,DA}$  von 55 kPa für jede Doppelamplitude.

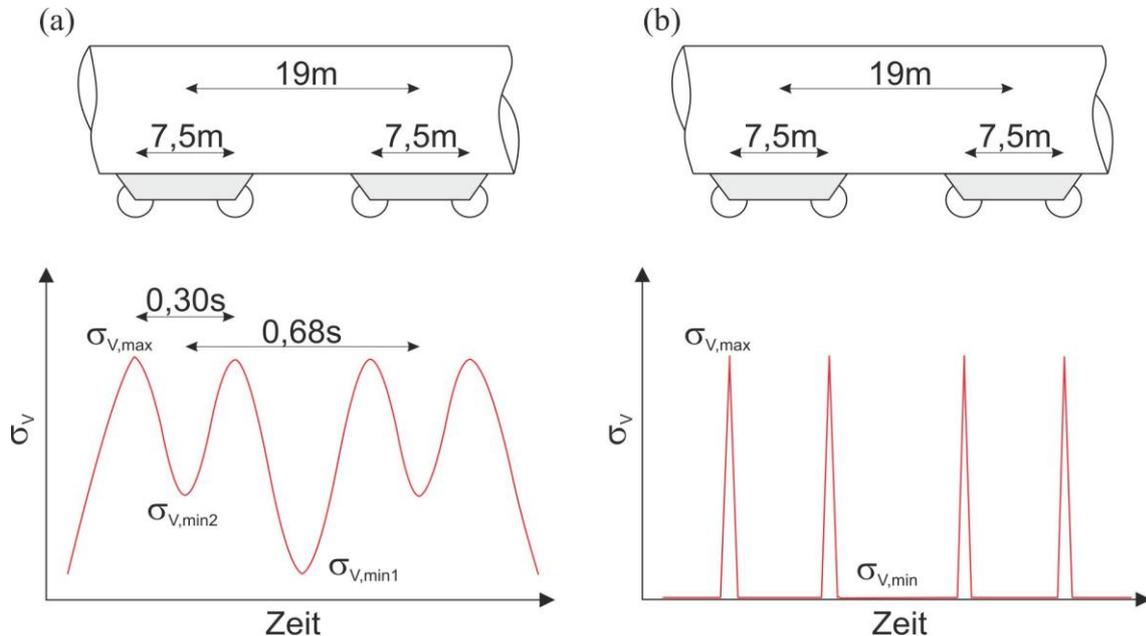


Abb. 66: Schematische Darstellung der dynamischen Vertikallasten auf die Bodenprobe, am Beispiel  $V_{Zug} = 100$  km/h bei (a) keiner Hohllage (Sinusform) und (b) mit Hohllage (Impulsform)

Des Weiteren besteht die Möglichkeit der Simulation einer Zugüberfahrt, über eine bestehende Hohllage (Abb. 38) unter einer Schwelle. Dabei ändert sich, wie in Kapitel 4.2.2 bereits erwähnt, die Vertikalbelastung zu einer „schlagenden“ Beanspruchung des Schotterbetts. Dies wurde realisiert, indem eine Impulsbelastung wie in Abb. 66b dargestellt, auf die GSP aufgebracht wird. Dabei bleiben die Belastungsfrequenzen und  $\sigma_{V,\max}$  gleich wie bei der sinusförmigen Belastung, jedoch reduziert sich nach jedem Lastzyklus und zwischen den Doppelamplituden  $\sigma_{V,\min}$  auf 0 kPa (schwebende Schwelle). Dadurch ergibt sich im Unterschied zur sinusförmigen Belastung, eine Erhöhung von  $\Delta\sigma_{V,Zyk}$  und  $\Delta\sigma_{V,DA}$  jeweils auf 125 kPa.

### 6.3 Messkonzept

Die Frage nach einem geeigneten Messkonzept für die Versuche in dieser Arbeit, ist sehr stark mit dem Versagens- bzw. Verschmutzungsmechanismus des Unterboden-/ Gleisschottersystems verbunden. Da, wie bereits in Kapitel 4.4 ausgeführt, zwischen dem Gleisschotter und dem (aufgeweichten) Unterbodenplanum Relativbewegungen erwartet werden, wird die Bewegung der GSP mit einem induktiven Wegaufnehmer (LDVT) gemessen.

Die Suspensionsbildung, wie auch die unter Umständen fortschreitende Verschmutzungshöhe in der GSP wird mittels einer Digitalkamera dokumentiert und anschließend am PC ausgewertet und interpretiert.

Am Druckstempel befindet sich eine GTM Kraftmessdose der Serie K, mit der die Vertikalkraft gemessen werden kann. Durch die Verwendung der starren GSP ist die gemessene Kraft am Stempel gleich der Kontaktkraft zwischen Gleisschotter und dem Unterboden. Die Kraftmessdose hat einen Messbereich von 0 – 25 kN, mit einer Genauigkeit von 0,02 %.

Für die Messungen der Porenwasserdrücke in der Bodenprobe werden sogenannte Tensiometer verwendet. Dabei handelt es sich um Messsensoren welche das auftretende Wasserspannungspotenzial eines Bodens messen können. Diese Wasserspannungen sind in teilgesättigten Böden negative Porenwasserdrücke (Saugspannungen) und entstehen durch die Bindungskräfte zwischen dem Porenwasser und den Bodenteilchen. Je niedriger der Wassergehalt eines Bodens ist, desto größer sind die Bindungskräfte des verbleibenden Wassers mit den Bodenteilchen und somit auch der negative Porenwasserdruck. Umgekehrt kommt es bei einem höher werdenden Wassergehalt zu einer Verringerung dieser Bindungsenergie, was schließlich zu einer Verringerung der Saugspannungen führt. Im gesättigten Zustand eines Bodens, d.h. alle Poren sind mit Wasser gefüllt, existieren keine Saugspannungen mehr und die Porenwasserdrücke werden positiv. In diesem Zustand kann es, wie in Kapitel 3.4 bereits beschrieben, durch Belastung unter Umständen zur Generierung von höheren Porenwasserdrücken als den hydrostatischen kommen, welche als Porenwasserüberdrücke bezeichnet werden. Eine genauere Beschreibung dieser Saugspannungs- Effekte findet man z.B. in Scheffer *et al.* (2010).

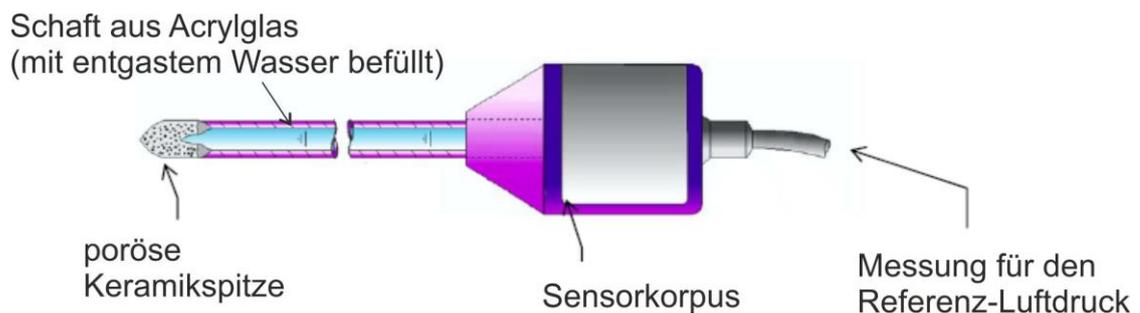


Abb. 67: Schematische Darstellung eines T5-Tensiometers (Meter Group AG)

Eine schematische Darstellung des verwendeten T5 Tensiometers der Fa. Meter Group ist in Abb. 67 ersichtlich. Durch die poröse Keramikspitze wird eine Verbindung zwischen dem Bodenwasser und dem entgastem Wasser im Schaft hergestellt. Dieser Schaft ist mit dem Sensorkorpus und dem darin befindlichen piezoelektrischen Drucksensor verbunden. Je nach Sättigungszustand des Bodens wird entweder Wasser aus dem Schaft in den Boden gezogen oder hineingedrückt. Dadurch wird entweder eine Zug- oder Druckkraft, über die Wassersäule im Schaft, auf diesen Drucksensor übertragen. Der gemessene Druck entspricht dem

lokalen negativen oder positiven Porenwasserdruck in der Bodenprobe. Eine Übersicht der Sensordaten ist in Tab. 8 dargestellt. Die Porenwasserdrücke können im Versuchsstand in drei unterschiedlichen Höhenlagen (Abb. 63) und durch die unterschiedlichen Schaftlängen (5 cm und 20 cm) auch in verschiedenen Tiefen der Bodenprobe ermittelt werden. Es ist zu erwähnen, dass Tensiometer hauptsächlich zur Messung von Saugspannungen verwendet werden, darum zeigen die hier eingesetzten T5-Sensoren einen positiven Wert im Saugspannungsbereich und einen negativen Wert bei Porenwasserüberdrücken. Diese Konvention wurde übernommen und für die gegenständliche Arbeit weiterverwendet.

Für eine korrekte Funktionsweise und plausible Messergebnisse ist es wichtig, dass sich keine Lufteinschlüsse im Schaft und in der Keramikspitze des Tensiometers befinden. Darum muss die Keramikspitze entlüftet und der Schaft mit entgastem Wasser befüllt werden.

Tab. 8: Übersicht T5 Sensordaten

Material und Dimensionen	
Keramikspitze	$\text{Al}_2\text{O}_3$ ; $l = 6 \text{ mm}$ ; $d = 5 \text{ mm}$
Schaft	PMMA; $l = 5/20 \text{ cm}$ ; $d = 5 \text{ mm}$
Lufteintrittspunkt	$>200 \text{ kPa}$
Messbereich	
T5	+85 kPa bis -100 kPa
Genauigkeit	$\pm 0,5 \text{ kPa}$
max. Druckspannung	-300 kPa

Des Weiteren werden zur Bestimmung des volumetrischen Wassergehalts  $\theta$  sogenannte EC5 TDR- Sensoren der Fa. Meter Group verwendet (Abb. 68). Dabei handelt es sich um eine indirekte Feuchtemessung des Bodens, mittels der Time-Domain- Reflectometry (TDR) Methode. Bei dieser Methode wird ein hochfrequentes (70 Mhz) elektromagnetisches Signal ausgesendet, welches sich entlang der Stäbe in den Boden ausbreitet und von den Spitzen reflektiert wird. Über die Laufzeitmessung zwischen dem ausgesendeten und dem reflektierten Signal, kann die Dielektrizitätskonstante  $\epsilon$  bestimmt werden (Rost, 1978).

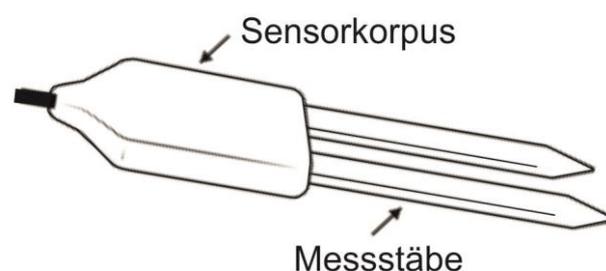


Abb. 68: Schematische Darstellung eines EC5-TDR-Sensors (Meter Group AG)

Durch die unterschiedlichen Dielektrizitätskonstanten von Wasser, Bodenteilchen und Luft, kann mit dem Ausgangssignal des Sensors in [mV] und der bekannten Gleichung aus Topp *et al.* (1980), auf den volumetrischen Wassergehalt geschlossen werden zu:

$$\theta = 11,9 * 10^{-4} * mV - 0,401 \quad (50)$$

Die Schwankungsbreite des Sensors liegt bei  $\pm 2\%$ . Zu erwähnen ist, dass durch die lineare Gleichung in (50), der maximale volumetrische Wassergehalt des Sensors mit einem Bereich von 0 %– 60 % limitiert ist. Soll ein Bereich von 0– 100 % erreicht werden, muss dies mit einer quadratischen Gleichung modelliert werden. Da die meisten mineralischen Böden jedoch bei einem volumetrischen Wassergehalt von  $\sim 40\%$  – 50 % gesättigt sind, reicht die lineare Annäherung für die gegenständlichen Fragestellungen.

## 6.4 Bodenmechanische Anwendungsgrenzen des Versuchsaufbaus

Wie bereits ausgeführt, liegt der Fokus des Versuchsaufbaus in der Beobachtung und Beurteilung der Interaktion vom Gleisschotter mit dem Unterboden und einer messtechnischen Erfassung der auftretenden Phänomene, wie der Gleisschotterverschmutzung. Durch die gewählten Größen des Versuchszylinders und den Belastungen, unterliegt der Versuchsaufbau keinen Modellparametern und erlaubt eine geeignete Abbildung der realen Verhältnisse. Dadurch gibt es aber auch gewisse Anwendungsgrenzen und Einschränkungen.

Die Problematik der Gleisschotterverschmutzung wird im gewählten Versuchsaufbau eindimensional betrachtet (Messung der vertikalen Setzung und vertikalen Verschmutzung der GSP, lokale Erfassung der Porenwasserdrücke über die vertikale Probenhöhe), jedoch kommt es aufgrund der Versuchsgröße durchaus zu dreidimensionalen Effekten in der Bodenprobe (z.B. räumliche Drainagewege, horizontaler Abbau von Porenwasserdrücken, etc). Diese räumlichen Effekte können des Weiteren unter gewissen Randbedingungen einen Einfluss auf das betrachtete Bodenverhalten unter zyklischer Belastung haben, welche jedoch mit dem gewählten Versuchsaufbau nicht erfasst und somit nicht interpretiert werden können.

Durch den gewählten Versuchsaufbau, insbesondere durch den Kontakt zwischen Gleisschotterplatte und Boden, werden in der Bodenprobe (zumindest im oberen Probenbereich) keine gleichmäßigen Spannungszustände in der Probe erzeugt. Es können keine eindeutigen Normal- und Schubspannungen in der Bodenprobe ermittelt werden, somit kann die Bodenprobe nicht als Bodenelement betrachtet werden. Dadurch ist ein direkter Vergleich des Bodenverhaltens im Versuchsaufbau mit Ergebnissen aus Elementversuchen der Literatur (z.B mit zyklischen Triaxialversuchen) nicht möglich. Bei gesättigten Versuchen ist eine

Überprüfung der Homogenität der Sättigung im Versuchsboden schwierig, da es – neben der ausführungstechnischen Schwierigkeit der Herstellung einer homogenen Sättigung - auch keine Möglichkeit der Durchführung z.B. eines B-Value Tests, wie beim Triaxialversuch gibt.

## 7 Versuche

Wie schon erwähnt werden, um die in Kap 2 definierten Forschungsfragen zu bearbeiten, verschiedenen physikalische Versuche durchgeführt. In diesem Kapitel werden die durchgeführten Versuche und deren Ergebnisse vorgestellt, diskutiert und in Bezug auf die verschiedenen Fragestellungen interpretiert. Der Aufbau dieses Kapitels gliedert sich zum einen in verschiedene Vorversuche und zum anderen in die durchgeführten dynamischen Versuchsreihen, welche am, in Kap 6 vorgestellten, Versuchsaufbau durchgeführt werden.

Beim Vorversuch 7.2.1 wird in einem eigens entwickelten Kleinversuch das Eindringverhalten eines einzelnen, dynamisch belasteten Schotterkorns in den Unterboden untersucht. Dabei wird vor allem betrachtet wie sich der, um das Schotterkorn befindliche Boden in Bezug auf Verdrängung oder Verdichtung verhält, wenn das Einzelkorn eindringt und wie sich das Verhalten ändert, wenn sich freistehendes Wasser auf der Bodenoberfläche befindet. Diese Erkenntnisse sollen dazu dienen, die bei den späteren Versuchen im Versuchszylinder auftretenden Setzungen der GSP und deren Interaktion mit dem Versuchsboden besser verstehen und interpretieren zu können. Dieser Kleinversuch ist der einzige Versuch der nicht am, im Kap. 6 vorgestellten Versuchsaufbau durchgeführt wird.

Beim Vorversuch 7.2.2 wird untersucht, wie sich die in den Versuchszylinder eingebauten Böden aufgrund der gewählten Methode sättigen und wie sich die Änderung vom Sättigungsgrad in der messtechnischen Erfassung äußert. Die gewonnenen Erkenntnisse werden verwendet um spätere dynamische Versuche unter gesättigten Bedingungen durchzuführen.

Danach erfolgt die Darstellung der Ergebnisse aus den Versuchsreihen, bei dem der aus der GSP und dem Versuchsboden bestehende Versuchsaufbau dynamisch belastet wird. In Versuchsreihe 7.3 liegt der Fokus am Verhalten des GSP-Unterboden-Systems, wenn der Versuchsboden annähernd mit dem optimalen Wassergehalt eingebaut wird und somit unter dynamischer Belastung eine reine Verdichtung ohne Aufhebung der Trennstabilität erfährt. Die daraus ermittelten Ergebnisse werden im weiteren Verlauf des Kapitels jenen Ergebnissen gegenübergestellt und verglichen, bei dem ein Versagen festgestellt wurde. In Versuchsreihe 7.4 liegt der Schwerpunkt in der Ermittlung des Verhaltens des GSP-Unterboden-Systems, wenn der Versuchsboden nahezu vollständig gesättigt ist, vor allem in Bezug auf ein erwartetes Versagen und eine Verschmutzung der GSP. Basierend auf diesen Erkenntnissen wird in Versuchsreihe 7.5 untersucht, ab welchem Wassergehalt (Sättigungsgrad) des Versuchsbodens ein Versagen beginnt bzw. ob sich der Versagensmechanismus in Bezug auf den Wassergehalt und die Bodenart ändert.

In Versuchsreihe 7.7 wird der Einfluss eines beginnenden, freistehenden Oberflächenwassers auf das Verhalten des GSP-Unterboden-Systems untersucht,

wenn sich der Unterboden noch in einem unkritisch (optimal) gesättigten Zustand befindet.

Anschließend wird in diesem Kapitel ein Ergänzungsversuch (Kap. 7.8) durchgeführt, bei dem der Versuchsboden durch ein Tragschichtmaterial ersetzt wird. Dabei soll untersucht werden, ob es auch bei diesem Material und unter gesättigten Bedingungen zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Gleisschotterverschmutzung kommt.

## 7.1 Verwendete Böden

Wie bereits erläutert, sollen in dieser Arbeit Sand-Schluff-Gemische unterschiedlicher Zusammensetzung als Unterböden untersucht werden. Dazu wurden 3 Böden mit unterschiedlichen Kornverteilungen (Abb. 69) im Schluff- und Sandbereich künstlich gemischt, welche im Folgenden Boden 1 (B1), Boden 2 (B2) und Boden 3 (B3) genannt werden. Die Ausgangsmaterialien bestehen aus zwei gebrochenen Sanden aus einem Steinbruch (Sa<sub>1</sub> & Sa<sub>2</sub>) und dem Filterkuchen-Material einer Kieswaschanlage für den Schluffboden (Si).

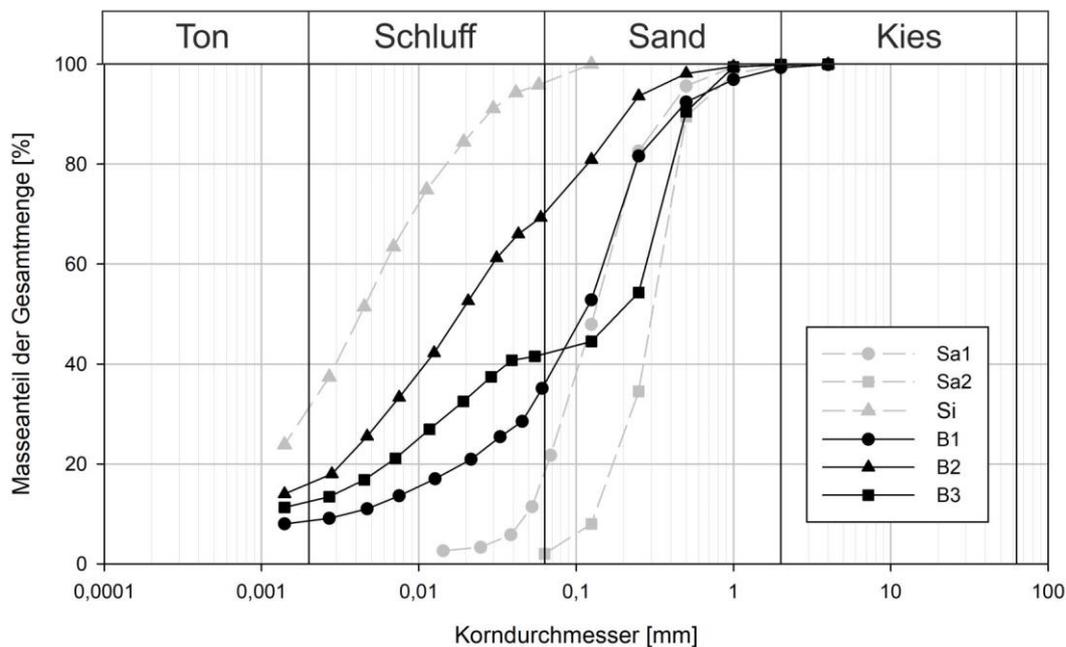


Abb. 69: Sieblinien der Versuchsböden und Ausgangsmaterialien

Für Boden 1 und Boden 2 wurden die Kornverteilungen derart festgewählt, dass sie ein Band an Kornverteilungen „einschließen“ welches bekanntermaßen für Mud-Pumping als kritisch anzusehen ist. Bei Boden 1 handelt es sich um einen gering tonigen, schluffigen Sand, mit einem Feinkornanteil von ca. 35 % und einem Sandanteil von ca. 65%. Boden 2 entspricht einem tonigen, sandigen Schluff, bei dem der Feinkornanteil bei annähernd 70 % und der Sandanteil bei ca. 30% liegt.

Tab. 9: Zusammenfassung der Siebkurven

Bez.	Ton [%]	Schluff [%]	Sand [%]	Bodenart	D10 [mm]	D30 [mm]	D60 [mm]	Cu	Cc
B1	8	35	57	cl'si Sa	0,0035	0,0486	0,1486	42,46	4,54
B2	18	70	12	cl sa Si	<0,002	0,0062	0,0294	-	-
B3	12	42	46	cl'si Sa	<0,002	0,0154	0,2787	-	-

Auf diese beiden Böden wurde auch der größte Fokus bei den durchgeführten Versuchen gelegt. Boden 3 ist ein gering toniges, Sand-Schluff-Gemisch mit einer Ausfallskörnung im Feinsandbereich (0,04 – 0,125 mm). Ein Überblick der Korngrößenverteilungen und diesbezüglicher Kenngrößen für die einzelnen Böden ist in Tab. 9 ersichtlich. In Abb. 70 sind die Korngrößenverteilungen der gemischten Versuchsböden mit Korngrößenverteilungen aus der Literatur, welche mit MP in Verbindung gebracht werden, abgebildet (aus Raymond, 1986; Hayashi & Shahu, 2000; Voottipruex & Roongthanee, 2003; Aw, 2007; Duong *et al.*, 2014). Man erkennt, dass sich B1, B2 und B3 in einem repräsentativen Bereich von kritischen Böden befinden (farblicher Bereich).

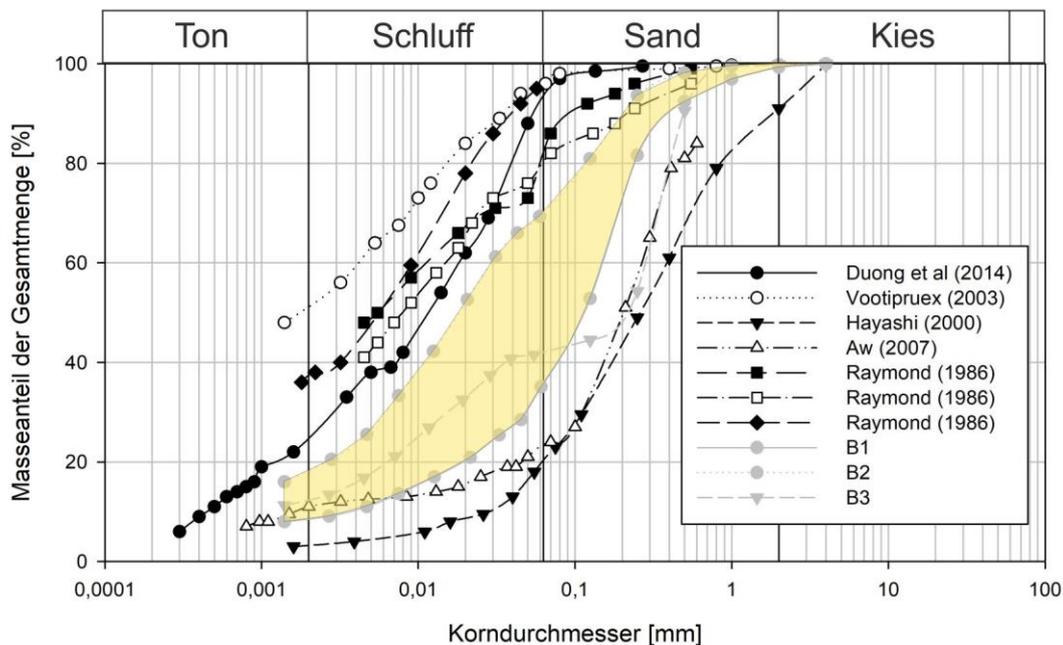


Abb. 70: Vergleich der Versuchsböden mit Korngrößenverteilungen aus der Literatur  
Um die Versuchsböden zu klassifizieren, wurden des Weiteren verschiedene Indexversuche durchgeführt. Eine Auflistung dieser Versuche und deren Ergebnisse sind in nachstehender Tab. 10 ersichtlich.

Tab. 10: Ergebnisse der Indexversuche

Bez.			B1	B2	B3
Korndichte	$\rho_s$	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,78	2,74	2,70
opt Wassergehalt	$w_{opt}$	[%]	13,7	13,1	10,6
Proctordichte	$\rho_{pr}$	[g/cm <sup>3</sup> ]	1,91	1,98	2,05
Durchlässigkeit	$k_{10}$	[m/s]	$1,9 \cdot 10^{-7}$	$4,8 \cdot 10^{-8}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$
Fließgrenze	$w_L$	[%]	22,5	22,6	18,4
Ausrollgrenze	$w_P$	[%]	22,0	17,6	14,2
Bildsamkeitszahl	$I_P$	[%]	0,5	4,9	4,2

Durch die ermittelte Bildsamkeitszahl  $I_P$  in Tab. 10 erkennt man, dass B1 durch seinen hohen Sandanteil keine plastischen Eigenschaften besitzt. Auch B2 mit einem  $I_P$  von 4,9 [%] zählt laut Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (DIN 18196) zu den nicht- bis leicht-plastischen Schluff-Sand-Gemischen. Abb. 71 zeigt den Einfluss des Wassergehalts auf die erreichte Trockendichte bei gleichbleibender Verdichtungsenergie (Proctorversuch). Aus dem Peak-Wert der Kurven lässt sich der optimale Wassergehalt  $w_{opt}$  und die Proctordichte  $\rho_{pr}$  ermitteln.

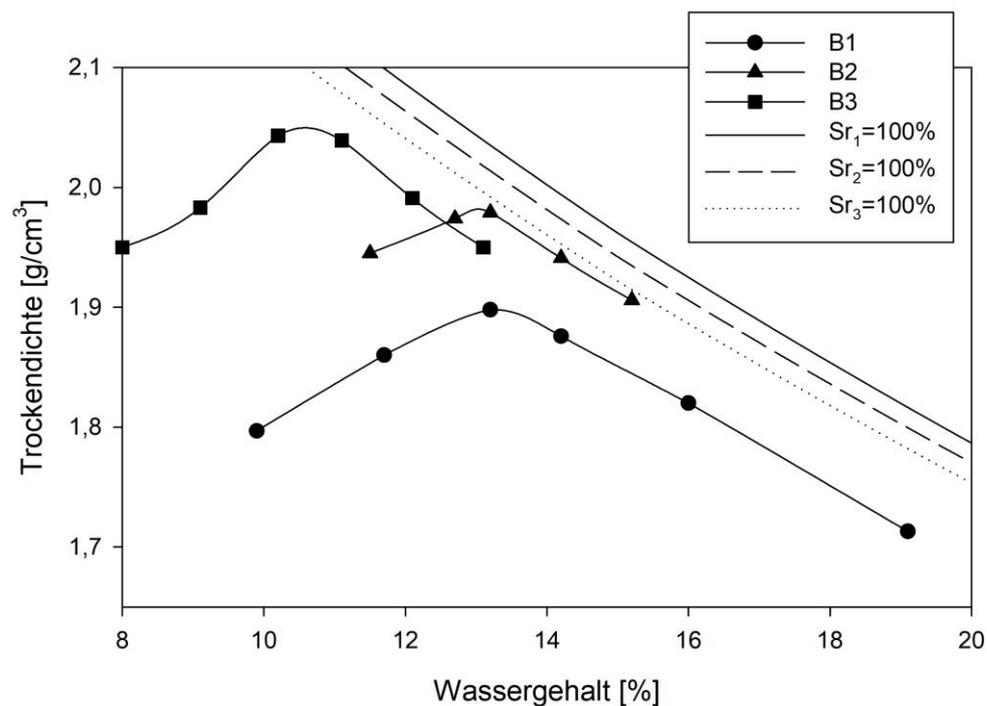


Abb. 71: Proctorkurven der Versuchsböden

## 7.2 Voruntersuchungen

### 7.2.1 Eindringverhalten eines Einzelkorns (Kleinversuch)

Eine Fragestellung im Rahmen dieser Arbeit war, die Interaktion zwischen einem dynamisch belasteten Schotterkorn mit dem umliegenden Unterbodenmaterial zu untersuchen. Unter Interaktion wird in diesem Kapitel verstanden, in wie weit sich die Bewegungen des dynamisch belasteten Schotterkorns auf die Bewegungen der Bodenpartikel auswirken und ob diese Interaktion nur im oberflächennahen Grenzbereich des anstehenden Unterbodens zum Schotterkorn stattfindet oder ob Bodenpartikel auch in größeren Abständen zum Schotterkorn, in Abhängigkeit der Bodenart, Lagerungsdichte und des Wassergehalts beeinflusst werden.

Konkret sollen mit dieser Versuchsreihe folgende Fragen erörtert werden:

- Wie findet durch eine dynamische Vertikalbelastung, die Eindringung eines Schotter-Einzelkorns in den Unterboden statt?
- Wie groß ist der Einflussbereich des einzelnen Schotterkorns auf den Unterboden?
- Wie verhält sich der Boden im Einflussbereich, in Bezug auf eine Verdichtung, Verdrängung und Feinteilebewegung?
- Ist es möglich dies messtechnisch zu erfassen und zu interpretieren?

- **Versuchsaufbau**

Um eine qualitative Aussage zu treffen, wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche mit Boden 1 durchgeführt, deren Versuchsaufbau in Abb. 72 dargestellt ist. Dieser besteht aus dem Versuchsstand, dem Versuchsbehälter und

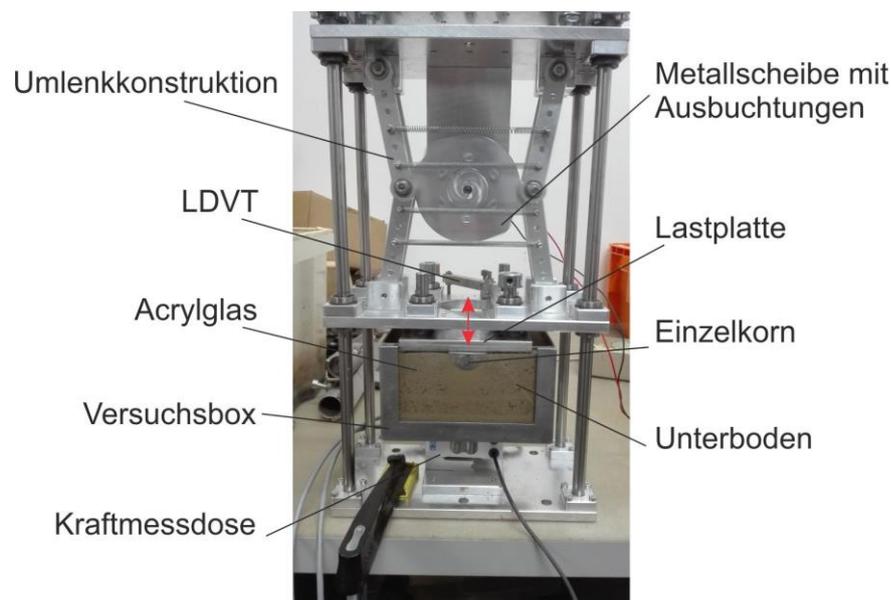


Abb. 72: Versuchsaufbau für die Einzelkornversuche

der Messtechnik. Der Versuchsaufbau soll den vertikalen Schnitt durch den Mittelpunkt eines belasteten Schotterkorns, welches auf dem Unterboden aufliegt, abbilden (Abb. 73). Darum besteht der Versuchsbehälter aus einer 132x156x90 mm großen Metallbox, an dessen Vorderseite eine Scheibe aus Acrylglas verbaut ist, um eine optische Auswertung zu ermöglichen. In diesem befindet sich der zu untersuchende Boden und das Schotter-Einzelkorn, welches mittels einer Viertelkugel (d = 35 mm) aus PVC, idealisiert wird. Eine Viertelkugel wurde deshalb gewählt um die verschiedenen, natürlich auftretenden Formen, eines 32,5/63 mm großen Schotter-Kantkorns zu vereinheitlichen.

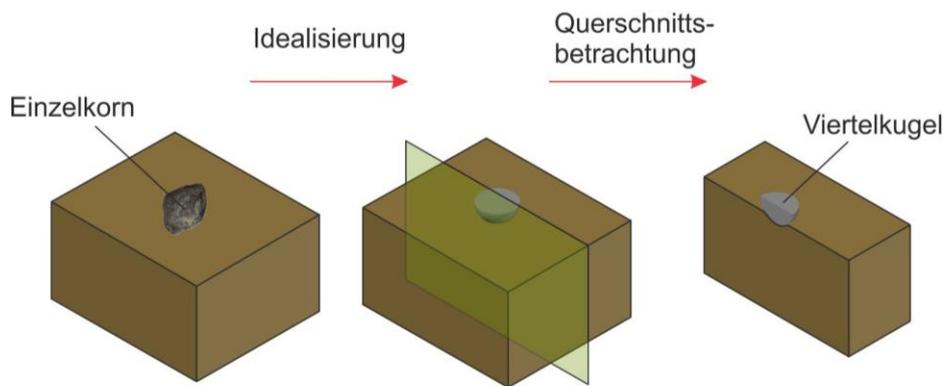


Abb. 73: Idealisierung und Modellbildung des Versuchsaufbaus

Der Versuchsstand, welcher an der HTL Saalfelden u.a. von Herrn Dr. Helfried Breyman entwickelt und zur Verfügung gestellt wurde, besteht aus einem regelbaren Motor, an dessen Welle eine kreisförmige Metallscheibe mit Ausbuchtungen befestigt ist. Durch die Umlenkkonstruktion wird aus der Drehbewegung der Scheibe, eine Vertikalbewegung der darunterliegenden Platte. Mit dieser Platte erfolgt die dynamischen Vertikalbelastung auf das Einzelkorn im Versuchsbehälter.

Durch den radialen Abstand der Ausbuchtungen auf der Metallscheibe, besteht die Vertikalbelastung aus sinusförmigen Doppelamplituden (Abb. 74), deren Frequenz über die Drehzahl des Motors gesteuert werden kann. Diese Doppelamplituden entsprechen einer Zugüberfahrt mit endloser Anzahl an Waggonen aus Kapitel 6.2, bei einem Achsabstand zwischen den Drehgestellen von 19 m und einem Radabstand von 2,5 m. Die aufgebrachte Kraft auf die beiden Viertelkugeln beträgt  $F_{\max} = \sim 180 \text{ N}$  und  $F_{\min} = \sim 25 \text{ N}$ . Dies ergibt sich aus dem Eigengewicht der freihängenden Prüfstandkonstruktion.

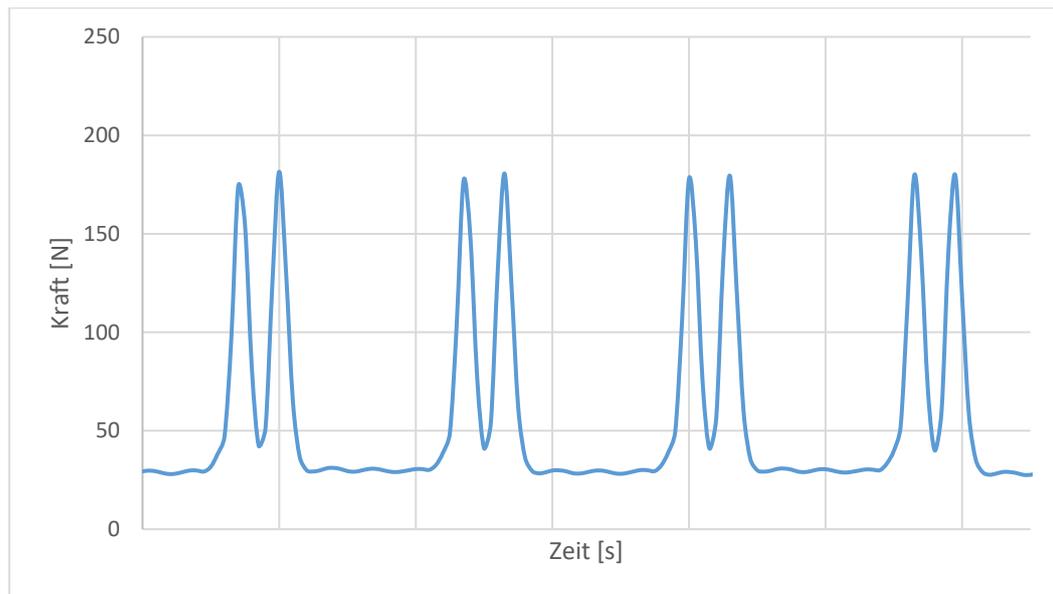


Abb. 74: Vertikalbelastung auf das Einzelkorn

- **Messkonzept**

Der Schwerpunkt des Messkonzeptes besteht aus einer optischen Analyse der Bewegung des Bodenteilchens unter dynamischer Belastung und der daraus resultierenden Veränderung des Bodengefüges. Dies erfolgt mit der Particle-Image-Velocimetry-Methode (PIV). Bei dieser Methode werden mit einer Digitalkamera Fotosequenzen des betrachteten Querschnitts (Acrylglasplatte) aufgenommen und anschließend mit einer Software ausgewertet, die einen Vergleich der Lage der Bodenteilchen zu unterschiedlichen Zeiten des Versuchsablaufes erlaubt. Als Ergebnis können Verschiebungsvektoren und Geschwindigkeitsfelder einzelner Punkte (Partikel) ausgegeben werden (Schroeder & Willert, 2008). Des Weiteren wird die Setzung der Platte mit dem induktiven Wegaufnehmer (LVDT) gemessen. Zusätzlich befindet sich am unteren Ende des Versuchstandes eine Kraftmessdose, auf welcher der Versuchsbehälter aufliegt. Hierzu ist jedoch anzumerken, dass die gemessene Kraft keinen direkten Rückschluss über die vertikale Belastung auf das Einzelkorn geben kann.

- **Versuchsdurchführung**

Es wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt. Zum einen eine Versuchsreihe mit optimalem Wassergehalt des Versuchsbodens und zum anderen eine Versuchsreihe mit stehendem Wasser auf dem Versuchsboden. Zuerst wurde der Boden im Ofen bei 105 °C getrocknet. Danach erfolgte die Zugabe von Wasser um den optimalen Wassergehalt  $w_{Pr}$  von 13,7 %, der vorher im Proctor-Versuch ermittelt wurde, zu erreichen. Anschließend wurde der Boden lageweise in 1,75 cm Schichten in den Versuchsbehälter eingebaut, bis eine Probenhöhe von 7 cm und eine Trockeneinbaudichte  $\rho_t$  von 1,8 g/cm<sup>3</sup> erreicht wurden. Die gewählte Einbaudichte entspricht einer relativen Dichte  $D_r = 94$  % und ergab sich aus der Feststellung, dass sich ab dieser Einbaudichte keine sichtbaren Schichtungen des Versuchsbodens mehr einstellten, was für die optische Auswertung von Vorteil

war. Nach Erreichen der fertigen Probenhöhe, wurden zwei Viertelkugeln, wie in Abb. 75, auf den Versuchsboden aufgesetzt und in den Prüfstand eingebaut. Um die Kraftübertragung der Lastplatte auf die beiden Viertelkugeln zu gewährleisten, wurden diese mit einem aufliegenden Stahlträger verbunden. Nach dem Einbau des Versuchsbehälters wurde die dynamische Belastung gestartet. Diese erfolgte mit einer Frequenz von 3,0 Hz, was einer simulierten Zuggeschwindigkeit von ca. 200 km/h entspricht. Die Versuche wurden entweder nach 20.000 Lastwechseln, oder nachdem die Viertelkugel vollkommen im Boden eingedrungen war, beendet. Bei der Versuchsreihe mit stehendem Wasser wurden 1 min vor dem Start der Belastung 100 ml Wasser auf die Oberfläche gegossen.

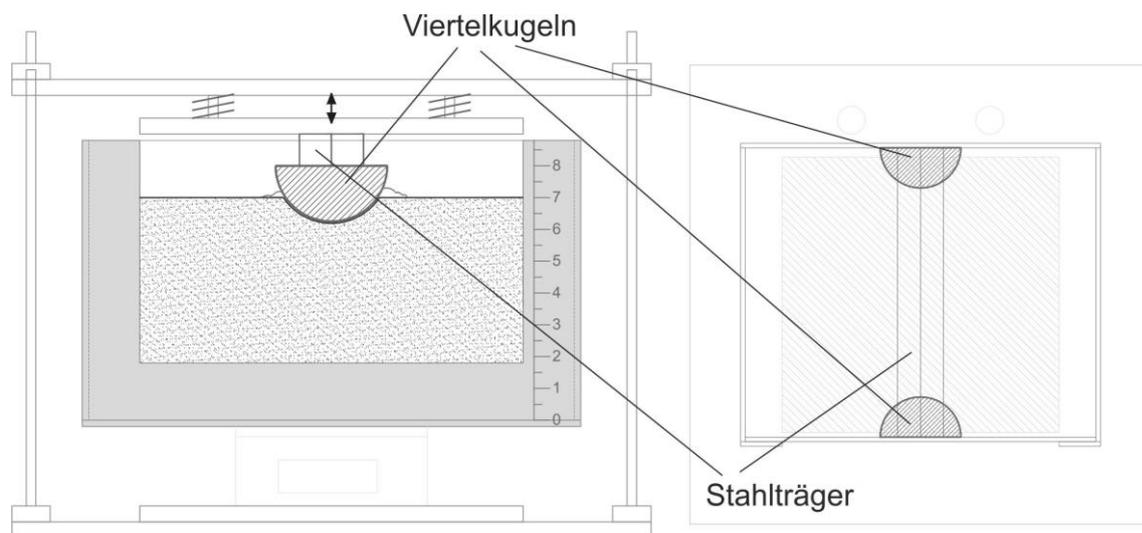


Abb. 75: Lage der Einzelkörner im Versuchsbehälter

### • Ergebnisse

Vergleicht man die Setzungen des Einzelschotterkorns (Viertelkugel) bei dynamischer Belastung in Abb. 76, erkennt man deutlich den Einfluss des Wassers auf das Setzungsverhalten bzw. auf die Endsetzung. Beim optimalen Wassergehalt erreicht das Einzelkorn eine Endsetzung  $s_{max} = -20,6$  mm. Man erkennt auch, dass zwischen Zyklus 1.000 und 20.000 keine signifikante Zunahme der Setzungen mehr erfolgt.

Beim Versuch mit stehendem Wasser hingegen erreicht  $s_{max}$  schon nach 570 Zyklen einen Wert von -22,9 mm. Hier wurde der Versuch abgebrochen, weil das Einzelkorn zur Gänze im Versuchsboden eingedrungen ist. Die anfängliche Setzung  $s_{int}$  von -11,5 mm bzw. -11,7 mm vor dem Start der dynamischen Belastung, ergibt sich aus der statischen Vorbelastung der Lastplatte.

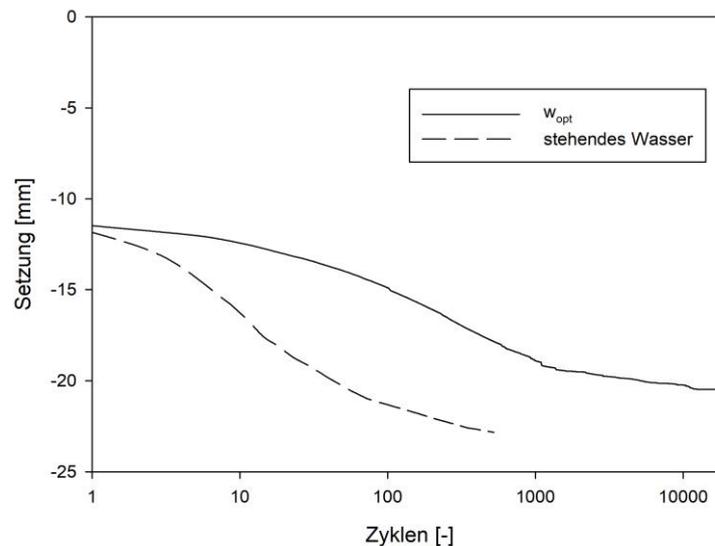


Abb. 76: Setzungsverhalten des Einzelkorns bei optimalem Wassergehalt und stehendem Wasser

Vergleicht man nun auch den Eindringmechanismus der beiden Versuchsreihen miteinander, erkennt man, dass nach Versuchsende beim optimalen Wassergehalt weniger Unterboden-Material über dem Bezugsniveau liegt (Abb. 77). Dies deutet auf eine Setzung des Einzelkorns hauptsächlich aufgrund einer Nachverdichtung des Unterbodenmaterials hin. Im Gegensatz zu den Versuchen mit stehendem Wasser, bei denen deutlich mehr Material über dem ursprünglichen Bodenniveau (Abb. 78) festgestellt werden kann. Dies deutet auf eine Setzung des Einzelschotterkorns verstärkt aufgrund einer Verdrängung des Versuchsbodens (Unterbodens) hin.

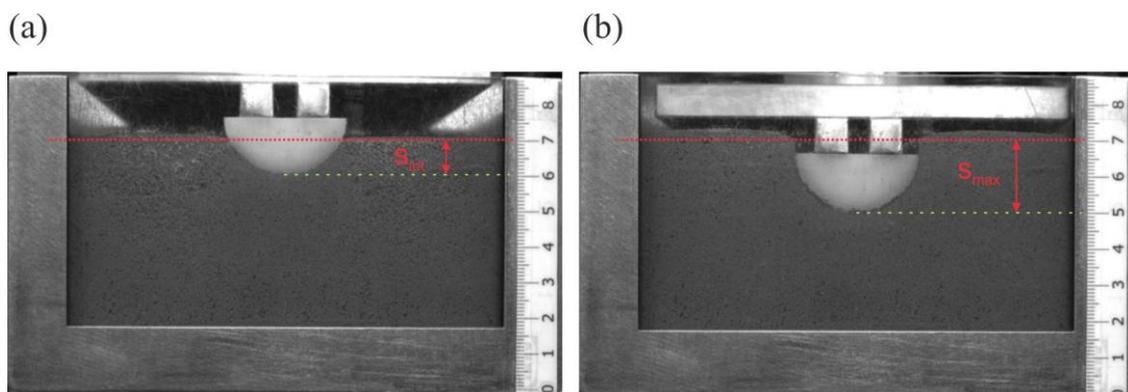


Abb. 77: Versuche mit  $w_{opt}$ : (a) Einzelkorn vor Start der dynamischen Belastung und (b) nach Versuchsende

Hinweise für diese unterschiedlichen Mechanismen liefert auch die PIV-Analyse in Abb. 79. Hier sind die Verschiebevektoren der einzelnen Bodenpartikel dargestellt. Dabei erkennt man, dass bei den Versuchen mit  $w_{opt}$ , die Vektoren

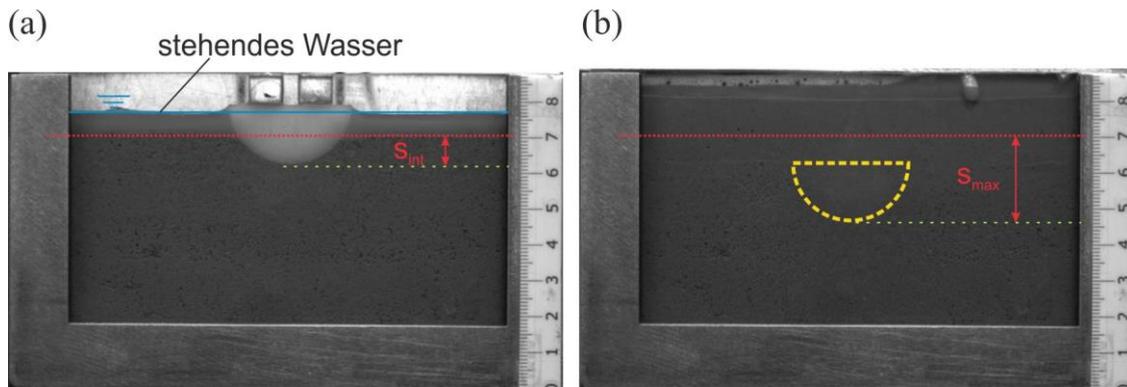


Abb. 78: Versuche mit stehendem Wasser: (a) Einzelkorn vor Start der dynamischen Belastung und (b) nach Versuchsende

hauptsächlich in Setzungsrichtung unterhalb des Einzelkorns zeigen. Dies lässt auf eine lokale Verdichtung schließen. Bei den Versuchen mit stehendem Wasser zeigen die Vektoren jedoch auch entgegen der Setzungsrichtung nach oben, was auf eine Verdrängung der Bodenpartikel schließen lässt. Auch der Einflussbereich ist beim Versuch mit nicht stehendem Wasser kleiner als mit stehendem Oberflächenwasser, was sich aus dem kleineren Vektorfeld ableiten lässt (Abb 79).

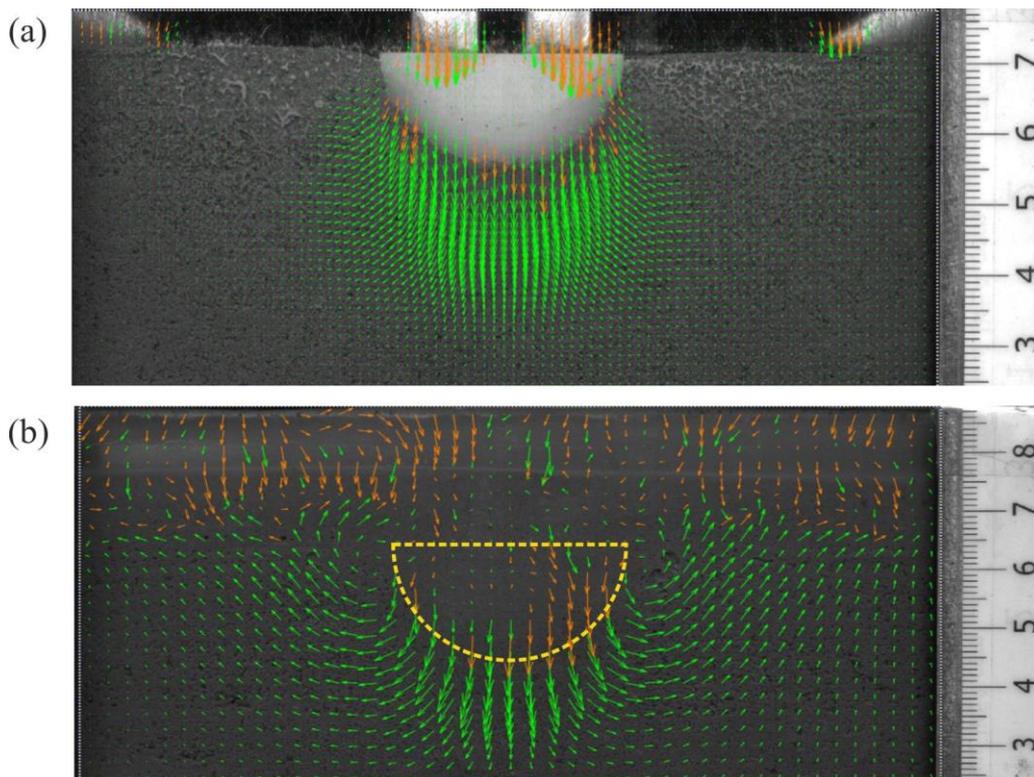


Abb. 79: Darstellung der Verschiebevektoren aus der PIV-Analyse (a) bei  $w_{opt}$  und (b) stehendem Wasser

- **Erkenntnisse**

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass der Wassergehalt des Bodens einen großen Einfluss auf das Eindringverhalten des Einzelkorns in den Unterboden, bei dynamischer Belastung hat. Bei niedrigem Wassergehalt ( $w_{opt}$ ) erfolgt die Setzung hauptsächlich aus einer lokalen Nachverdichtung des Bodens unterhalb des

Einzelkorns – es findet kaum eine Verdrängung des Bodens in den seitlichen „Porenraum“ neben dem Schotterkorn statt. Bei Versuch mit stehendem Oberflächenwasser erfolgt die Setzung dahingegen hauptsächlich aus einer Verdrängung des aufgeweichten Bodenmaterials in den seitlich des Einzelschotterkorns vorliegenden „Porenraum“. Auch die benötigten Zyklen (20.000 bzw. 570) um die Endsetzung zu erreichen, wie auch die Setzungsrate pro Zyklus, unterscheiden sich signifikant. Anhand der PIV-Analyse lässt sich des Weiteren ableiten, dass bei höherem Wassergehalt eine größere Bodenschicht durch die Dynamik beeinflusst wird. Dies deckt sich auch mit den Erkenntnissen aus Kapitel 3. Es ist zu betonen, dass ein direkter quantitativer Vergleich mit dem Verformungsverhalten von Schotterkörpern im Bahnkörper, aufgrund der Modellierung und Vereinfachungen in diesem Versuch natürlich noch nicht möglich ist. Jedoch eignen sich diese Versuche gut um eine qualitative Aussage über die Verdichtungs- bzw. Verdrängungsmechanismen unter einem derartigen Schotterkorn treffen zu können.

## 7.2.2 Versuche zur Sättigung der Bodenprobe im Versuchszylinder

Wie bereits erwähnt werden bis auf die Kleinversuche in 7.2.1, alle weiteren Versuche im Versuchszylinder aus Kap. 6 durchgeführt. Da bei späteren Versuchsreihen im eigens entwickelten Versuchstand (Abb. 65) das Verhalten von gesättigten Unterböden bei dynamischen Belastungen untersucht werden soll, werden bei diesen Vorversuchen mögliche Sättigungsmethoden, das Sättigungsverhalten der Bodenprobe sowie dessen messtechnische Erfassung mit den Sensoren untersucht.

Es wird die gleiche Sättigungsmethode, wie bei den Versuchen von Duong *et al.*, (2014) angewendet. Dabei wurde die Bodenprobe von unten durch den Versuchszylinder, mit einem Wasserdruck von 12 kPa gesättigt. Der Verlauf der Sättigung wurde ebenfalls mit TDR-Sonden und Tensiometern, in verschiedenen Ebenen der Bodenprobe gemessen. Duong *et al.*, (2014) gingen von einer ausreichenden Sättigung der Bodenprobe aus, wenn alle TDR-Sonden eine Erhöhung der volumetrischen Wassergehalts (VWC) messen, sich ein freier Wasserspiegel am oberen Ende der Probe einstellt und die Tensiometer eine hydrostatische Verteilung des Wasserdrucks anzeigen.

Dieses Sättigungs-Konzept wird auch für die gegenständliche Arbeit verwendet. Der Versuchsaufbau besteht aus dem Versuchszylinder und einem Wassertank (Abb. 80). Der für diese Versuchsreihe verwendete Zylinder unterscheidet sich zu dem aus Abb. 63 in den Abständen der Sensoreingänge. Im Wassertank befindet sich entgastes und entionisiertes Wasser, welches über die Leitungen mit der Basisplatte des Zylinders verbunden ist. Dadurch kann die Bodenprobe von unten gesättigt werden und die bestehende Luft aus dem Porenraum nach oben

entweichen. Zwischen der Basisplatte und der Bodenprobe befindet sich ein Geotextil mit  $h = 5 \text{ mm}$  welches zur gleichmäßigeren Verteilung des Wassers über den Querschnitt dient. Der Sättigungsdruck  $u_{\text{Sätt}}$  kann über die verstellbare Höhe des Wassertanks zwischen  $0 - 25 \text{ kPa}$  variiert werden. Dies ergibt einen hydraulischen Gradienten  $i$  zwischen  $0$  und  $6,25$  entsprechend:

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (51)$$

Am oberen Ende der Bodenprobe befindet sich die GSP, welche zur Auftriebssicherung der Bodenprobe mit einem zusätzlichen Gewicht beschwert wird.

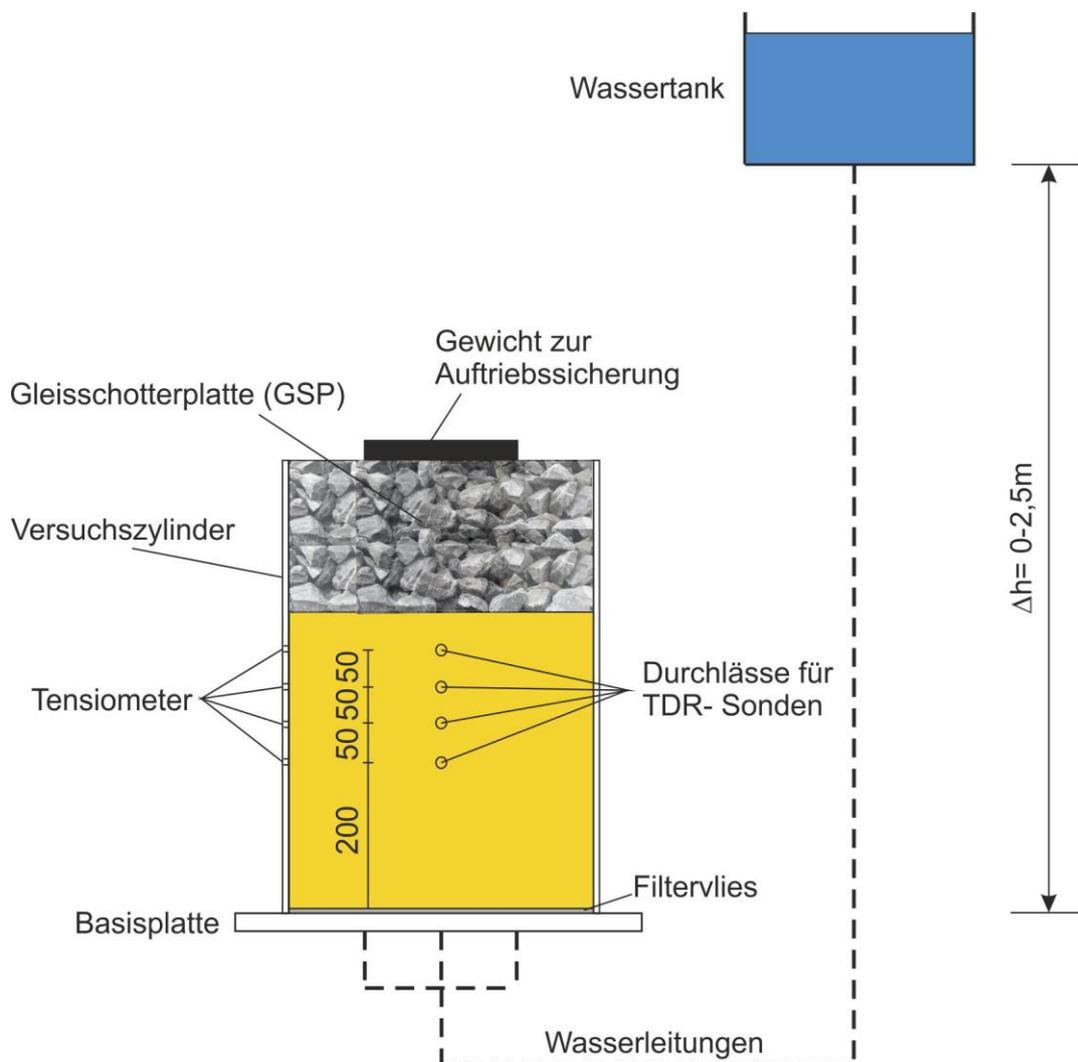


Abb. 80: Versuchsaufbau für die Sättigungsversuche

- **Sensortest**

Wie bereits in 6.3. erwähnt, wird für die Berechnung des VWC, die in (50) gezeigte Gleichung verwendet. Diese ist laut Hersteller für die meisten mineralischen Böden gültig, sollte jedoch unter Umständen für gewisse Böden kalibriert werden. Darum werden für die Überprüfung der TDR-Sensoren, Proben von allen drei Versuchsböden, mit vier unterschiedlichen gravimetrischen Wassergehalten  $w$  (13 %, 15 %, 17 % und 19 %) gemischt und in einem kleinen Versuchsbehälter, mit einer definierten Trocken-Lagerungsdichte  $\rho_t = 1,7 \text{ g/cm}^3$  eingebaut.

Anschließend werden die TDR-Sonden in die Probe eingebracht und der volumetrische Wassergehalt  $\theta$  bestimmt. Über den Zusammenhang zwischen volumetrischen und gravimetrischen Wassergehalt mit

$$\theta = \frac{\rho_t * w}{\rho_w} \qquad w = \frac{\rho_w * \theta}{\rho_t} \qquad (52)$$

und der Dichte von Wasser  $\rho_w$  wird der gemessene Wassergehalt  $w_{TDR}$ , dem Einbauwassergehalt  $w$  gegenübergestellt und verglichen. Das Ergebnis ist in Abb. 81 ersichtlich. Man erkennt, dass sich für alle drei Versuchsböden der gemessene Wassergehalt  $w_{TDR}$  im Bereich von  $\pm 1 \%$  des Einbauwassergehalts  $w$  befindet (gestrichelte Linie). Dies liegt innerhalb der Messtoleranz von den TDR-Sensoren ( $\pm 2 \%$ ). Somit muss die Gleichung in (50), für die in dieser Arbeit untersuchten Böden nicht extra kalibriert werden.

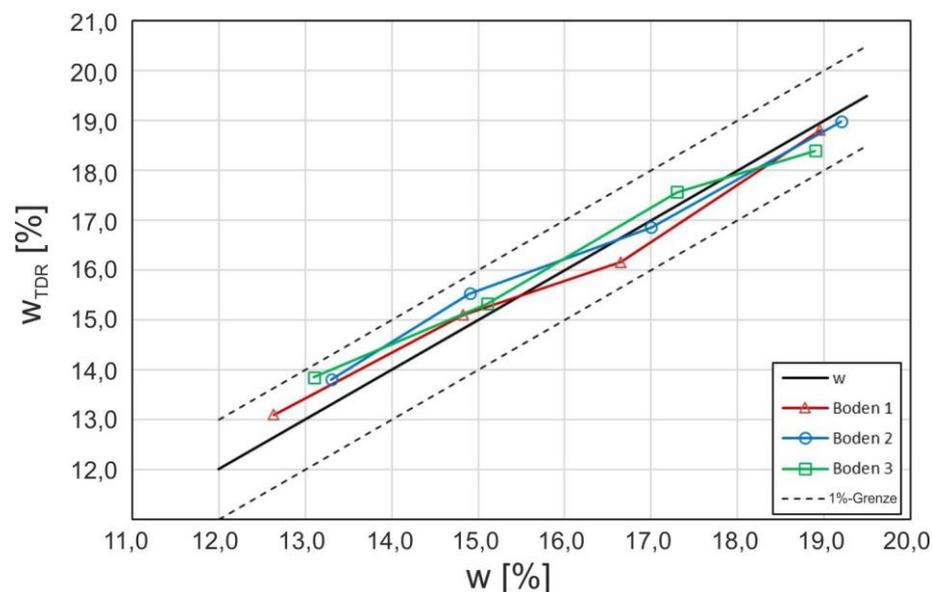


Abb. 81: Ergebnis der TDR-Sensor Tests

Für die Überprüfung der Tensiometer werden diese durch die Sensoreingänge in den leeren Versuchszyylinder eingeführt. Daraufhin wurde der Versuchszyylinder bis auf eine Höhe von max. 400 mm, von unten mit Wasser befüllt. Mit dieser Methode soll zum einen das Ansprechverhalten der Tensiometer überprüft werden

und zum anderen wird geprüft ob der gemessene Messwert im Überdruckbereich des Sensors, dem hydrostatischen Wasserdruck bei variierenden Wasserspiegel entspricht. Das Ergebnis dieser Versuchsreihe ist in Abb. 82 ersichtlich. Es ist zu erkennen, dass nach Erreichen des Wasserspiegels auf der jeweiligen Sensorhöhe, sofort ein Anstieg des Wasserdrucks gemessen wird. Auch stellen sich die gemessenen Werte nach kurzer Zeit auf den hydrostatischen Wasserdruck ein. Bei T1 und T2 treten leichte Oszillationen auf, welche jedoch innerhalb der Messtoleranz von  $\pm 0,3$  kPa liegen.

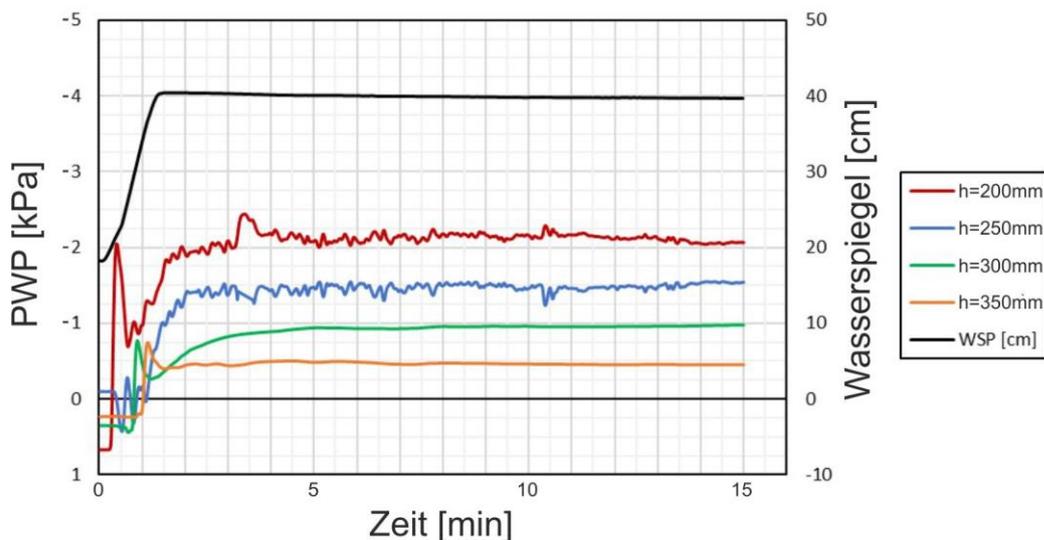


Abb. 82: Ergebnis der Tensiometer Tests

### • Sättigungsversuche

Um das Sättigungsverhalten der Versuchsböden zu bestimmen, werden diese mit einem Wassergehalt von 14,0 % (B1 und B2) und 11,0 % (B3) gemischt und mit einer Trockenlagerungsdichte von  $1,7 \text{ g/cm}^3$  eingebaut. Um eine homogene Bodenprobe zu erstellen, wird die benötigte Masse an Boden in den Versuchszylinder eingefüllt und lagenweise in 25 mm-Schichten eingebaut und verdichtet bis eine Gesamtprobenhöhe von 400 mm erreicht wird (Abb. 83). Bevor die Menge an Boden für die nächste Schicht eingebaut wird, wurde nach jeder Verdichtung die Oberfläche aufgeraut um die Ausbildung einer eventuellen horizontalen Sperrschicht zu vermeiden. Nach Erreichen der maximalen Höhe werden die Messsensoren installiert und die beschwerte GSP auf die Bodenprobe aufgesetzt. Anschließend startet der Sättigungsprozess.

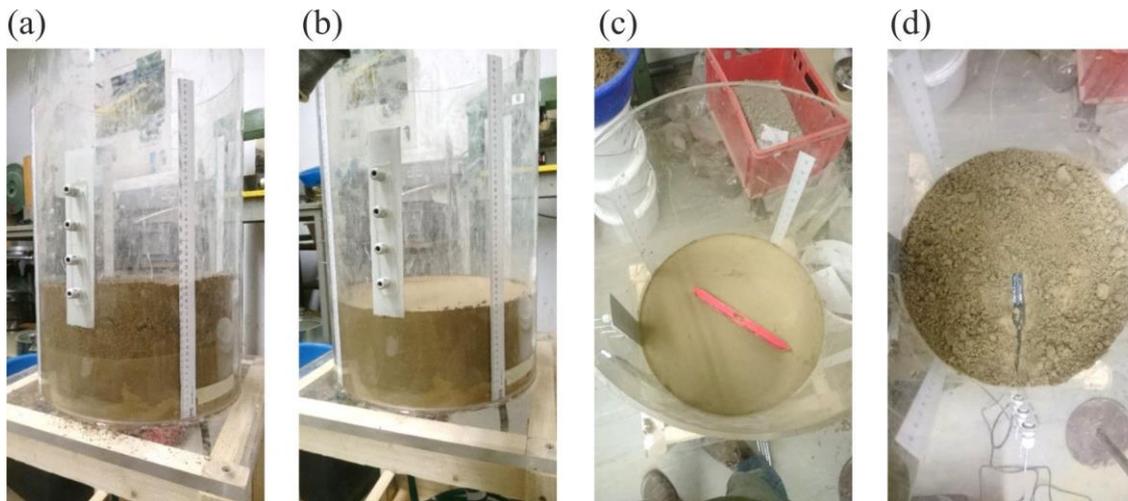


Abb. 83: Arbeitsschritte für den Einbau der Bodenprobe, (a) Einfüllen der definierten Masse, (b) Verdichten in 25mm-Schichten, (c) Kontrolle der Oberfläche, (d) Aufrauen der Oberfläche und Einbau einer TDR-Sonde

### • Ergebnisse B1

Abb. 84 zeigt den Verlauf des, mit den TDR-Sonden gemessenen, volumetrischen Wassergehalts während der Sättigung von B1. Dabei erkennt man, dass bereits kurz nach Start des Sättigungsprozesses in Probenmitte (TDR  $h=200$  mm) ein Anstieg des VWC gemessen wird. In Abhängigkeit der Sensorhöhe, messen auch die anderen TDR-Sonden, einen zeitlich versetzten Anstieg des VWC bis max. 30 %. Nach ca. 2 h Sättigungsdauer gibt es keine signifikante Zunahme des gemessenen VWC mehr. Auch beim, in Abb. 85 ersichtlichen, Verlauf der gemessenen Porenwasserdrücke (PWP), erkennt man eine kontinuierliche Zunahme in den Überdruckbereich. Nach ca. 2 h Sättigungsdauer beginnt Wasser an der Oberkante des Bodens auszutreten, bis sich nach ca. 3,5 h ein freier Wasserspiegel von 1 cm einstellt.

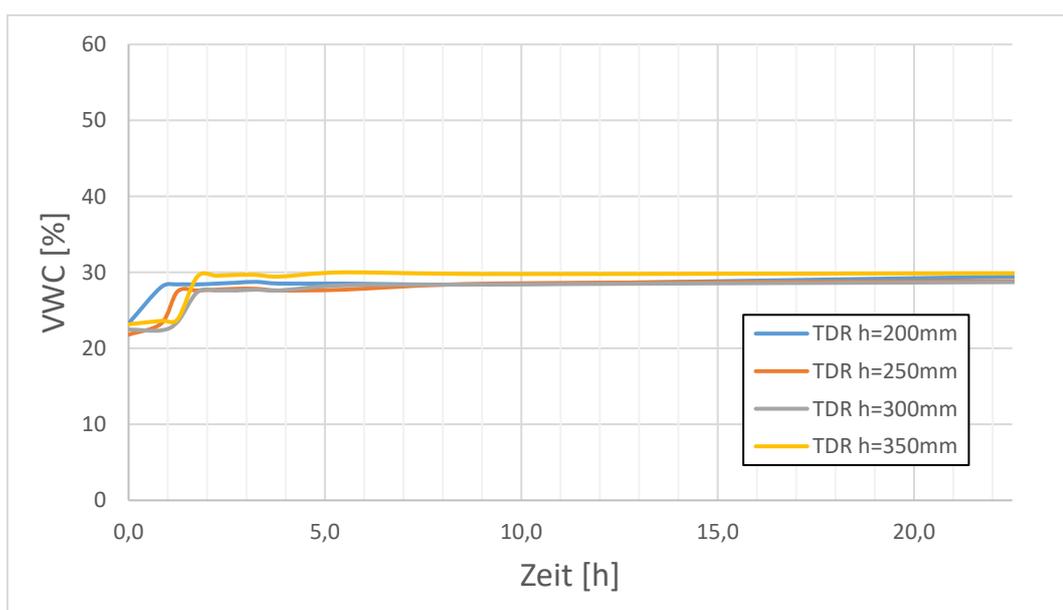


Abb. 84: Verlauf des VWC während der Sättigungsphase von B1

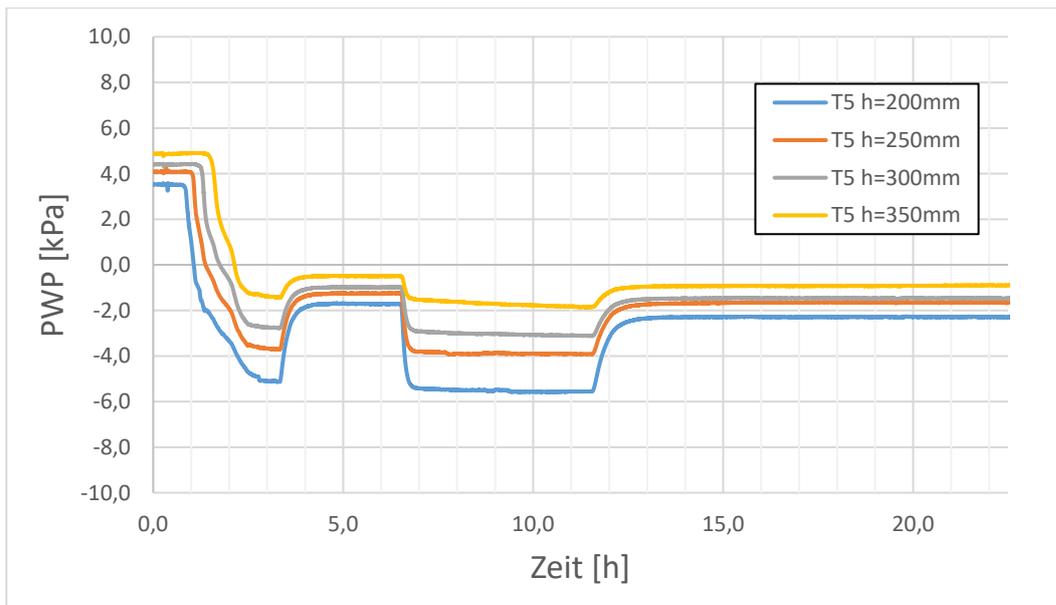


Abb. 85: Verlauf der Porenwasserdrücke während der Sättigungsphase von B1

Danach wird die Durchströmung unterbrochen und der gemessene PWP stellt sich auf den hydrostatischen Wasserdruck ein. Der größere Porenwasserdruck während der Durchströmung ergibt aus dem höheren Potential zufolge Durchströmung der Bodenprobe. Nach 6 h wird die Durchströmung erneut gestartet, wodurch sich der gemessene PWP wieder erhöht. Dies erfolgt solange, bis sich nach ca. 11,5 h ein freier Wasserspiegel von 5 cm über der OK des Bodens einstellt. Danach wird die Durchströmung erneut gestoppt und die PWP stellen sich auf den erhöhten hydrostatischen Wasserdruck ein.

Nach Beendigung des Sättigungsprozesses werden in unterschiedlichen Tiefenstufen Bodenproben aus dem Zylinder entnommen und der Sättigungsgrad  $S_r$  labortechnisch bestimmt. Über die Beziehung von (52), der Porenzahl  $e$  und der Korndichte  $\rho_s$ , kann der mit der TDR-Sonde gemessene  $S_r$ -Wert ermittelt (53) und jenen der labortechnisch ermittelten Werte der entnommenen Bodenproben gegenübergestellt werden.

$$S_r = \frac{w * \rho_s}{\rho_w * e} \quad (53)$$

Das Ergebnis dieser Gegenüberstellung ist in Abb. 86 ersichtlich. Hierbei erkennt man, dass der vor der Sättigung gemessenen  $S_r$ -Wert ( $TDR_{start}$ ), höher als der, aufgrund des Einbau-Wassergehalts, theoretische  $S_r$  ist. Dies lässt auf eine höhere Verdichtung schließen, da bei gleichbleibendem Wassergehalt eine Verringerung von  $e$ , eine Erhöhung von  $S_r$  bewirkt. Der, von den nach der Sättigung entnommenen Bodenproben, ermittelte Wert zeigt einen über die Tiefe steigenden  $S_r$  zwischen 82 % - 88 %. Der nach der Sättigung, mit den TDR-Sonden gemessenen,  $S_r$  weist einen ähnlichen Bereich der Messwerte auf, jedoch mit etwas unterschiedlichem Verlauf über die Tiefe.

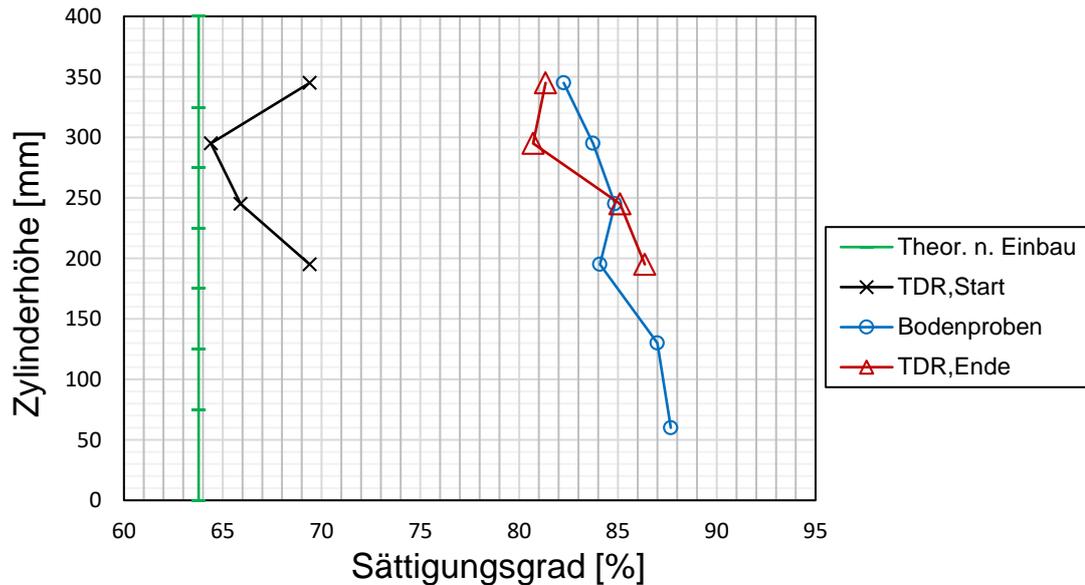


Abb. 86: Gegenüberstellung der Sättigungsgrade bei B1

### • Ergebnisse B2

Ein ähnliches Verhalten wie bei den Versuchen mit B1, zeigen die Ergebnisse der Sättigung von B2. Auch hier erreicht der VWC einen maximalen Wert um 30 %, welcher nach 2 h Sättigung nicht mehr signifikant zunimmt (Abb. 87). Die in Abb. 88 ersichtlichen, gemessenen PWP starten in eine höheren Saugspannungsbereich und sind während der Durchströmung geringfügig kleiner als bei den Versuchen mit B1. Nach 2,5 h tritt Wasser aus an der Oberfläche der Bodenprobe aus und die Durchströmung wird gestoppt. Danach stellen sich die PWP auf eine hydrostatische Druckverteilung ein. Nach 8,5 h wird die Durchströmung erneut gestartet bis ein freier Wasserspiegel von 1 cm erreicht wird. Nach Beendigung der Durchströmung stellen sich die gemessenen PWP auf die leicht erhöhte hydrostatische Druckverteilung ein.

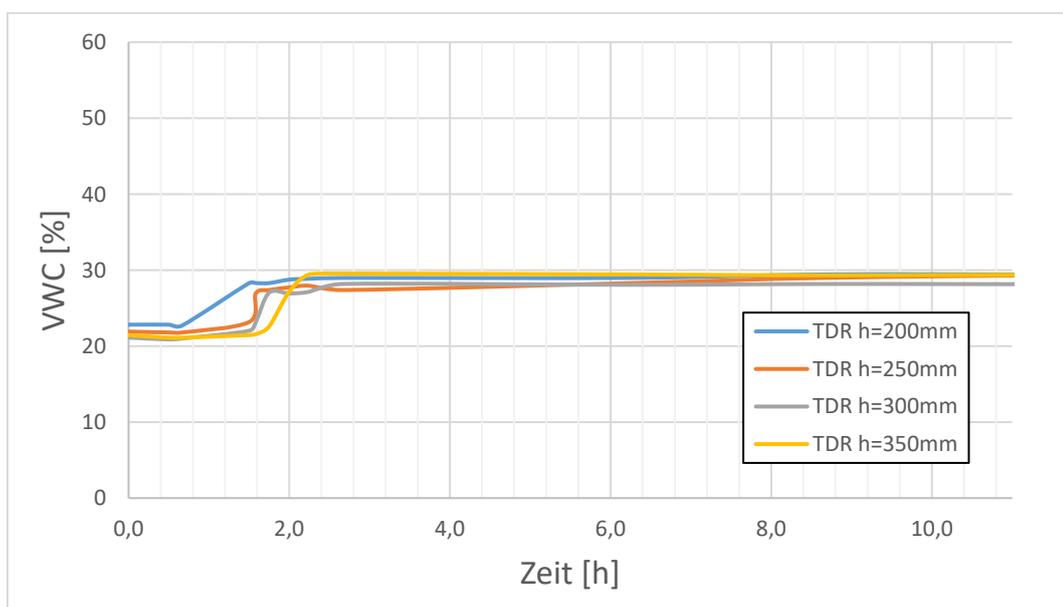


Abb. 87: Verlauf des VWC während der Sättigungsphase von B2

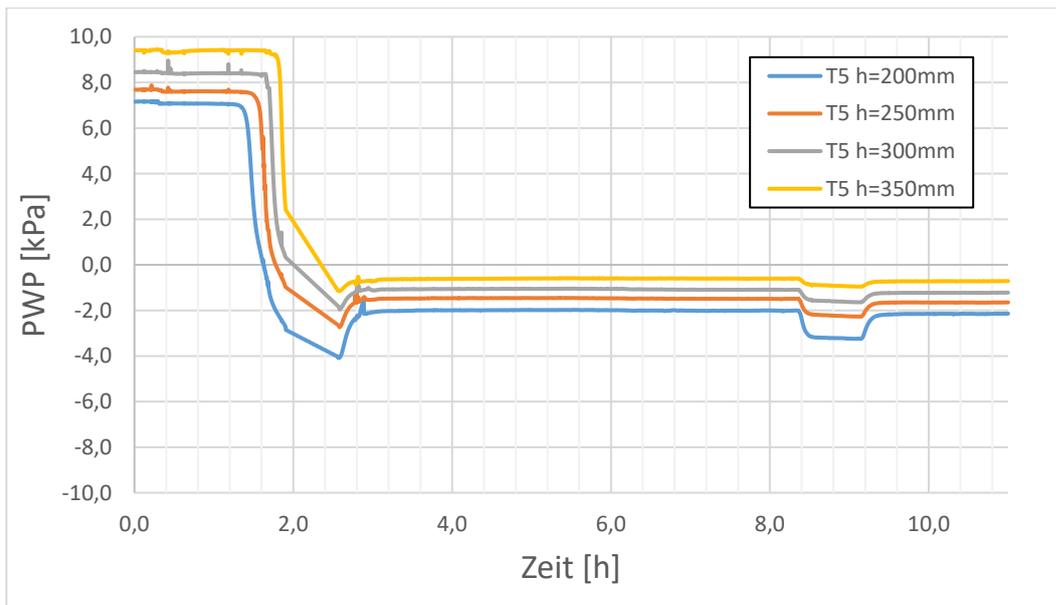


Abb. 88: Verlauf der Porenwasserdrücke während der Sättigungsphase von B2

In Abb. 89 ist der Vergleich der gemessenen und labortechnisch ermittelten Sättigungsgrade  $S_r$ , vor und nach dem Sättigungsprozess ersichtlich. Hierbei weicht der gemessene  $S_r$  vor dem Sättigungsprozess, um max. 5 % vom theoretischen  $S_r$  ab. Der nach der Sättigung und mit den entnommenen Proben labortechnisch über die Tiefe ermittelte  $S_r$  liegt zwischen 87 % und 90 %. Der mit den TDR-Sonden gemessene  $S_r$ -Wert zeigt den gleichen Bereich.

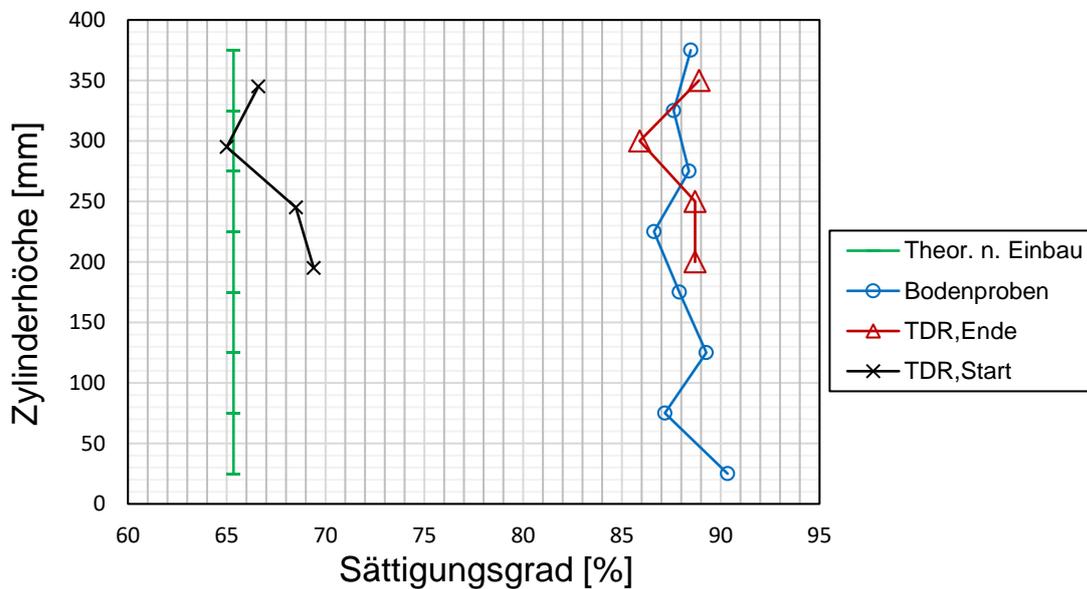


Abb. 89: Gegenüberstellung der Sättigungsgrade bei B2

- **Ergebnisse B3**

Bei den Versuchen mit der Bodenprobe B3 kommt es 1 nach Start des Sättigungsprozesses zu einer Zunahme des VWC bis max. 27 %, welcher sich nach 3,5 h nicht mehr signifikant ändert (Abb. 90).

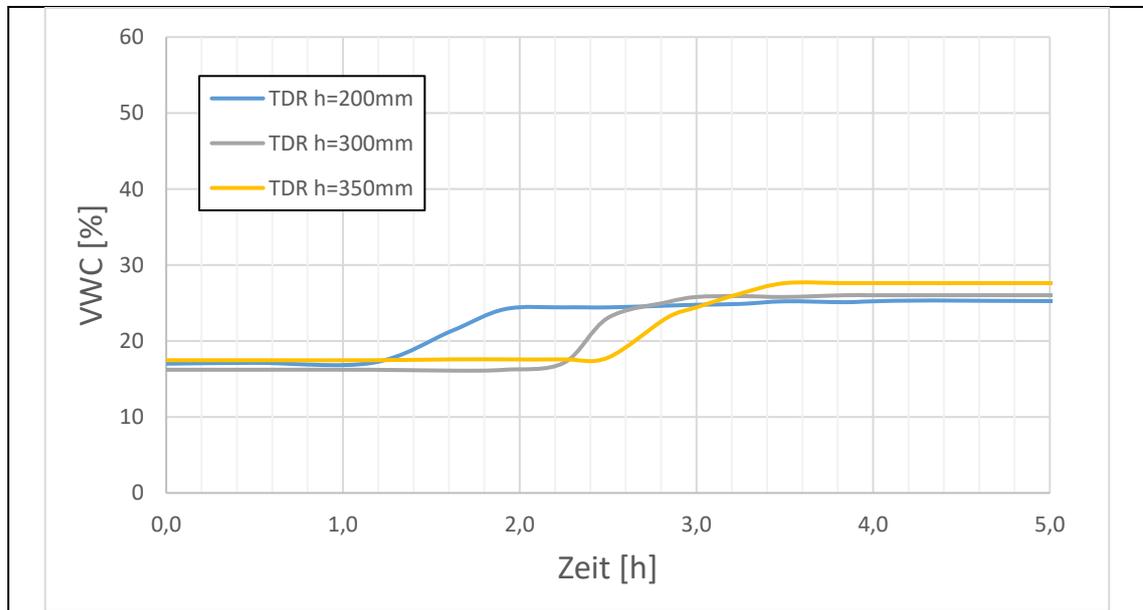


Abb. 90: Verlauf des VWC während der Sättigungsphase von B3

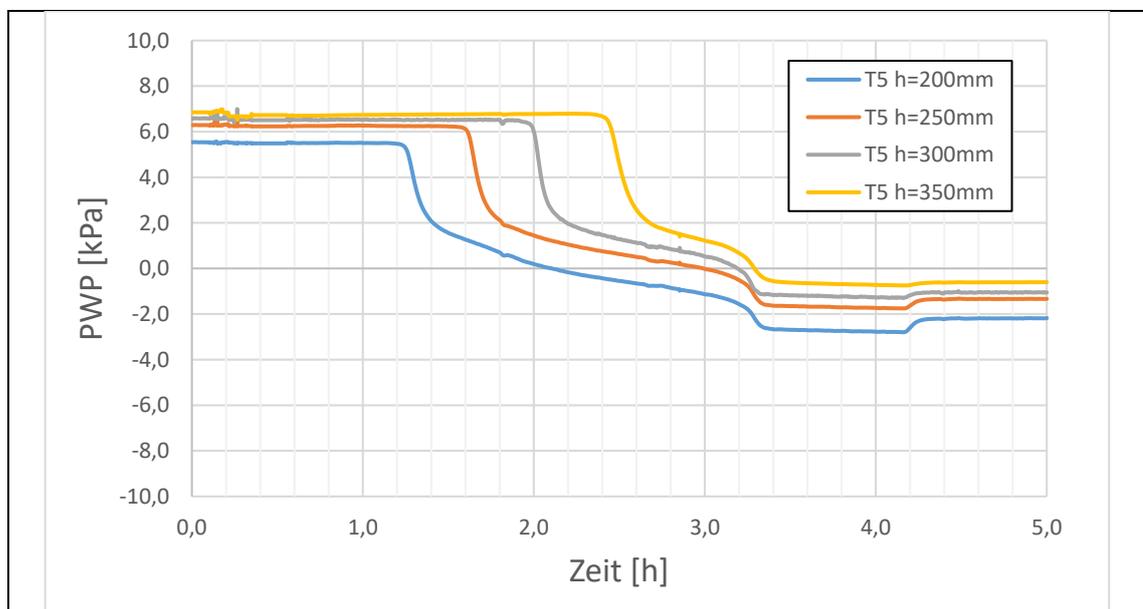


Abb. 91: Verlauf der Porenwasserdrücke während der Sättigungsphase von B3

Auch bei den gemessenen PWP kommt es nach 1 h zu einer zeitlich versetzten, kontinuierlichen Zunahme des Wasserdrucks in den Druckbereich, der je nach Sensorhöhe entsprechend unterschiedliche Drücke anzeigt (Abb. 91). Nach ca. 3,5 h tritt Wasser an der Oberfläche der Bodenprobe aus, bis die Durchströmung nach 4,5 h und dem Erreichen eines freien Wasserspiegels von 2 cm gestoppt wird.

Daraufhin stellen sich die gemessenen PWP auf eine hydrostatische Druckverteilung ein. Wie bereits bei den Versuchen mit B1 und B2, werden auch hier nach dem Sättigungsprozess über die Tiefe verteilt Bodenproben entnommen und der labortechnisch ermittelte Sättigungsgrad  $S_r$  mit dem gemessenen  $S_r$  verglichen. Zu erwähnen ist, dass der TDR-Sensor in  $h = 250$  mm während des Versuchs ausgefallen ist. Das Ergebnis ist in Abb. 92 ersichtlich und zeigt einen ähnlich abweichenden Verlauf des gemessenen  $S_r$  vor dem Start der Sättigung, wie bei den Versuchen mit B1 und B2. Der labortechnisch ermittelte  $S_r$  nach dem Sättigungsprozess liegt bei 77 % - 88 % und nimmt über die Probenhöhe zu. Dieser Verlauf lässt auf eine höhere Sättigung im oberen Bereich der Bodenprobe schließen als im unteren. Das könnte daran liegen, dass es aufgrund des Einbaus und einer damit verbundenen geringeren Verdichtung der Bodenprobe im oberen Bereich und der generell höheren Durchlässigkeit von B3, zu einer so großen Erhöhung von  $w$  kommt, welcher den Effekt einer erhöhten Porenzahl  $e$  auf  $S_r$  aufhebt. Der mit den TDR-Sonden gemessene  $S_r$  zeigt einen ähnlichen Verlauf und liegt im gleichen Wertebereich.

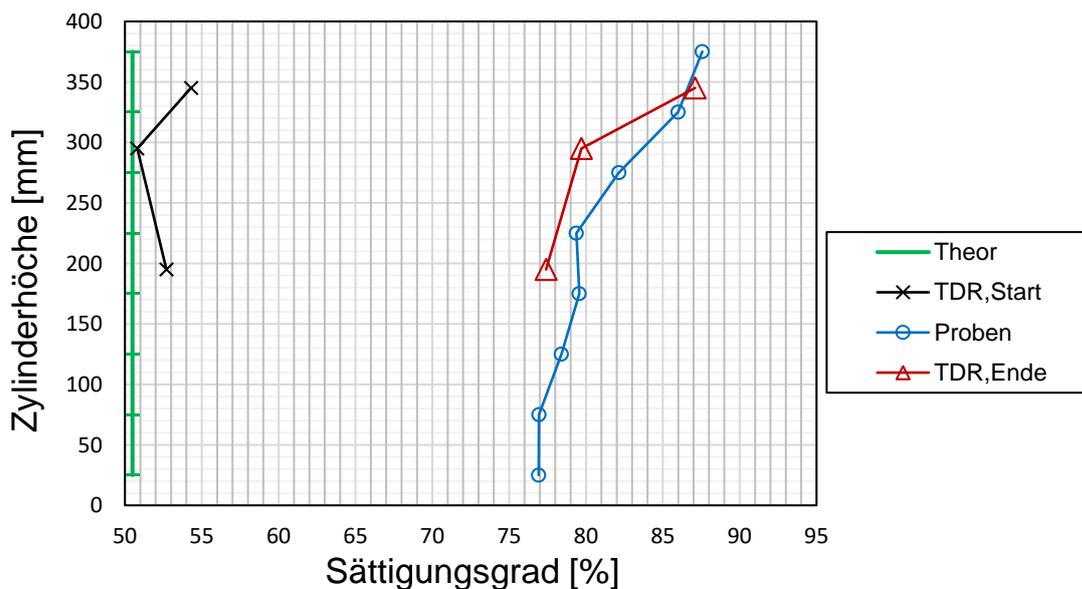


Abb. 92: Gegenüberstellung der Sättigungsgrade bei B3

### • Erkenntnisse

Bei allen drei Bodenarten, stellt sich bei der untersuchten Einbautrockendichte von  $1,7 \text{ g/cm}^3$ , nach 3-3,5 h ein freier Wasserspiegel auf der Oberfläche der Probe ein und es kommt zu keiner signifikanten Zunahme des VWC und der Porenwasserdrücke mehr. Nach den Versuchen von Duong *et al.*, 2014 sollte damit eine ausreichende Sättigung des Unterbodens stattgefunden haben. Bei der labortechnischen Überprüfung des erreichten Sättigungsgrades  $S_r$  über die Tiefe mittels entnommener Bodenproben nach der Sättigung, wurde in Abhängigkeit der Bodenart ein Wert zwischen 77 % und 90 % erreicht. Analysiert man die Zeit zwischen dem Start des Sättigungsprozesses und dem Ansprechen der Tensiometer auf den verschiedenen Höhen bis zum Erscheinen eines freien Wasserspiegels an

der Oberfläche, ergibt sich je nach Bodenart eine durchschnittliche Durchströmungsdauer von 1,7-3 h bis der Ermittelte  $S_r$  erreicht wurde. Nach den Versuchen von Duong *et al.*, (2014) wäre somit nach dieser Dauer eine ausreichende Sättigung der Bodenprobe erreicht um das Verhalten des GSP-Unterboden-Systems unter gesättigten Bedingungen zu untersuchen. Ein Überblick der Ergebnisse ist in Tab. 11 ersichtlich.

Tab. 11: Übersicht der Versuchsergebnisse zum Sättigungsverhalten

	$S_{r,max}$ [%]	$S_{r,min}$ [%]	$S_{r,mittel}$ [%]
B1	88	82	85
B2	90	87	88,5
B3	88	77	82,5

### 7.3 Versuchsreihe 1

Wie bereits ausgeführt ist das Verhalten von Unterböden bei dynamischer Belastung neben der Korngrößenverteilung sehr stark von der (bezogenen) Lagerungsdichte und dem Wassergehalt respektive Sättigungsgrad abhängig. Bei niedrigem Wassergehalt und lockerer Lagerung des Unterbodens kommt es zu einer Nachverdichtung des Unterbodens ohne, dass Porenwasserüberdrücke entstehen (müssen). Bei höheren Wassergehalten kann es, in Abhängigkeit der Lagerungsdichte, z.B. im Zusammenhang mit entstehenden Porenwasserüberdrücken zu einer Aufhebung der Trennstabilität zwischen Unterboden und Gleisschotter und somit zu einer Vermischung der beiden Schichten kommen. Beide Effekte, nämlich Nachverdichtung wie auch Aufhebung der Trennstabilität haben eine Setzung des Gleisschotterpakets zur Folge. Ziel dieser Versuchsreihe ist das Setzungsverhalten der GSP, aufgrund einer reinen Nachverdichtung der Unterböden (trennstabiles Verhalten) unter verschiedenen Randbedingungen, zu ermitteln um dieses Verhalten den Ergebnissen bei dem die Trennstabilität aufgehoben wurde gegenüberzustellen. Dabei sollen konkret folgende Fragen erörtert werden.

- Wie äußert sich das Setzungsverhalten der GSP in Abhängigkeit vom Wassergehalt, der Lagerungsdichte und der Bodenart im Versuchsaufbau, aufgrund einer dynamischen Belastung und einer reinen Nachverdichtung des Unterbodens?
- Welchen Einfluss hat die Belastungsgeschwindigkeit auf den Setzungsverlauf?

### 7.3.1 Durchführung der Versuche

Vorab wird der Boden für min. 36 h im Ofen bei 105 °C getrocknet. Nach einer Auskühlungsphase wird der Boden mit einem gravimetrischen Wassergehalt von 13,5 % gemischt. Dazu wird der Boden vorher in einem Backenbrecher gebrochen um die Bindungskräfte zwischen den Bodenteilchen zu lösen, damit dieser besser (homogener) mit der definierten Menge Wasser gemischt werden kann. Dieser Wassergehalt von  $w = 13,5 \%$  wurde gewählt, da er sich im Bereich des optimalen Wassergehalts von B1 ( $w_{opt} = 13,7 \%$ ) und B2 ( $w_{opt} = 13,1 \%$ ) befindet und somit die Randbedingung für eine Nachverdichtung gewährleistet. Danach erfolgt der Bodeneinbau in den Versuchszylinder mit unterschiedlichen Trockenlagerungsdichten ( $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  und  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$ ). Diese Trockenlagerungsdichten wurden gewählt, da sie bezogen auf die Proctordichte zwar geringe, aber in der Realität realistischen Dichten von (natürlichen) Unterböden entsprechen und auch in Versuchen aus der Literatur derart zur Anwendung gelangten (z.B. Duong *et al.*, 2014; Burns & Ghataora, 2006; Alobaidi & Hoare, 1994). Dazu wird, wie in Kap. 7.2.2 (Abb. 83), die geforderte Masse an Boden lagenweise in 25 mm-Schichten eingebaut und händisch verdichtet bis eine Gesamtprobenhöhe von 400 mm erreicht ist.

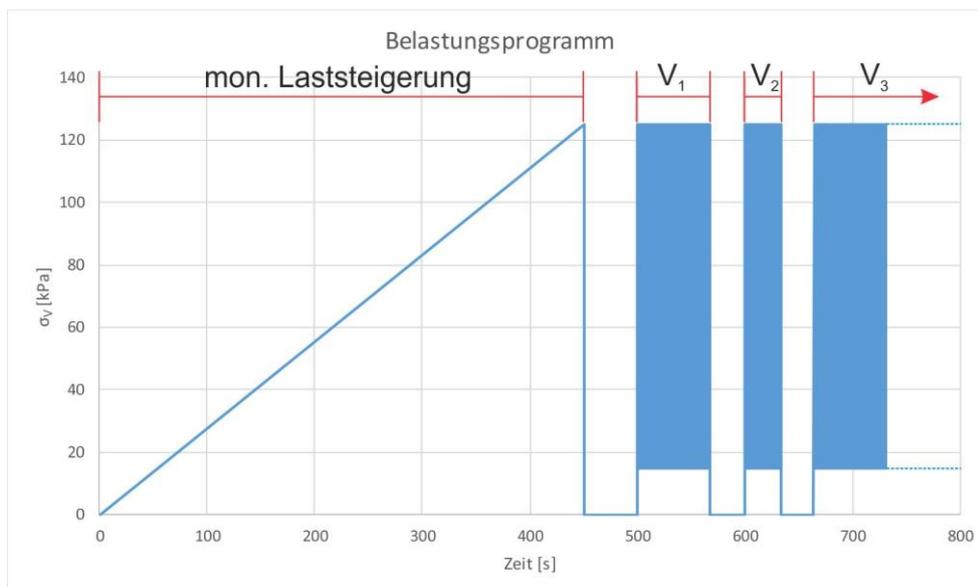


Abb. 93: Schematische Darstellung des Belastungsprogramms für die Versuchsreihe 1. Danach wird die GSP auf die Probe aufgesetzt und der Versuchszylinder in die Prüfkammer des Prüfstandes eingebaut. Danach erfolgte die Installation der Messtechnik. Diese umfasste für diese Versuchsreihe einen induktiven Wegaufnehmer und einen T5 Tensiometer in Probenmitte. Die optische Auswertung mittels Digitalkamera wurde für diese Versuchsreihe nicht durchgeführt, da unter diesen Randbedingungen keine Suspensionsbildung zu erwarten war. Danach erfolgt der Start des Belastungsprogramms. Dieses besteht aus einer monotonen Laststeigerung von  $\sigma_v = 0 - 125 \text{ kPa}$ , mit einer Geschwindigkeit von  $\sim 16,0 \text{ kPa/min}$  ( $\cong 2 \text{ kN/min}$ ) und einer anschließenden

vollständigen Entlastung auf  $\sigma_v = 0$  kPa. Nach der monotonen Laststeigerung erfolgt der Start der dynamischen, sinusförmigen Belastung, wie in Abb. 66 dargestellt. Hierbei umfasst das Programm 100 Zyklen mit  $V_1 = 100$  km/h, 100 Zyklen mit  $V_2 = 200$  km/h und 100.000 Zyklen mit  $V_3 = 300$  km/h (Abb. 93). Einen Überblick über die Versuchsparameter ist in Tab. 12 ersichtlich. Nach Testende wird die GSP ausgebaut und die veränderte Lagerungsdichte in den oberen Schichten (0 – 100 mm) bestimmt. Dazu werden in zwei unterschiedlichen Tiefenstufen (0 – 50 mm und 50 – 100 mm) Proben mit einem Stechzylinder entnommen (Abb. 94) und die Trockendichte labortechnisch bestimmt.

Tab. 12: Übersicht der Versuchsparameter für die Versuchsreihe 1

Bodenart	Wassergehalt w [%]	Einbau- dichte $\rho_t$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Anzahl Zyklen			
			mon. Lastst. 2 [kN/min] $\Delta\sigma_v=125$	$V_1=100$ km/h 1,5 [Hz] $\Delta\sigma_v=109$ kPa	$V_2=200$ km/h 3,0 [Hz] $\Delta\sigma_v=109$ kPa	$V_3=300$ km/h 4,5 [Hz] $\Delta\sigma_v=109$ kPa
B1		1,6	1	100	100	100.000
		1,7	1	100	100	100.000
B2	13,5	1,6	1	100	100	100.000
		1,7	1	100	100	100.000
B3		1,6	1	100	100	5.200
		1,7	1	100	100	21.750



Abb. 94: Links: Probenentnahme mittels Stechzylinder nach Versuchsende; rechts: Trocknung der Probe im Ofen zur Bestimmung der Trockendichte

### 7.3.2 Ergebnisse der monotonen Laststeigerung

Abb. 95 zeigen die vertikalen Setzungen der GSP während der monotonen Laststeigerung. Es ist zu erkennen, dass bei einer anfänglichen Lagerungsdichte

$\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  der Versuchsböden, die GSP beim Versuch mit B1 eine maximale Setzung von  $-5,81 \text{ mm}$  erreicht. Beim Versuch mit B2 erreicht die GSP eine Setzung von  $-19,21 \text{ mm}$  bzw. mit B3 eine Setzung von  $-37,34 \text{ mm}$ . Nach der Entlastung reduzieren sich die Setzungen auf  $-4,71 \text{ mm}$  (B1),  $-16,11 \text{ mm}$  (B2) und  $-34,85 \text{ mm}$  (B3). Bei den Versuchen mit der anfänglichen Lagerungsdichte  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$  wurden maximale Setzungen der GSP von  $-11,59 \text{ mm}$  (B1),  $-28,85 \text{ mm}$  (B2) und  $-36,75 \text{ mm}$  (B3) gemessen. Nach der Entlastung reduzieren sich die Setzungen auf  $-10,40 \text{ mm}$  (B1),  $-27,60 \text{ mm}$  (B2) und  $-35,15 \text{ mm}$  (B3).

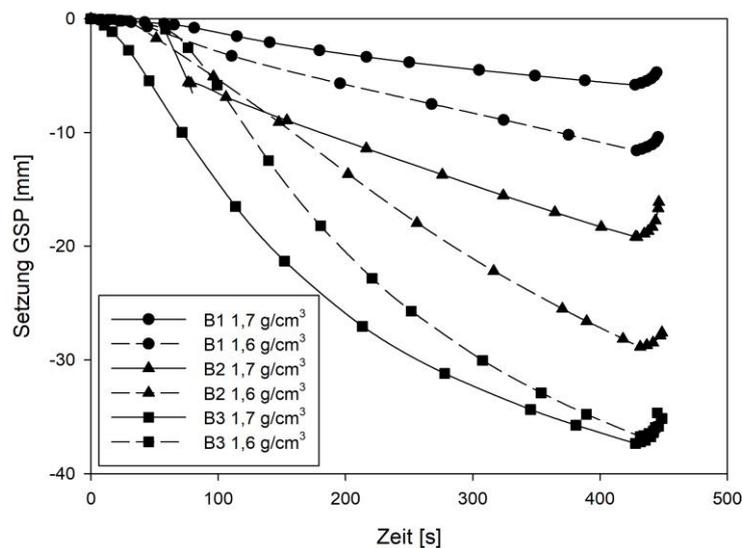


Abb. 95: Setzungsverlauf der GSP bei monotoner Laststeigerung in Abhängigkeit der Bodenart und Einbaudichte

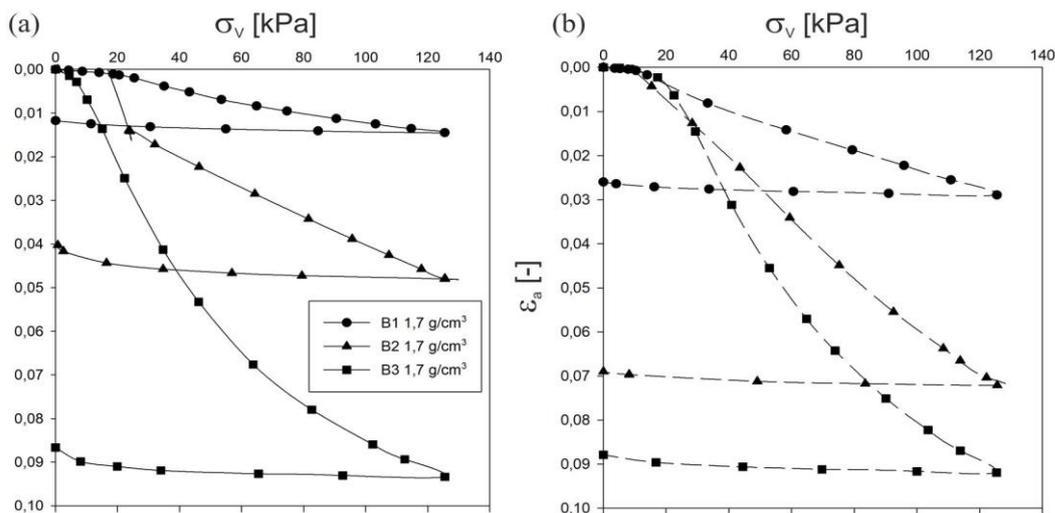


Abb. 96: Ergebnisse von Spannungs-Verformungs-Kurven der monotonen Laststeigerung

In Abb. 96 sind die Ergebnisse der monotonen Belastung in Form von Spannungs-Verformungs-Kurven abgebildet. Dargestellt ist die vertikale Belastung auf den

Unterboden  $\sigma_V$  gegenüber der axialen Verformung  $\varepsilon_a$  des gesamten GSP-Unterboden-Systems, bezogen auf die Höhe der Bodenprobe. Abb. 96a zeigt die Ergebnisse der Versuche mit  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$ . Dabei erreichen die Verformungen einen maximalen Wert von 1,45 % (B1); 4,80 % (B2) und 9,34 % (B3). Nach der Entlastung reduziert sich  $\varepsilon_a$  zu 1,18 % (B1); 4,03 % (B2) und 8,66 % (B3). Abb. 96b wiederum zeigt die Ergebnisse der Versuche mit der anfänglichen Lagerungsdichte  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$ . Hierbei erreicht  $\varepsilon_a$  maximale Werte von 2,89 % (B1); 7,21 % (B2) und 9,19 % (B3) respektive 2,60 % (B1); 6,90 % (B2) und 8,79 % (B3) nach der Entlastung. Abb. 97 zeigt den relativen plastischen und elastischen Anteil des Verformungszyklus  $\varepsilon_{pl}$  und  $\varepsilon_{el}$ , aufgrund der monotonen Laststeigerung. Hierbei ist zu erkennen, dass der plastische Anteil  $\varepsilon_{pl}$  zwischen 81,0 % und 95,6 % liegt, abhängig von der Bodenart und der anfänglichen Lagerungsdichte  $\rho_t$ .

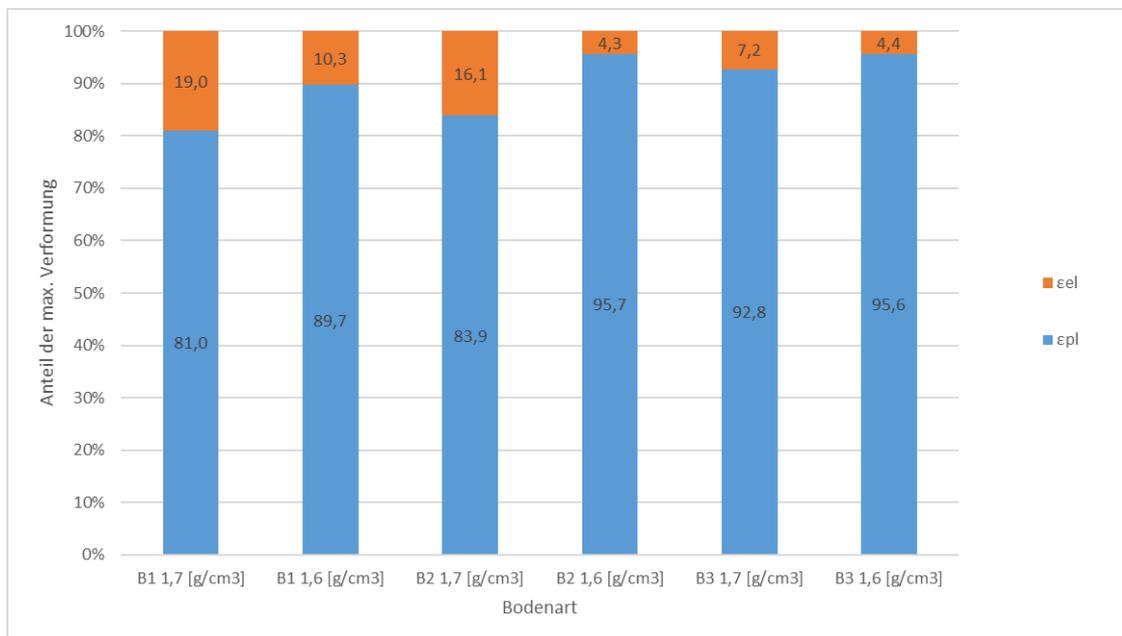


Abb. 97: Anteil der plastischen und elastischen Verformung  $\varepsilon_{pl}$  und  $\varepsilon_{el}$ , aufgrund der monotonen Laststeigerung

Um das Steifigkeitsverhalten des Gleisschotter-Unterboden-Systems zu beschreiben, wird ähnlich dem „Resilient Modulus“  $M_r$  in Kap. 4.3.3, in dieser Arbeit ein Modul  $M_{sek}$  eingeführt mit:

$$M_{sek} = \frac{\Delta\sigma_{V,max}}{\Delta\varepsilon_{a,max}} \quad (54)$$

Jedoch handelt es sich bei  $M_{sek}$  im Unterschied zu  $M_r$  (Abb. 44 in Kap. 4.3.3) um ein Sekantenmodul, welches für jeden Lastzyklus das Verhältnis der maximalen Vertikalspannung auf den Unterboden  $\Delta\sigma_{V,max}$  und der dazugehörigen axialen Verformung  $\Delta\varepsilon_{a,max}$  des gesamten GSP-Unterboden-Systems beschreibt. Mit diesem Sekantenmodul und seiner Änderung über die Zyklenzahl, soll, wie bereits

erwähnt, die Steifigkeit des GSP-Unterboden-Systems beschrieben werden und in wie weit sich diese Systemsteifigkeit ändert, wenn es aufgrund der Belastung zu einer Aufhebung der Trennstabilität oder zu einem trennstabilen Verhalten zwischen GSP und Unterboden kommt.

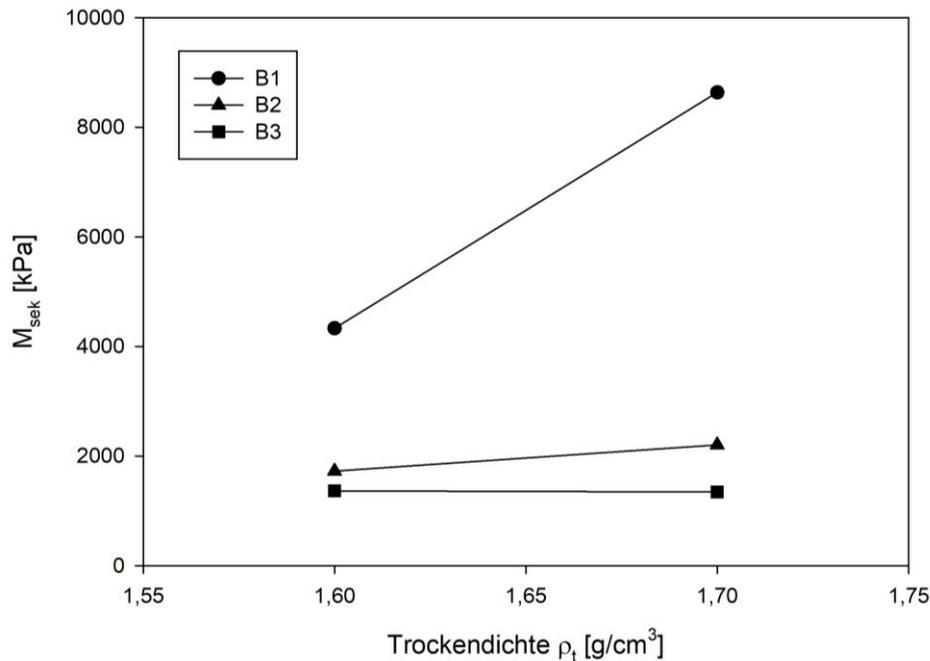


Abb. 98: Ermitteltes  $M_{sek}$  bezogen auf die Bodenart und anfängliche Einbaudichte  $\rho_t$

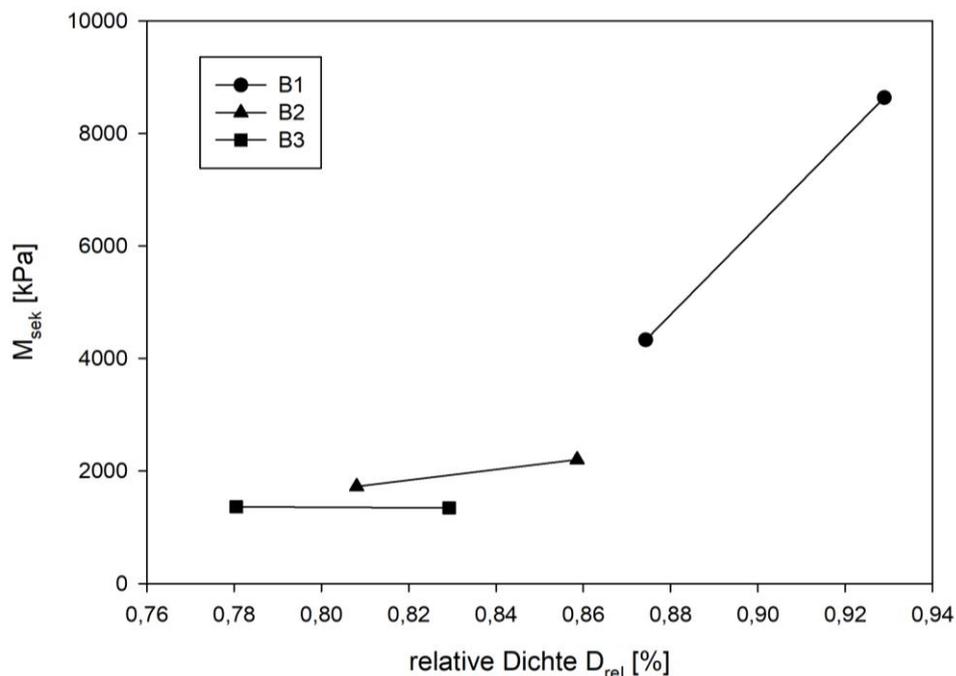


Abb. 99: Ermitteltes  $M_{sek}$  bezogen auf die Bodenart und anfängliche relative Dichte  $D_{rel}$ , bezogen auf die Proctordichte  $\rho_{Pr}$ .

$M_{sek}$  wird für die weiteren Versuche als wesentliche Kenngröße zur Beschreibung des Systemverhaltens durch die dynamische Beanspruchung verwendet. Bei den Versuchen mit  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  beträgt  $M_{sek}$  8635 kPa (B1), 2202 kPa (B2) und

1344 kPa (B3), respektive 4331 kPa (B1), 1727 kPa (B2) und 1365 kPa (B3) für die Versuche mit  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$ . Abb. 98 zeigt das ermittelte  $M_{sek}$  in Abhängigkeit der anfänglichen Lagerungsdichte  $\rho_t$ . In Abb. 99 ist das ermittelte  $M_{sek}$  in Abhängigkeit der relativen Dichte  $D_{rel}$  bezogen auf die Proctordichte  $\rho_{Pr}$  ersichtlich. Einen Überblick der Versuchsergebnisse bei monotoner Laststeigerung ist in Tab. 13 gegeben.

Tab. 13: Übersicht der Versuchsergebnisse bei mon. Laststeigerung für die Versuchsreihe 1

Bodenart	Lagerungs-	Setzung		Verformung				System-
	dichte							Steifigkeit
	$\rho_t$	$s_{max}$	$s_{entl}$	$\epsilon_{a,max}$	$\epsilon_{a,entl}$	$\epsilon_{pl}$	$\epsilon_{cl}$	$M_{sek}$
	[g/cm <sup>3</sup> ]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]
B1	1,6	-11,59	-10,4	0,0289	0,026	89,7	10,3	4331
	1,7	-5,81	-4,71	0,0145	0,0118	81,0	19,0	8635
B2	1,6	-28,85	-27,6	0,0721	0,069	95,7	4,3	1727
	1,7	-19,21	-16,11	0,048	0,0403	83,9	16,1	2202
B3	1,6	-36,75	-35,15	0,0919	0,0879	95,6	4,4	1365
	1,7	-37,34	-34,85	0,0934	0,0866	92,8	7,2	1344

### 7.3.3 Ergebnisse der dynamischen Belastung

Aufgrund der sinusförmigen Belastung auf die GSP, haben auch die dazugehörigen Setzungen (Verformungen) einen sinusförmigen Verlauf. Abb. 100 zeigt ein Beispiel eines Lastzyklus und der gemessenen Setzung. Dabei besteht  $\Delta\sigma_V$  aus der Differenz des maximalen und des minimalen Wertes der vertikalen Belastungsamplitude.

Der gemessene Setzungs-Zyklus setzt sich ebenfalls aus Maximal- und Minimalwerten ( $s_{max}$ ,  $s_{min}$ ) zusammen. Dabei werden die Setzungsamplitude  $\Delta s$ , welche auch ein Maß für das Steifigkeitsverhalten des Unterbodens ist, und der mittlere Wert des Setzungszyklus  $s_m$  ermittelt mit:

$$\Delta s = s_{max} - s_{min} \quad (55)$$

$$s_m = \frac{(s_{max} - s_{min})}{2} \quad (56)$$

Dabei zeigt sich, dass wie bereits bei der monotonen Laststeigerung, B1 die kleinsten Setzungen (-15,31 mm bzw. -31,51 mm) und B3 die größten Setzungen (-57,22 mm bzw. -64,62 mm), bezogen auf die Lagerungsdichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  und  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$ , erreichten. Dies bedeutet für die Versuche mit B1 eine axiale Verformung  $\varepsilon_a$  von 3,83 % und 7,88, bzw. von 14,16 % und 16,15 % für die Versuche mit B3.

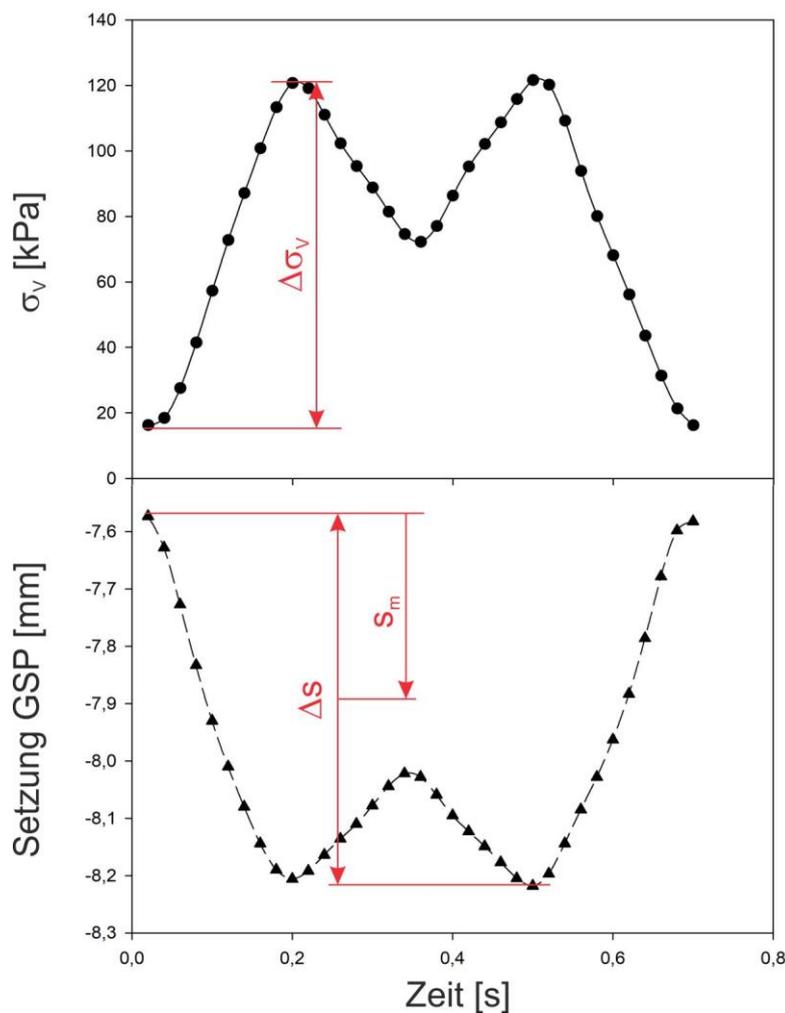


Abb. 100: Darstellung der Belastungsamplitude und der daraus resultierenden gemessenen Setzung (Bsp.: N=100, B1, V<sub>1</sub>)

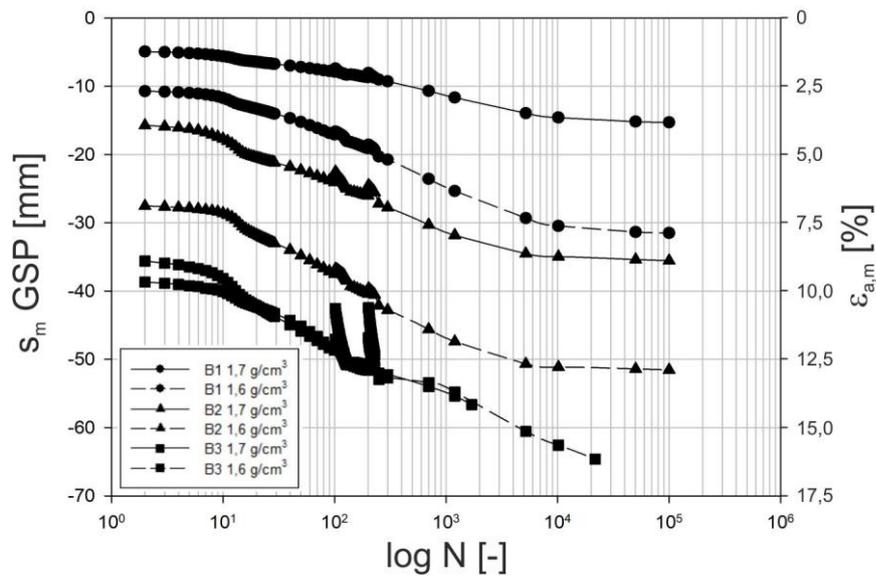


Abb. 101: Setzungs- und Verformungsverlauf der GSP bei dynamischer Belastung in Abhängigkeit der Bodenart und Einbaudichte

Werden die relativen axialen Verformungen pro Zyklus, bezogen auf die End-Verformung betrachtet (Abb. 102), erkennt man, dass nach 4000 Zyklen bereits über 90 % der Verformungen erreicht sind. Bei Boden B3 stellt sich in dieser Versuchsreihe ein anderes Verhalten ein, als für die anderen Versuchsböden. Auf diesen Umstand wird in 7.3.4 näher eingegangen. Die weiteren Betrachtungen in dieser Versuchsreihe beziehen sich deshalb auf B1 und B2.

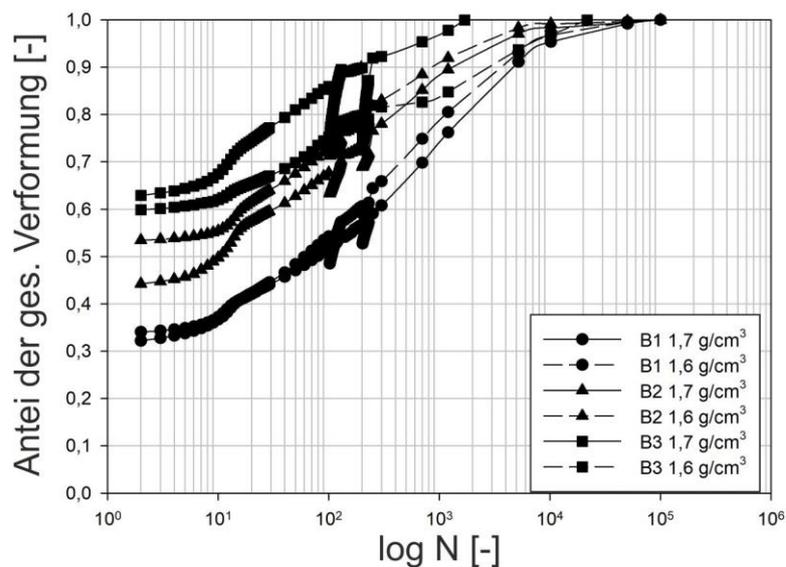


Abb. 102: Relativer Anteil der gesamten axialen Verformung

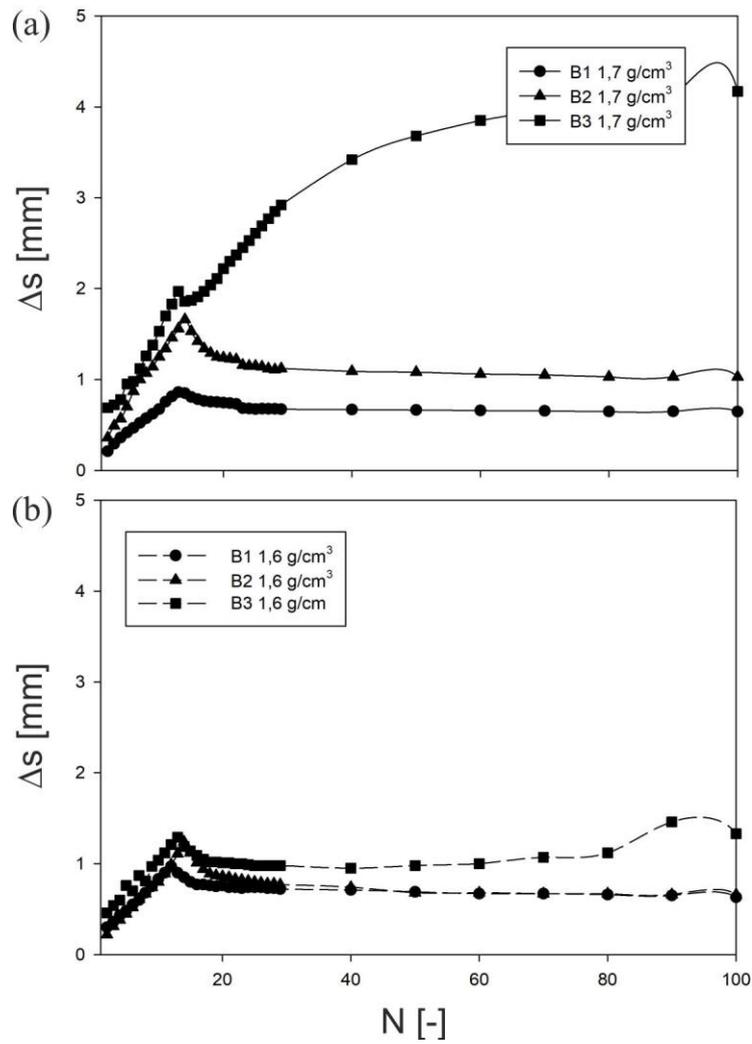


Abb. 103: Verlauf der Setzungsamplitude bei  $V_I$ , bezogen auf die Bodenart und Einbaudichte  $\rho_{t,1}$  (a) und  $\rho_{t,2}$  (b)

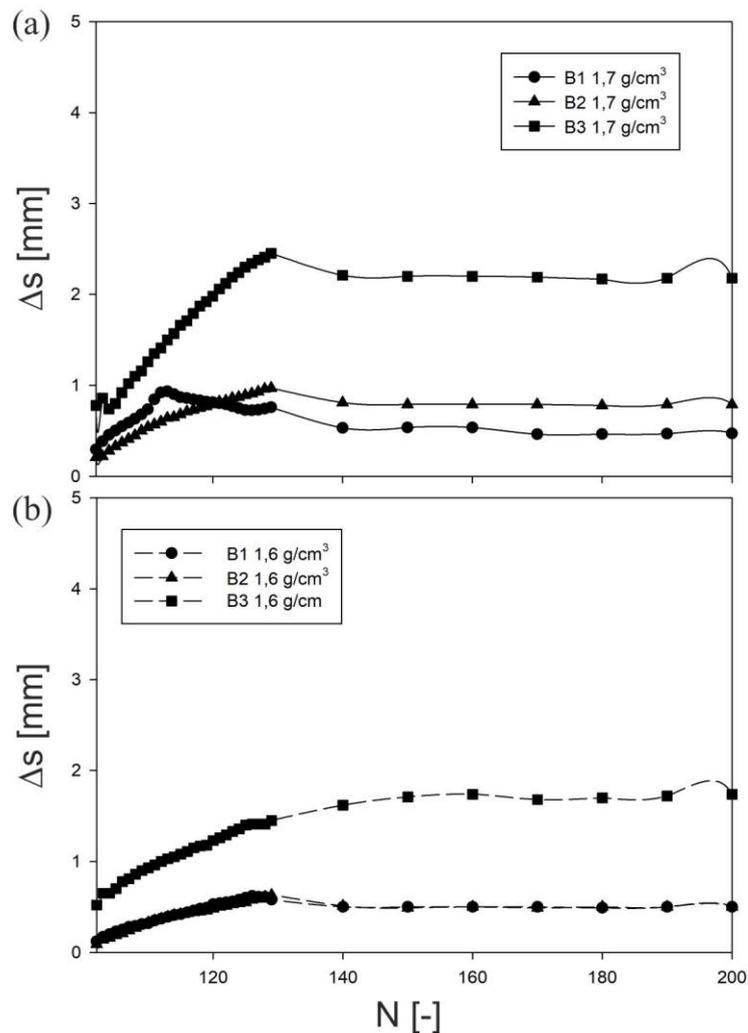


Abb. 104: Verlauf der Setzungsamplitude bei  $V_2$ , bezogen auf die Bodenart und Einbaudichte  $\rho_{t,1}$  (a) und  $\rho_{t,2}$  (b)

In Abb. 103 ist der Verlauf der Setzungsamplitude  $\Delta s$  mit der Geschwindigkeit  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  (1,5 Hz), bezogen auf die Einbaudichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  (Abb. 103a) und  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$  (Abb. 103b) ersichtlich. Hierbei erreicht  $\Delta s$  nach ca. 30 Zyklen einen konstanten Wert von  $\sim 0,7 \text{ mm}$  bzw.  $\sim 1,1 \text{ mm}$  für B1 bzw. B2 mit der Einbaudichte  $\rho_{t,1}$ . Bei der Einbaudichte  $\rho_{t,2}$  stellt sich  $\Delta s$  auf einen Wert von  $\sim 0,7 \text{ mm}$  für B1 und B2 ein. Ein ähnliches Ergebnis liefern die Versuche mit der Geschwindigkeit  $V_2 = 200 \text{ km/h}$  (3,0 Hz). Hier stellt sich die Setzungsamplitude auf  $\sim 0,7 \text{ mm}$  bzw.  $\sim 0,9 \text{ mm}$  für B1 bzw. B2 und der Einbaudichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  (Abb. 104a) ein. Abb. 104b zeigt ein  $\Delta s$  von  $\sim 0,5 \text{ mm}$  für B1 bzw. B2 und der Einbaudichte  $\rho_{t,2} = 1,6 \text{ g/cm}^3$ . Bei den Versuchen mit der Geschwindigkeit  $V_3 = 300 \text{ km/h}$  (4,5 Hz) liegen die Werte von  $\Delta s$  für beide Einbaudichten und Bodenarten bei  $\sim 0,5 \text{ mm}$  (Abb. 105).

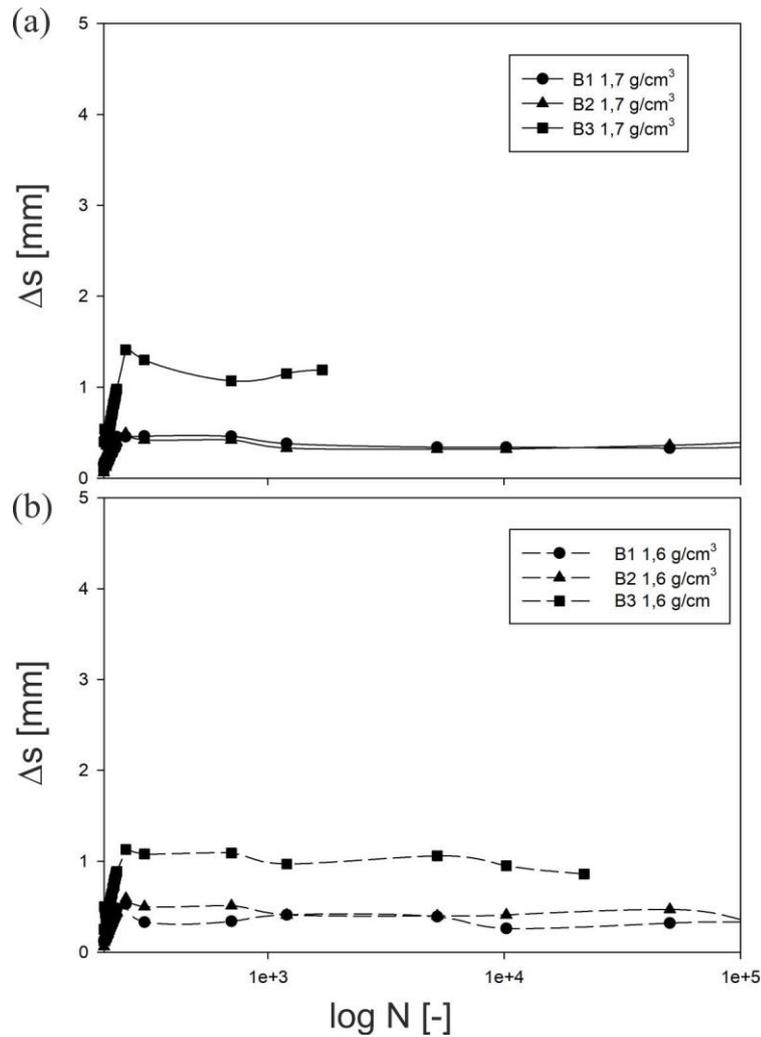


Abb. 105: Verlauf der Setzungsamplitude bei  $V_3$ , bezogen auf die Bodenart und Einbaudichte  $\rho_{t,1}$  (a) und  $\rho_{t,2}$  (b)

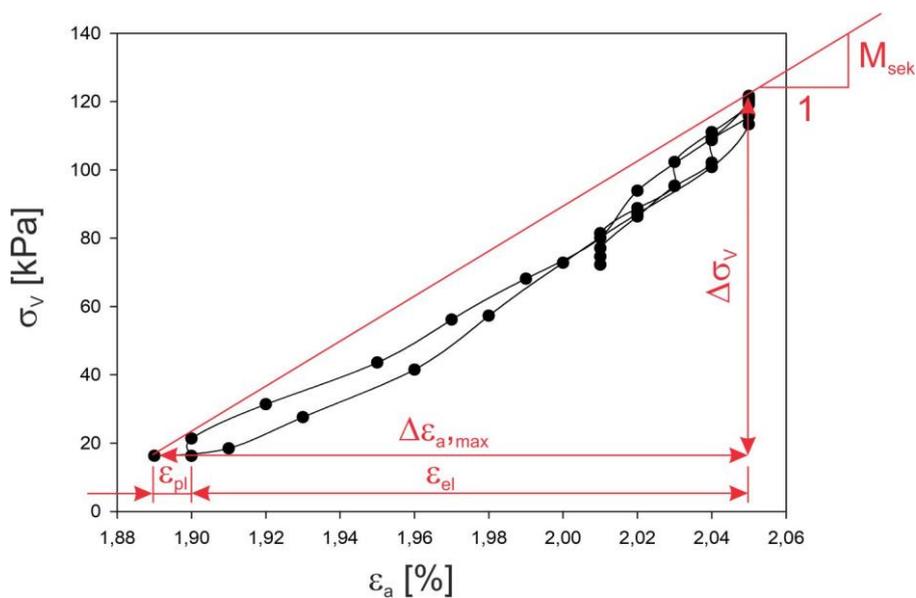


Abb. 106: Beispiel einer Spannungs-Dehnungs-Hysterese ( $N=100$ , B1,  $V_1$ ) und die ermittelten Parameter der Verformung und Systemsteifigkeit

Abb. 106 zeigt eine typische Spannungs-Dehnungs-Hysterese eines Lastzyklus (hier am Bsp.  $N=100$ , für B1 und  $\rho_{t,1}$ ) für diese Versuchsreihe, mit den ermittelten axialen Verformungen  $\varepsilon_a$  und der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  aus (54). In den Abb. 107 bis Abb. 109 sind die ermittelten Werte für  $M_{sek}$  über die Zyklenzahl, bezogen auf die Einbaudichte und den unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten  $V_1$  bis  $V_3$ , ersichtlich. Dabei erkennt man einen Anstieg der Systemsteifigkeit auf einen Wert zwischen 90.000 kPa und 100.000 kPa für die Einbaudichte  $\rho_{t,1}$ , und zwischen 80.000 kPa bis 110.000 kPa für die Einbaudichte  $\rho_{t,2}$ .

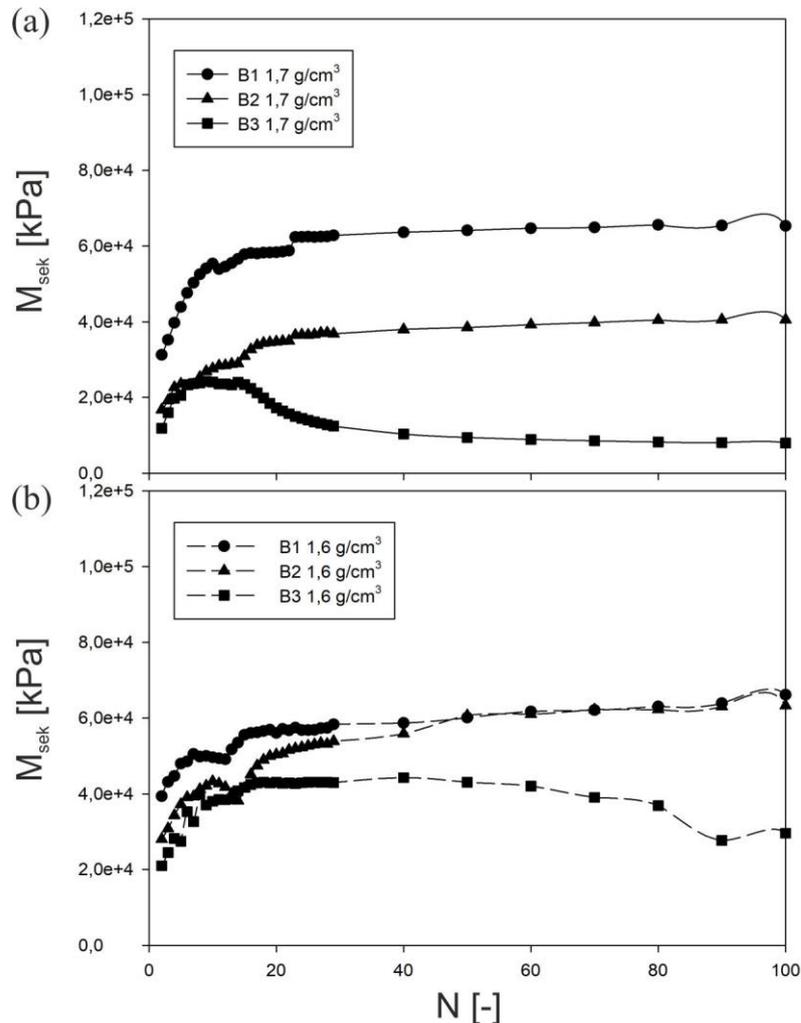


Abb. 107: Verlauf der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  bei  $V_1$ , bezogen auf die Bodenart und Einbaudichte  $\rho_{t,1}$  (a) und  $\rho_{t,2}$  (b)

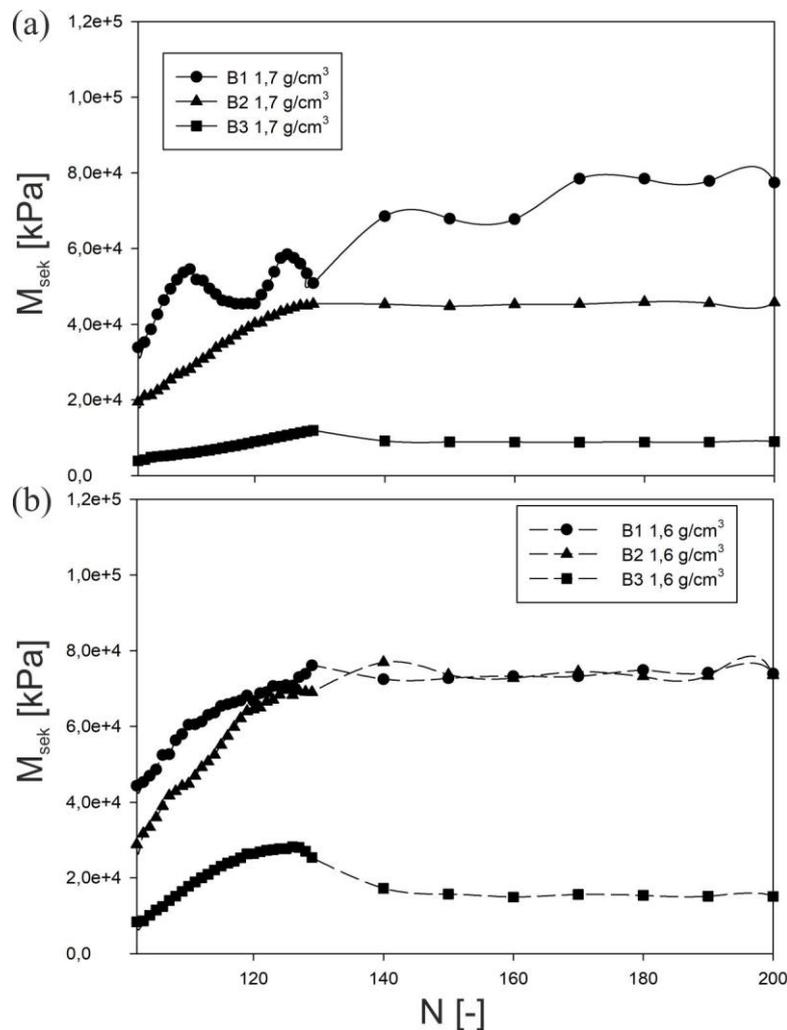


Abb. 108: Verlauf der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  bei  $V_2$ , bezogen auf die Bodenart und Einbaudichte  $\rho_{t,1}$  (a) und  $\rho_{t,2}$  (b)

Wie bereits erwähnt wird nach der dynamischen Belastung der Verdichtungsgrad (Lagerungsdichte) labortechnisch bestimmt. Dazu werden mit einem Stechzylinder, an verschiedenen Stellen des Bodenquerschnittes, Proben entnommen. Die Ergebnisse für B1 und B2 sind in Tab. 14 ersichtlich. Hier ist  $\rho_{t,nach\ Dyn}$  die ermittelte Trockenlagerungsdichte nach Versuchsende und  $\Delta D_{rel}$  die Änderung der relativen Dichte, bezogen auf die Proctordichte.

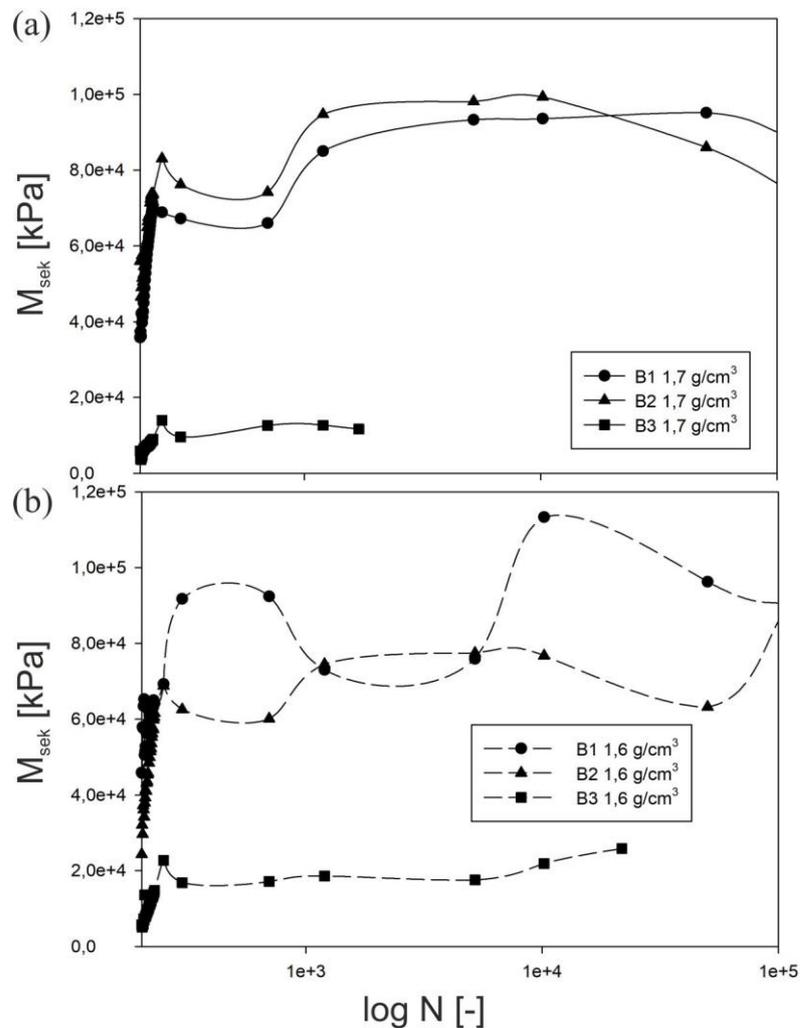


Abb. 109: Verlauf der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  bei  $V_3$ , bezogen auf die Bodenart und Einbaudichte  $\rho_{t,1}$  (a) und  $\rho_{t,2}$  (b)

Tab. 14: Ergebnisse der ermittelten Verdichtung nach Versuchsende

	Boden 1			Boden 2	
	$\rho_t$	$\rho_{t,nach\ Dyn}$	$\Delta D_{rel}$	$\rho_{t,nach\ Dyn}$	$\Delta D_{rel}$
	[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]
0-50 mm	1,6	1,69	4,71	1,82	11,11
	1,7	1,74	2,09	1,84	7,07
50-100 mm	1,6	1,68	4,19	1,80	10,10
	1,7	1,71	0,52	1,79	4,55

### 7.3.4 Diskussion der Ergebnisse

Bei dieser Versuchsreihe wurden die Versuchsböden mit einem Wassergehalt von  $w = 13,5\%$  gemischt, mit unterschiedlichen Trockenlagerungsdichten eingebaut und monoton und dynamisch belastet

- **monotone Laststeigerung**

Bei der monotonen Laststeigerung erkennt man, dass für B1 unter diesen Randbedingungen die geringeren Setzungen der GSP bzw. Verformungen, als bei den Versuchen mit B2, generiert wurden. Dies liegt an der höheren relativen Einbaudichte  $D_{rel}$ , bezogen auf die Proctordichte  $\rho_{Pr}$ . Diese beträgt für B1 0,90 bei  $\rho_{t,1}$  und 0,84 bei  $\rho_{t,2}$ , im Gegensatz zu 0,86 bei  $\rho_{t,1}$  und 0,81 bei  $\rho_{t,2}$  für B2. Auch hat B1 einen höheren elastischen Anteil im Setzungsverhalten bei der monotonen Laststeigerung als B2. Dies lässt sich aus dem höheren elastischen Anteil der Gesamtverformung aus Abb. 97 ableiten. Die höhere relative Einbaudichte von B1, hat auch ein steiferes Verhalten des GSP-Unterboden-Systems zur Folge, als bei den Versuchen mit B2. Dies erkennt man aus der flacheren Spannungs-Verformungs-Kurve von B1 aus Abb. 96 und der daraus resultierenden höheren Systemsteifigkeit  $M_{sek}$ . Generell lässt sich bei beiden Bodenarten der Einfluss der relativen Dichte auf die Systemsteifigkeit erkennen, jedoch scheint dieser erst bei höheren relativen Dichten ( $>0,86$  in den gegenständlichen Versuchen) signifikant zu werden (Abb. 99).

- **dynamische Belastung**

Analog zur monotonen Laststeigerung, lässt sich der Einfluss der relativen Dichte auf das Setzungs- und Verformungsverhalten bei dynamischer Belastung für B1 und B2 beschreiben. Hier kommt es bei den Versuchen mit B1 nach 100.000 Belastungszyklen zu geringeren Setzungen bzw. Verformungen (-15,31 mm und -31,51 mm bzw. 3,83 % und 7,88 % bezogen auf  $\rho_{t,1}$  und  $\rho_{t,2}$ ) als bei den Versuchen mit B2 (-35,56 mm und -51,55 mm bzw. 8,89 % und 12,89 %). Bei genauerer Betrachtung des Verformungsverlaufs in Abb. 110, erkennt man einen Sprung und eine Änderung der Steigung der Setzungskurve bei N0-N30, N100-N130 und N200-N230. Der Sprung erfolgt durch die Entlastung der Vertikalspannung  $\sigma_V$  auf 0 kPa nach dem Erreichen der maximalen Zyklenzahl mit den unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten  $V_1$ ,  $V_2$  und  $V_3$  da die Änderung der Geschwindigkeit nicht stufenlos erfolgt. Die Änderung der Steigung nach dem Start der dynamischen Belastung, liegt an der maschinell bedingten Einschwingphase des Prüfstandes. Hier benötigt die Hardware des Prüfaufbaus ca. 30 Lastzyklen um die eingestellte Belastungskurve und somit das jeweilige  $\Delta\sigma_V$  bei der jeweiligen Geschwindigkeit zu erreichen (Abb. 111). Aus Abb. 110 lässt sich des Weiteren ableiten, dass die Belastungsgeschwindigkeit keinen signifikanten Einfluss auf die Verformung pro Lastzyklus hat. Extrapoliert man den Setzungsverlauf von N0-N100 ( $V_1 = 100$  km/h), ergäbe sich ein ähnlicher

Setzungsverlauf für alle Böden, wie der gemessene mit diesem Belastungsprogramm von Abb. 93.

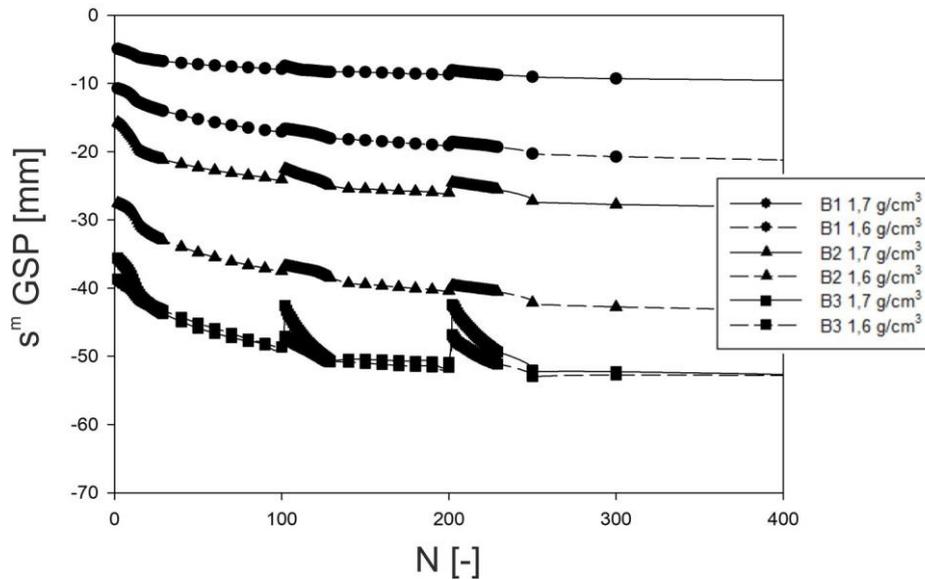


Abb. 110: Setzungsverlauf der ersten 400 Lastzyklen

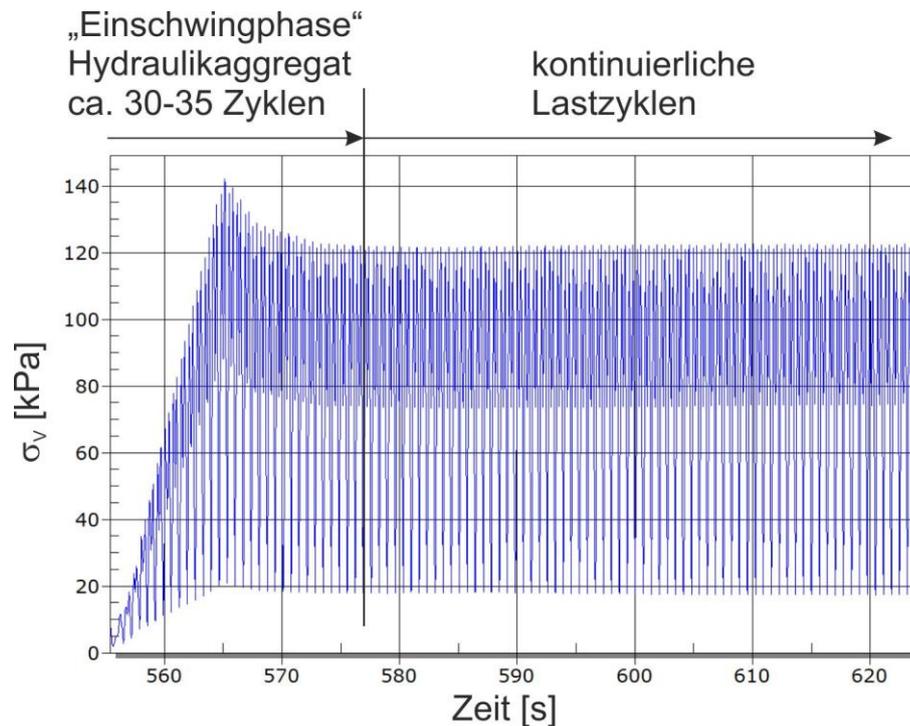


Abb. 111: Darstellung der Einschwingphase des Prüfstandes nach Start der dynamischen Belastung

Mit zunehmender Zyklenzahl verhält sich das GSP-Unterboden-System immer steifer. Dies erkennt man in der kontinuierlichen Abnahme der Setzungsamplitude  $\Delta s$  (Abb. 103 bis Abb. 105) und der kontinuierlichen Zunahme von  $M_{sek}$  (Abb. 107 bis Abb. 109). Daraus kann wiederum eine kontinuierliche Verdichtung der Unterböden abgeleitet werden. In Abb. 109 sind bei der

Belastungsgeschwindigkeit  $V_3$ , sehr unterschiedliche Werte von  $M_{sek}$  für die jeweiligen Belastungszyklen erkennbar. Die Werte von  $M_{sek}$  sind ermittelte Einzelwerte von der jeweiligen einzelnen Spannungs-Verformungs-Hysterese eines Zyklus abgeleitet. Der Unterschied ist auf folgende möglichen Mitursachen zurückzuführen:

- Durch die hohen dynamischen Vorgänge könnte es zu geringen Schwingungen der Prüfkammer und des gesamten Prüfaufbaus kommen. Dadurch könnten Resonanzeffekte auftreten welche unter ungünstigen Bedingungen das Ergebnis von einzelnen Zyklen beeinflussen können.
- Leichte Diskontinuitäten im System-Öldruck des Hydraulikaggregats, welche eine Abweichung der aufgebrachten Vertikalspannung  $\sigma_V$  bewirken könnte.
- Eine zu geringe Abtastrate (Messfrequenz  $f_{abt}$ ) der Messsensoren in Bezug auf die Belastungsgeschwindigkeit, welche zu einer Abweichung einzelner Werte führen kann.

Die ersten beiden Gründe können aufgrund der Berechnungen des Herstellers nahezu ausgeschlossen werden. Tatsächlich könnte eine zu niedrige Messfrequenz dieses Problem verursacht haben, welche für diese Versuchsreihe bei  $f_{abt} = 50$  Hz lag. Bei  $V_3$  beträgt die Belastungsfrequenz 4,5 Hz zwischen einer Doppelamplitude bzw. 10 Hz zwischen den Doppelspitzen einer Amplitude (Abb. 66). Zwar ist die gewählte Abtastfrequenz größer als die nach dem Nyquist-Shannon-Abtasttheorem ( $f_{abt} > 2 \cdot f_{max}$ ) geforderte, jedoch gilt dies nur um keine „Aliasing-Effekte“ (digitale Verzerrungen des ursprünglichen Signals) zu erhalten. Bei der Ermittlung von  $M_{sek}$  werden jedoch die Maximalwerte (Peaks) der Hysterese verwendet. Um diese Peaks genau zu erfassen sollte  $f_{abt}$ , nach Rücksprache mit dem Prüfstandhersteller, jedoch bei mindestens 100 Hz liegen. Dies wurde für die weiteren Testreihen berücksichtigt. Aus diesen Umständen kann eine quantitative Betrachtung von  $M_{sek}$  für  $V_3$  in dieser Versuchsreihe nicht herangezogen werden, jedoch eignen sich die Ergebnisse durchaus für die rein qualitative Aussage einer größer werdenden Systemsteifigkeit pro Lastzyklus.

Bei der Ermittlung der nachträglichen Verdichtung stellte sich heraus, dass sich bei B2 unabhängig von der Einbaudichte, eine Trockendichte zwischen  $1,80 \text{ g/cm}^3$  und  $1,84 \text{ g/cm}^3$  einstellte. Bei B1 hingegen stellte sich eine Trockendichte von  $1,69 \text{ g/cm}^3$  bis  $1,74 \text{ g/cm}^3$  ein. Daraus lässt sich schließen, dass bei B1 durch die Verdichtungsenergie der Vertikalbelastung keine signifikante Erhöhung der größten anfänglichen Einbaudichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  erreicht werden kann. Das heißt, dass die gemessenen totalen Setzungen der GSP, hauptsächlich aus einer Eindringung der Schotterspitzen in den Unterboden stammen und nicht (bzw. sehr untergeordnet) aus einer Nachverdichtung des Unterbodens selbst. Bei B2 hingegen erfolgte die Setzung der GSP aus einer Kombination von Eindringung der Schotterkörner (bzw. GSP) und einer Verdichtung des Unterbodens.

Aufgrund der Erkenntnisse in dieser Versuchsreihe, werden alle weiteren Versuche mit der Einbaudichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  durchgeführt und sämtliche Versuche mit einer maximalen Belastungsgeschwindigkeit von  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  durchgeführt.

- **Boden 3**

Bei dieser Versuchsreihe sollte es um das reine Verdichtungsverhalten der Versuchsböden aufgrund der dynamischen Belastung gehen. Bei B3 kam es jedoch unter diesen Randbedingungen ( $w = 13,5 \% > w_{\text{opt},B3} = 10,6 \%$ ) zu einem „Auspressen“ von Wasser und einer geringen Suspensionsbildung im Übergangsbereich Unterboden-GSP (Abb. 112a). Darum wurde der erste Versuch mit B3 schon nach  $\sim 1700$  Zyklen abgebrochen um die GSP zu untersuchen. Es konnte jedoch keine Verschmutzung der GSP festgestellt werden, wie in Abb. 112b ersichtlich. Auch beim zweiten Versuch mit B3, welcher nach 21.750 Zyklen abgebrochen wurde, wurde eine Suspensionsbildung beobachtet. Jedoch kam es zu keiner Verschmutzung der GSP und somit zu keiner Aufhebung der Trennstabilität. Auf diesen Effekt wird in der Versuchsreihe 7.5 noch näher eingegangen.

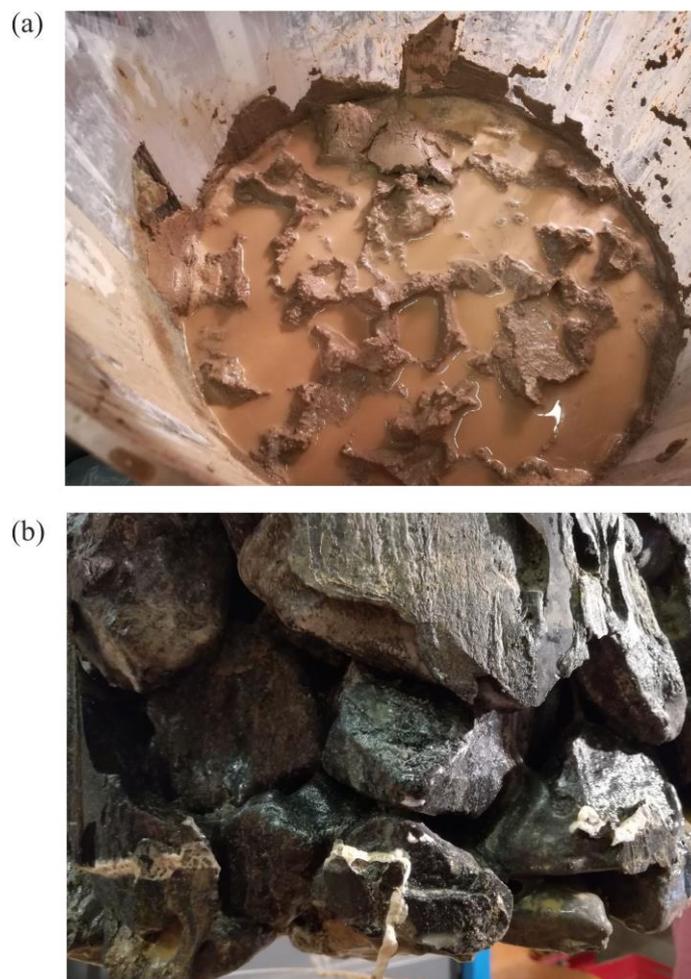


Abb. 112: (a) Suspensionsbildung im Übergangsbereich Unterboden-GSP bei B3, (b) saubere GSP nach Ausbau

## 7.4 Versuchsreihe 2

Bei dieser Versuchsreihe wird das dynamische Verhalten, unter gesättigten Bedingungen der Versuchsböden B1 und B2, untersucht. Diese Randbedingungen sollen den sehr ungünstigen Fall simulieren, bei dem es durch ein nichtfunktionierendes oder fehlendes Drainagesystem zu einer nahezu vollständigen Sättigung des Unterbaus/Untergrundes („Volleinstau“) im Eisenbahngleis kommt. Des Weiteren soll der Einfluss der Vorbelastungsgeschichte von Unterböden bei Volleinstau untersucht werden, welcher sich durch eine Erhöhung der Lagerungsdichte wie in 7.3. äußert. Folgende Fragen sollen mit dieser Versuchsreihe untersucht werden:

- Wie ist das Verhalten der GSP im Versuchsaufbau, unter nahezu gesättigten Bedingungen des Unterbodens und in Abhängigkeit einer Vorbelastung?
- Kommt es zu einer Suspensionsbildung und zu einer Aufhebung der Trennstabilität (Versagen) und dadurch zu einer Verschmutzung der GSP mit Unterbodenmaterial?
- Wie äußert sich dieses Versagen in Bezug auf die gemessenen Größen im Versuchsaufbau (Verformung GSP, Porenwasserüberdrücke, Verschmutzungsgrad)?

Dazu werden zum einen dynamische Versuche mit nicht vorbelasteten, gesättigten Versuchsböden durchgeführt und zum anderen dynamische Versuche mit, im teilgesättigten Zustand ( $w \approx w_{opt}$ ) vorbelasteten und danach gesättigten, Versuchsböden durchgeführt.

### 7.4.1 Durchführung der Versuche ohne Vorbelastung

- Trocknen der Versuchsböden im Ofen bei 105 °C
- Mischen der Versuchsböden mit  $w = 13,5 \%$
- Lagenweiser Einbau mit einer Trockenlagerungsdichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$
- Aufsetzen der GSP und Einbau in die Prüfkammer
- Installation der Messtechnik
- Sättigung der Bodenprobe (wie in Abb. 80)
- Start des Belastungsprogramms

Das Belastungsprogramm umfasst eine monotone Laststeigerung, wie in 7.3.1 und einer anschließenden dynamischen Belastung von 100.000 Zyklen mit der Geschwindigkeit  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  (1,5 Hz).

## 7.4.2 Ergebnisse der Versuche ohne Vorbelastung

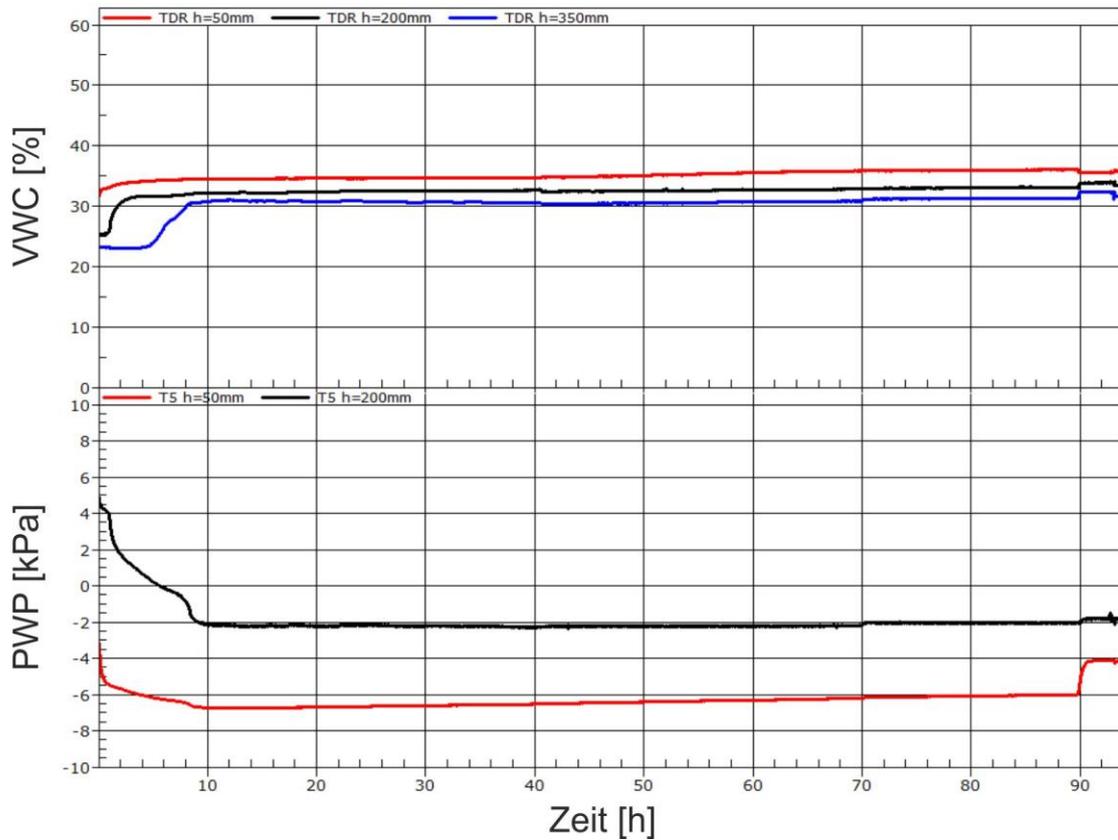


Abb. 113: Sättigungsverlauf V1 mit B1

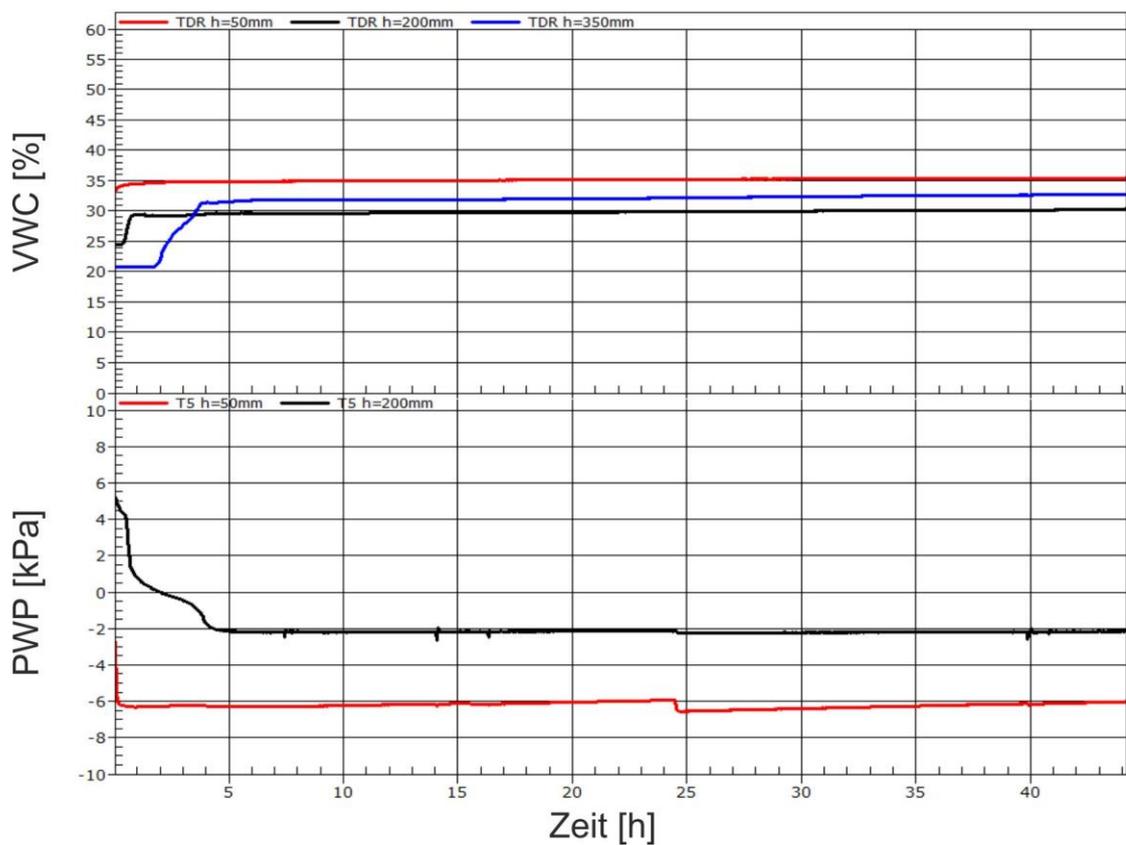


Abb. 114: Sättigungsverlauf V2 mit B1

Es wurden jeweils zwei Versuche mit den Unterböden B1 und B2 durchgeführt. Wie schon erwähnt erfolgt bei dieser Versuchsreihe die Sättigung der Bodenprobe direkt nach dem lagenweisen Einbau in den Prüfzylinder. Abb. 113 und Abb. 114 zeigen die Verläufe des gemessenen volumetrischen Wassergehalts (VWC) und der Porenwasserdrücke (PWP) in den unterschiedlichen Höhen der Bodenprobe, während des Sättigungsvorgangs für die beiden Versuch V1 & V2 mit B1. Bei V1 wurde die Bodenprobe 96 h bzw. 45 h gesättigt. Man erkennt eine Zunahme des VWC auf 30 – 35 % während der Sättigungsphase. Des Weiteren ist auch die unterschiedliche Ansprechzeit der Sensoren an den unterschiedlichen Positionen der Bodenprobe erkennbar. Die unterste TDR-Sonde (h=50 mm) detektiert eine Zunahme vom VWC in den ersten 30 min der Sättigung, gefolgt von der TDR-Sonde in Probenmitte (h=200 mm) nach ca. 1 h und der obersten TDR-Sonde (h=350 mm) nach 5 h. Nach 10 h Durchströmung gab es keine signifikante messbare Zunahme vom VWC über die Probenhöhe. Die gemessenen PWP zeigen einen ähnlichen Verlauf. Hier starten beide Sensoren, in Abhängigkeit der Probenhöhe, mit Werten im Saugspannungsbereich von +2 kPa bzw. +5 kPa (Startwert für T5 h=50 mm aufgrund der Skalierung im Diagramm nicht ersichtlich). Mit fortlaufender Sättigungsdauer erhöhen sich die PWP zu einem Überdruck von -7 kPa bis -6 kPa bzw. -2 kPa. Auch hier kommt es nach 10 h Durchströmung zu keiner signifikanten Zunahme der PWP. Nach 90 h reduzieren sich die PWP wieder, da die Durchströmung gestoppt wurde und sich der hydrostatische Wasserdruck einstellt.

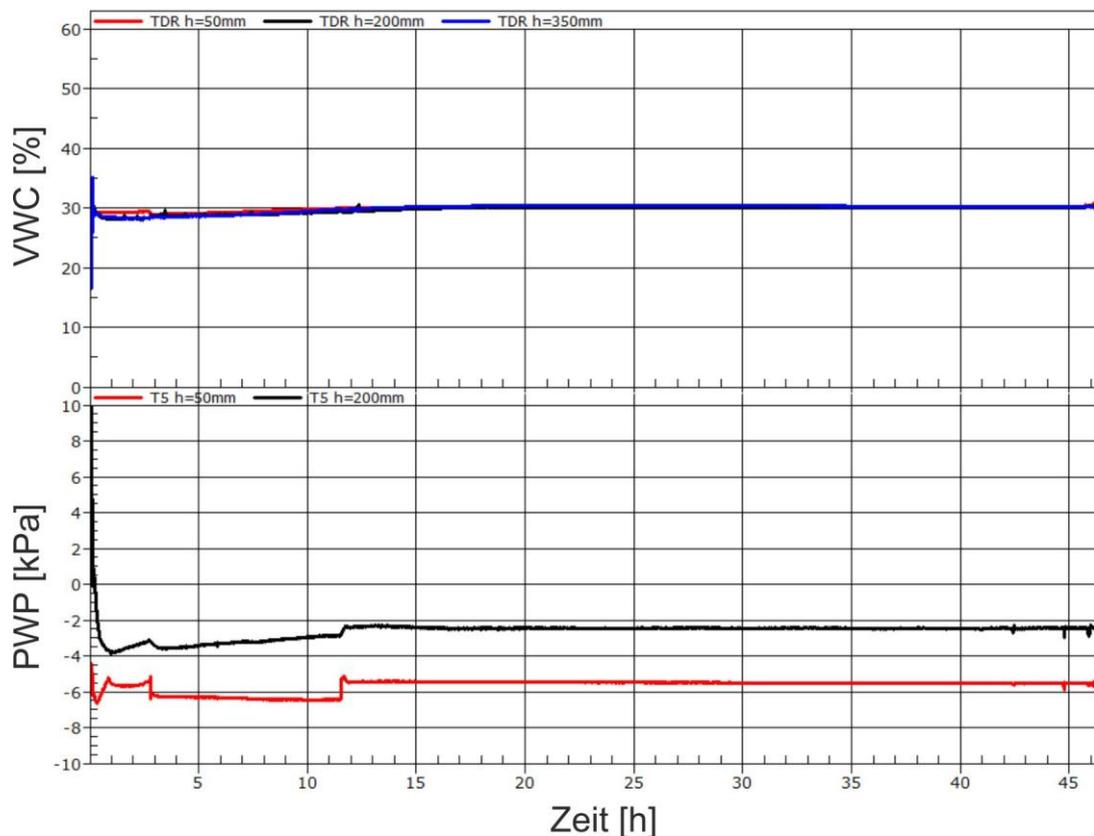


Abb. 115: Sättigungsverlauf V1 mit B2

Für V2 (Abb. 114) zeigt sich ein ähnliches Sättigungsverhalten wie für V1, jedoch kommt es hier bereits nach 5 h zu keiner signifikanten Zunahme der Messwerte.

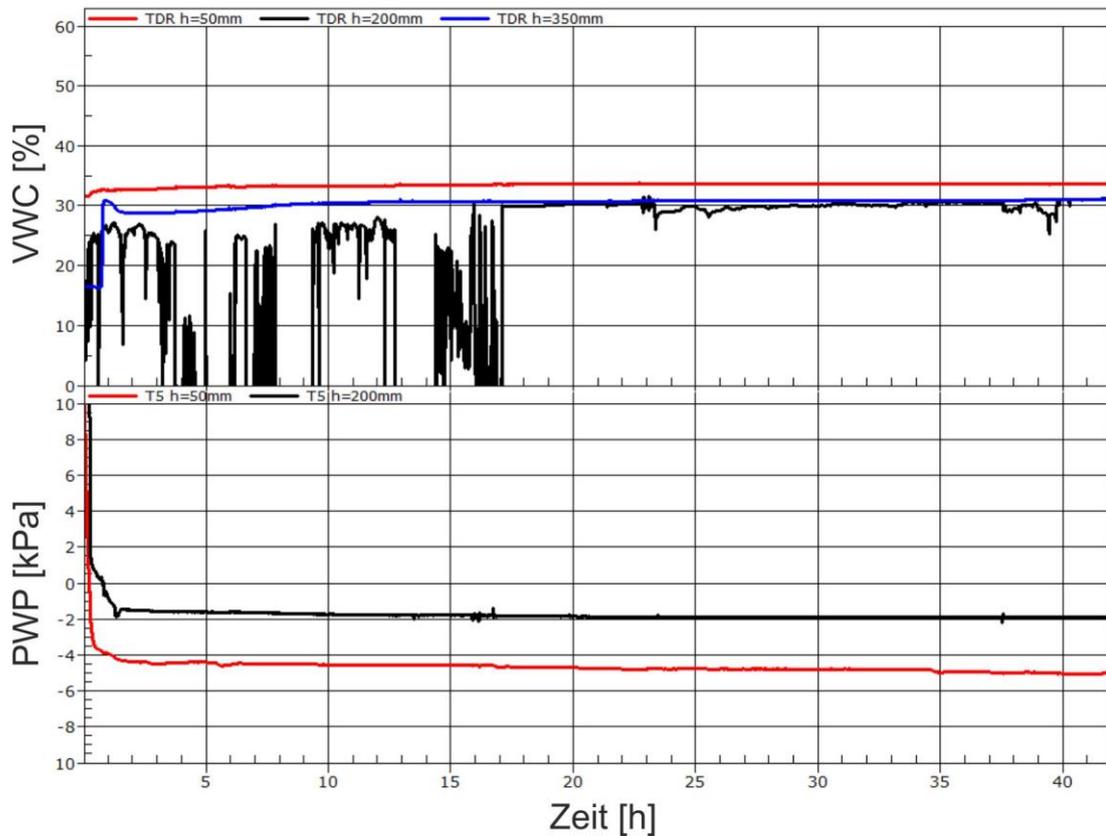


Abb. 116: Sättigungsverlauf V2 mit B2

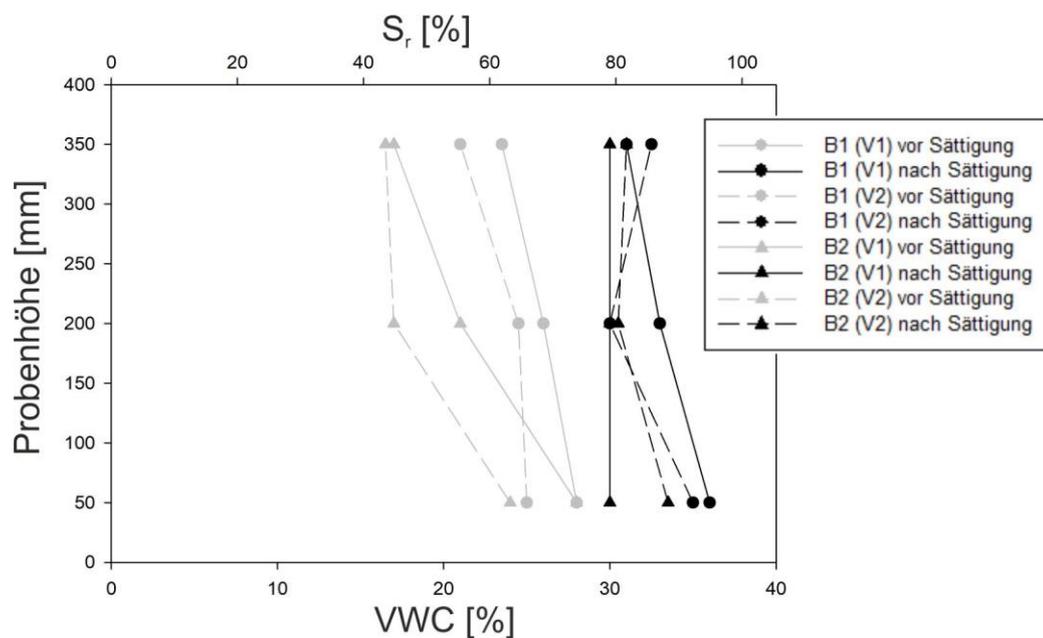


Abb. 117: Mit den TDR-Sonden gemessener Verlauf des VWC und des  $S_r$ , vor und nach der Sättigung

In Abb. 115 und Abb. 116 sind die Sättigungsverläufe für B2 ersichtlich. Diese zeigen für beide Versuche einen Anstieg des VWC auf 30 % bis 34 % während der Sättigung. Bei V2 kam es während der ersten 16 h zu Messausfällen für die TDR-Sonde in Probenmitte. Auch die PWP stellten sich während der Durchströmung vom anfänglichen Saugspannungsbereich auf einen geringen Überdruckbereich zwischen -5 kPa und -2 kPa ein. Bei diesen Versuchen kam es nach ca. 2 h Durchströmung zu keiner weiteren signifikanten Erhöhung der gemessenen Werte. In Abb. 117 sind die VWC und die daraus resultierenden Sättigungsgrade  $S_r$  vor und nach der Sättigung, in Abhängigkeit der Bodenart und Probenhöhe, ersichtlich. Hier erkennt man, dass durch die Sättigung ein  $S_r$  zwischen ~80 % und ~96 % erreicht wird.

- **monotone Laststeigerung**

Abb. 118 und Abb. 119 zeigen die Entwicklungen von Setzungen der GSP und der PWP, aufgrund der monotonen vertikalen Laststeigerung  $\sigma_v$  für die Versuche V1 und V2 mit Versuchsboden B1. Dabei kommt es zu maximalen Setzungen der GSP zwischen -13,55 mm für V1 bzw. -19,19 mm für V2 bei  $\sigma_{v,max}$  und einer anschließenden Reduzierung auf -12,39 mm für V1 bzw. -17,67 mm für V2 aufgrund der Entlastung. Dies entspricht einer axialen plastischen Verformung  $\varepsilon_{a,pl}$  zwischen 3,1 % und 5,9 % für V1 bzw. V2. Während der monotone Laststeigerung kommt es auch zur Entwicklung von geringen Porenwasserüberdrücken, diese betragen für beide Versuche zwischen -4 kPa und -7 kPa in Abhängigkeit der Probenhöhe. Bei der Entlastung kommt auch hier zu einer kurzzeitigen Reduzierung der PWP.

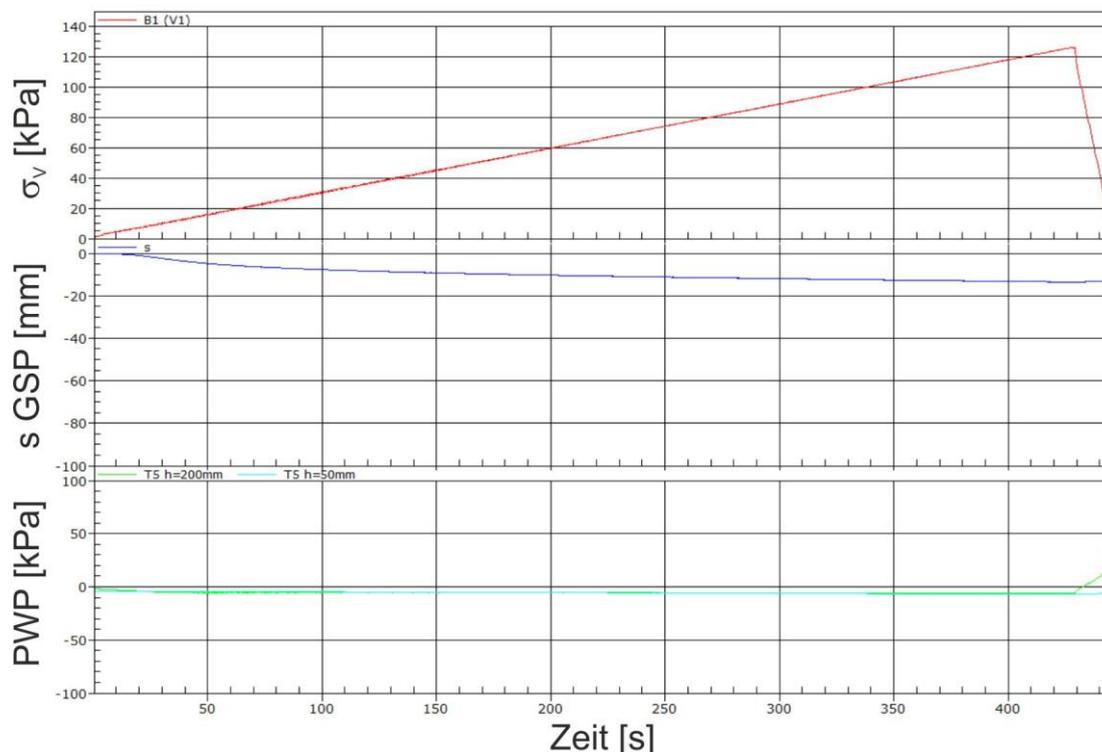


Abb. 118: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V1 mit B1

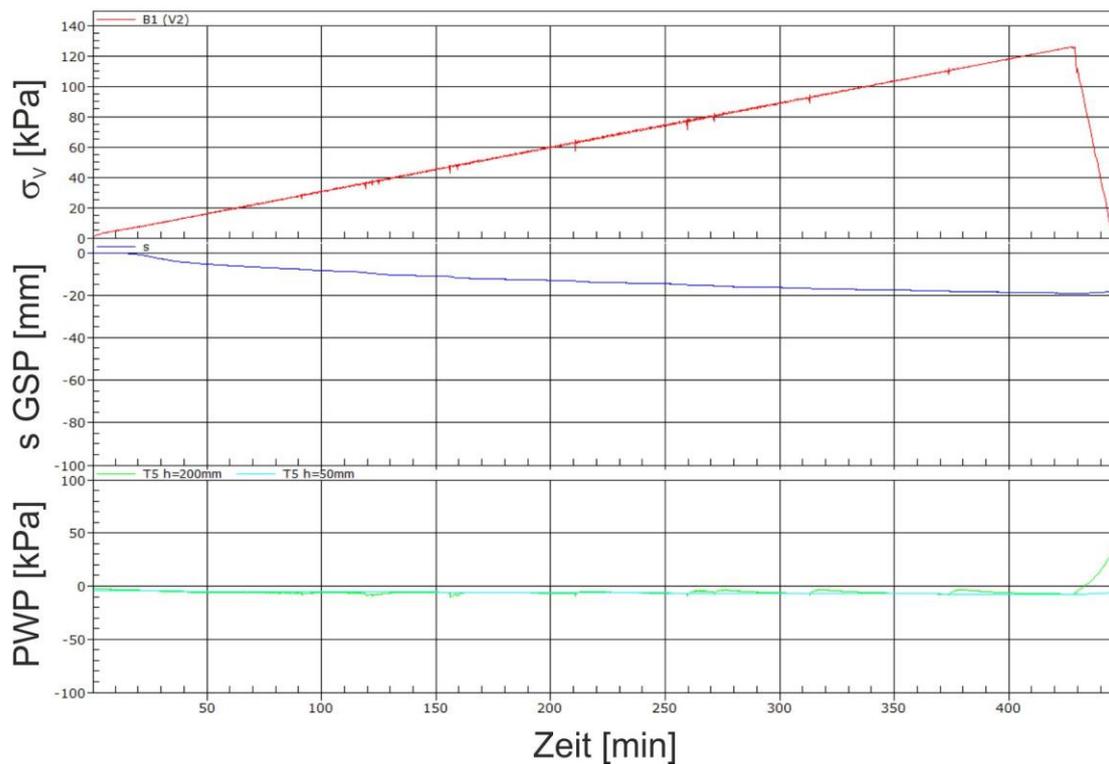


Abb. 119: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V2 mit B1

Bei den Versuchen mit B2, kommt es während der monotonen Laststeigerung zur Entwicklung von großen Setzungen und Verformungen des GSP-Unterboden-Systems.

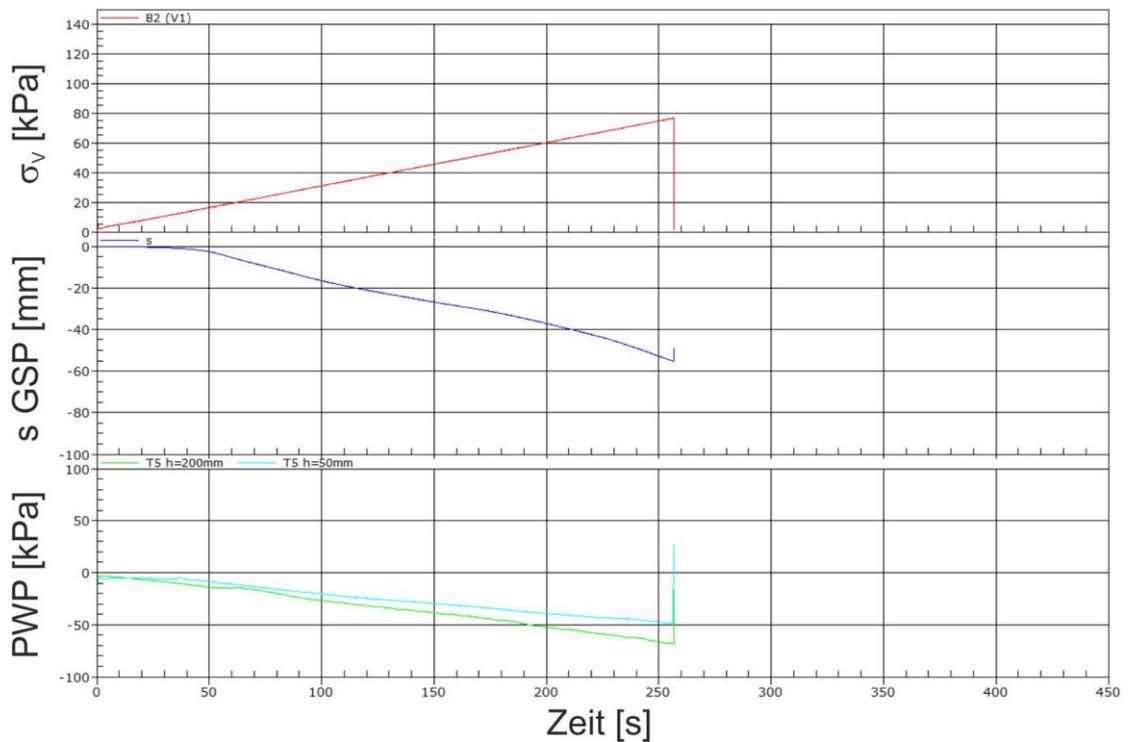


Abb. 120: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V1 mit B2

Bereits bei einer Vertikalbelastung  $\sigma_v$  zwischen 55 kPa und 75 kPa kommt es zu Setzungen der GSP von -48,84 mm für V1 (Abb. 120) bzw. -53,28 mm für V2 (Abb. 121), welches einem  $\varepsilon_{a,pl}$  von 12,2 % bzw. 13,3 % entspricht. Auch kommt es zur Generierung von höheren PWP zwischen -45 kPa und -76 kPa in Probenmitte. Es kommt des Weiteren zu einer Aufhebung der Trennstabilität und somit zu einer kontinuierlichen Verschmutzung der GSP, da diese in den Unterboden eingedrückt wird (Abb. 122).

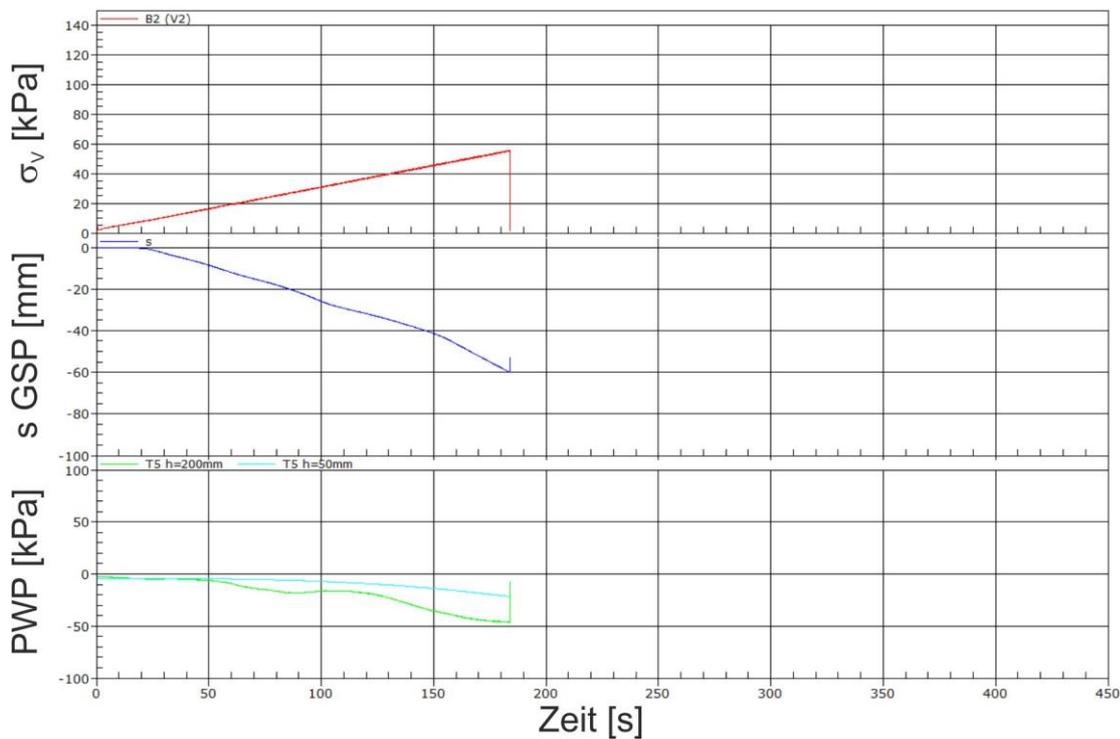


Abb. 121: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V2 mit B2

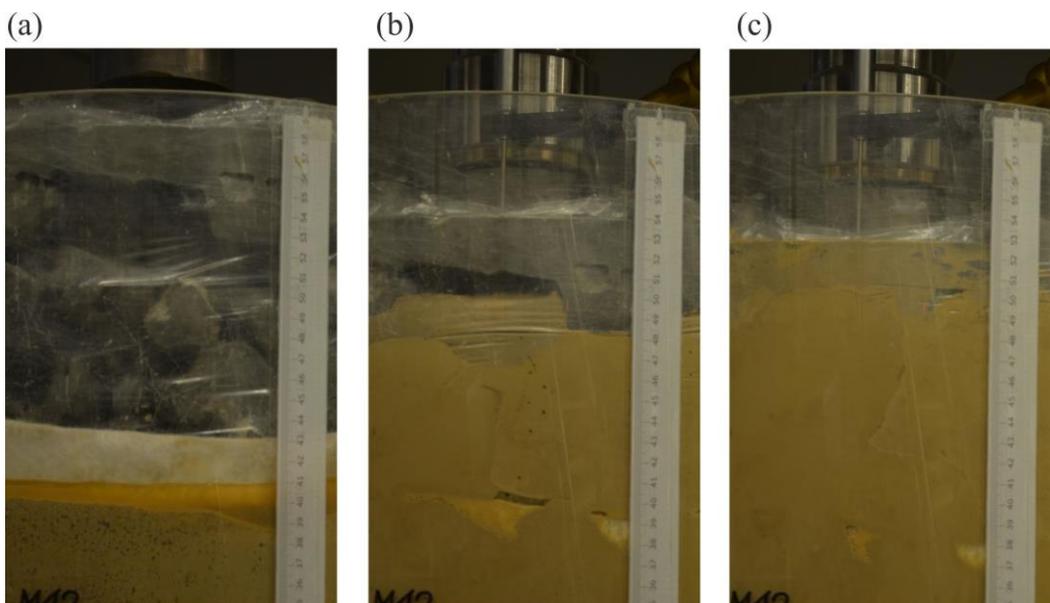


Abb. 122: Verlauf der Verschmutzung von V1 mit B2 (a)  $\sigma_v = 0$  kPa, (b)  $\sigma_v = 60$  kPa, (c)  $\sigma_v = 75$  kPa

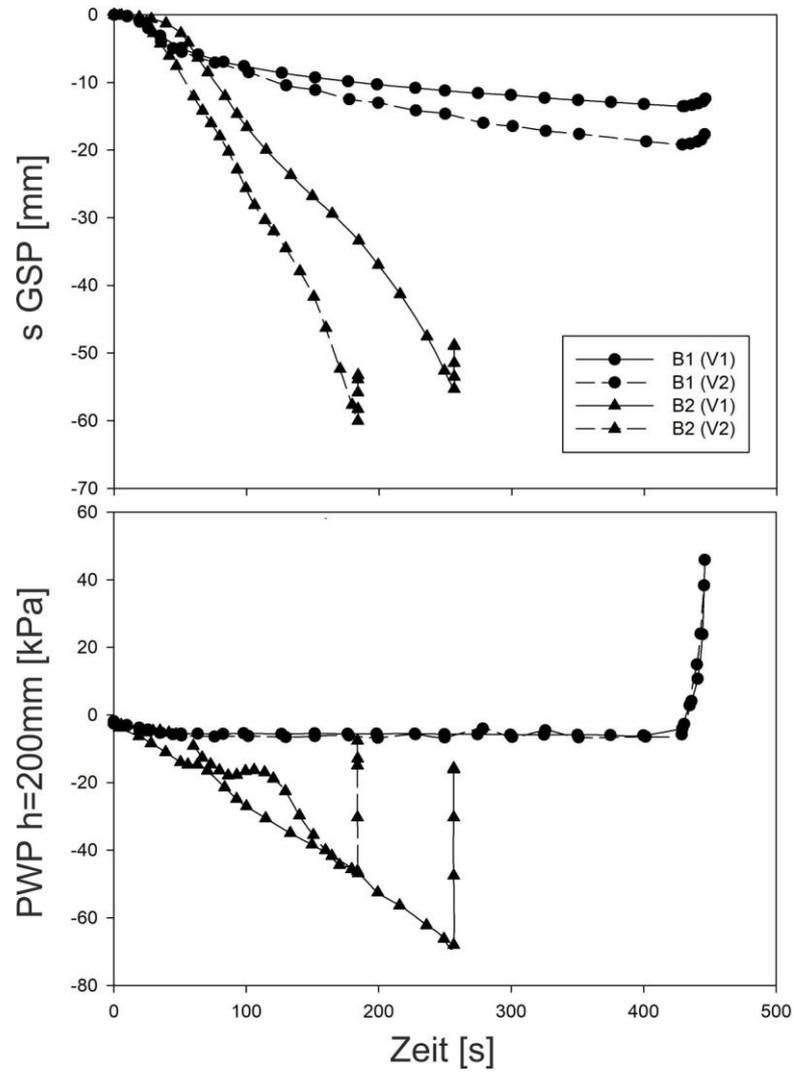


Abb. 123: Ergebnis der generierten Setzungen und PWP bei monotoner Laststeigerung für B1 und B2

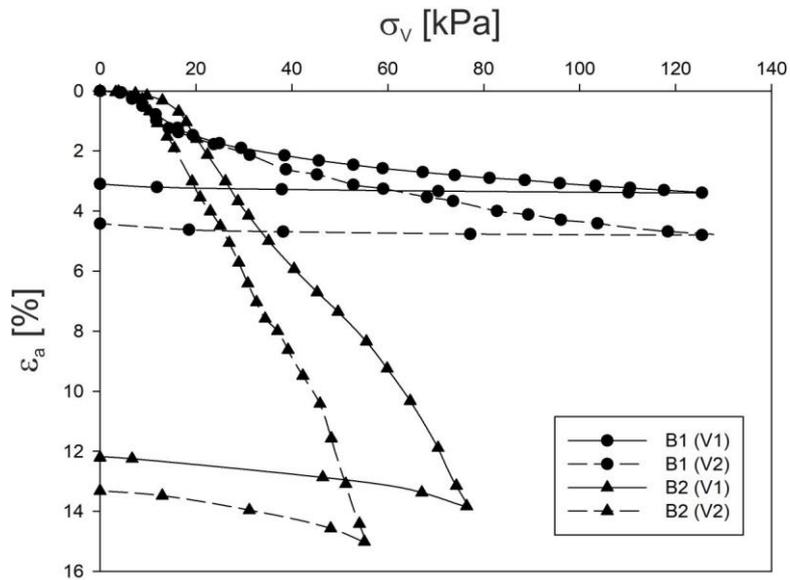


Abb. 124: Spannungs-Verformungs-Hysteresen aufgrund der monotonen Laststeigerung für B1 und B2

Abb. 123 zeigt einen Vergleich der Setzungen und Entwicklungen der PWP in Probenmitte, bei monotoner Laststeigerung in Abhängigkeit der Bodenart. Das unterschiedliche Verhalten bei den beiden Versuchsböden B1 bzw. B2 ist auch in Abb. 124 ersichtlich, in welcher die Spannungs-Verformungskurven aufgrund der monotonen Laststeigerung dargestellt sind. Daraus ergibt sich eine Steifigkeit des GSP-Unterboden-Systems  $M_{sek}$  zwischen 2600 kPa und 3700 kPa für B1 bzw. zwischen 360 kPa und 550 kPa für B2. Abb. 125 zeigt den Verlauf der GSP-Verschmutzung  $GSP_{poll}$  für B2 aufgrund der monotonen Laststeigerung.

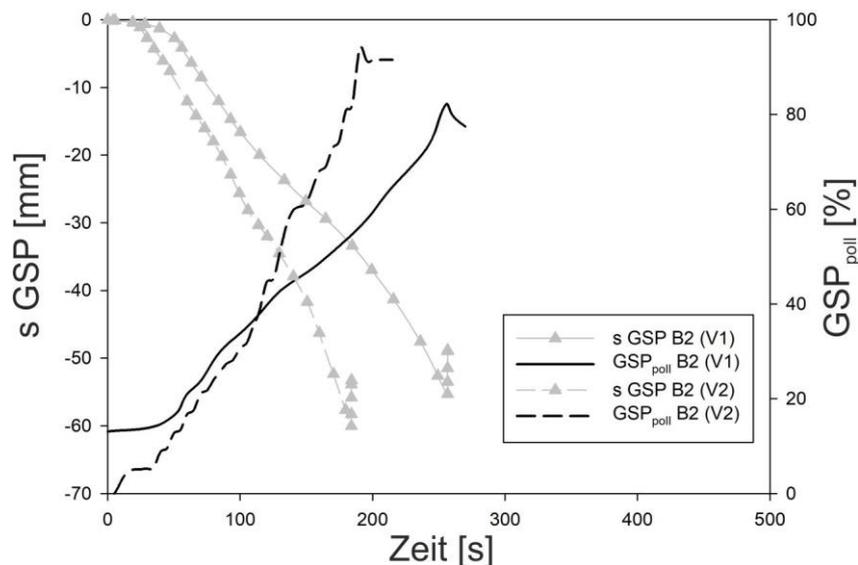


Abb. 125: Entwicklung von  $GSP_{poll}$  aufgrund der monotonen Laststeigerung mit B2

- **dynamische Belastung**

Nachdem es bei den Versuchen mit B2 bereits bei der monotonen Laststeigerung zu einer Aufhebung der Trennstabilität und damit zu einem Versagen gekommen ist, wurde die dynamische Belastung nur bei Versuchsböden B1 aufgebracht. Abb. 126 und Abb. 127 zeigen die Ergebnisse der dynamischen Belastung für V1 und V2. Dabei erkennt man eine kontinuierliche Zunahme der Setzungen der GSP und eine Generierung von Porenwasserüberdrücken.

Des Weiteren kommt es im Übergangsbereich zwischen GSP und Unterboden zu einer Suspensionsbildung und einer Aufhebung der Trennstabilität. Dadurch kommt es zu einer kontinuierlichen Verschmutzung der GSP. In Abb. 128 sind die Setzungen der GSP, der Verschmutzungsgrad und die generierten Porenwasserüberdrücke in Abhängigkeit der Zyklenzahl ersichtlich. Dabei erkennt man, dass V1 nach ca. 7000 Zyklen und einer Setzung von -50 mm abgebrochen wurde, da bereits die gesamte GSP mit Feinteilsuspension verschmutzt war.

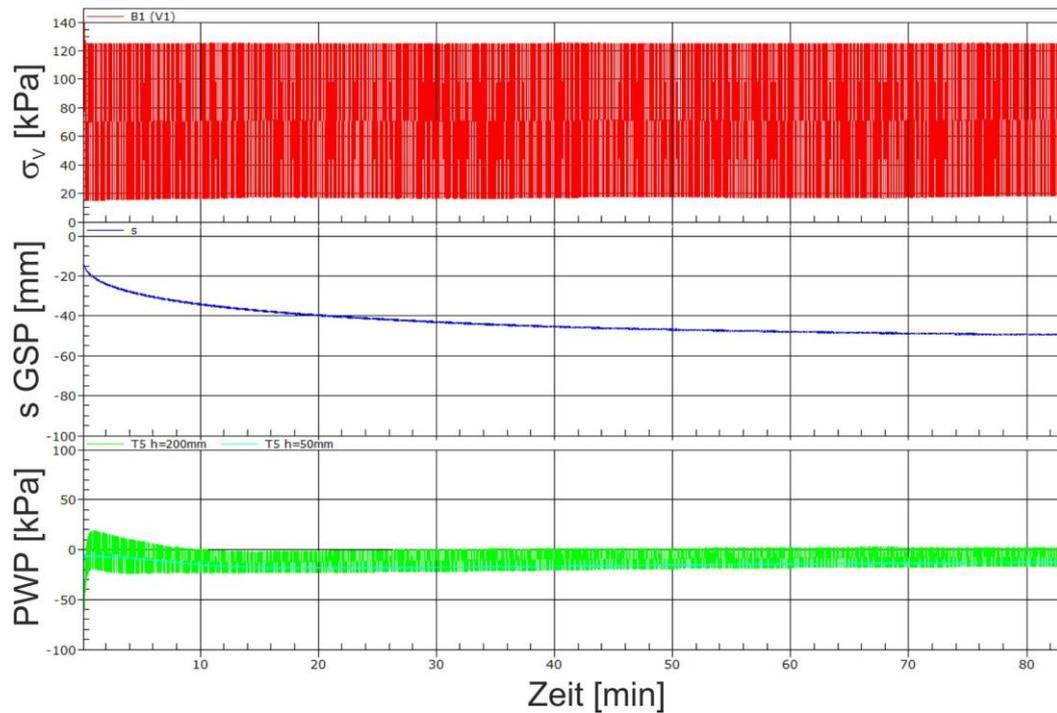


Abb. 126: Ergebnis der dynamischen Belastung von V1 mit B1

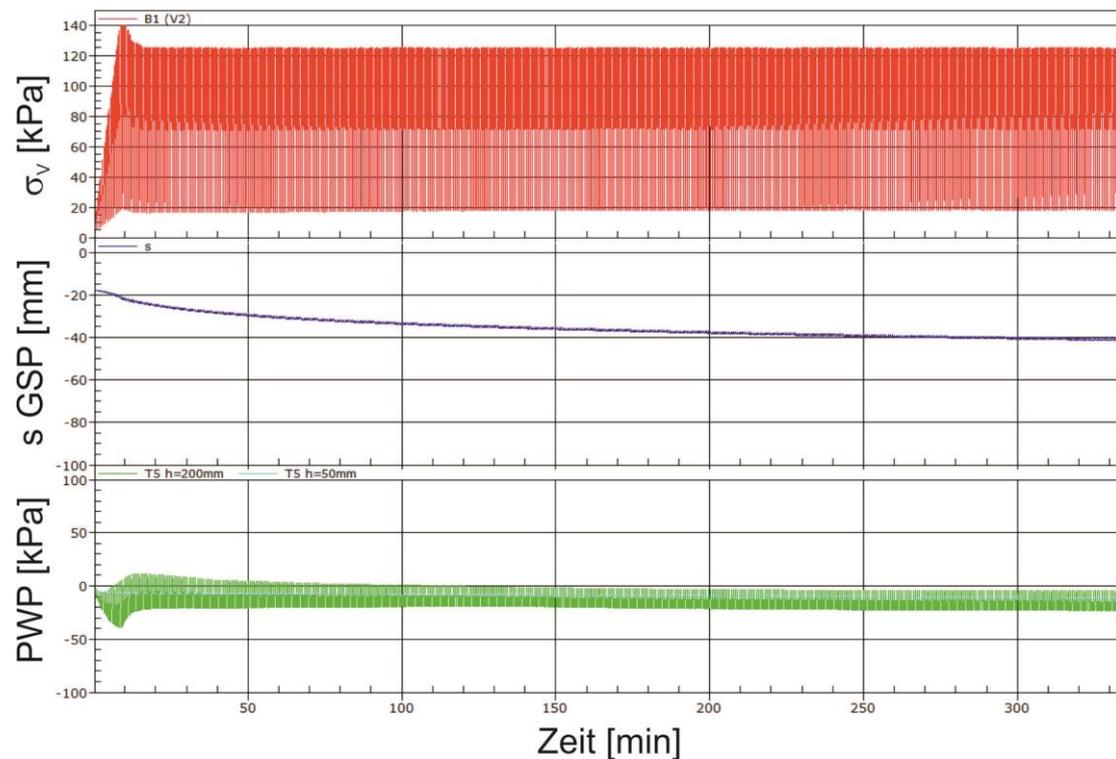


Abb. 127: Ergebnis der dynamischen Belastung von V2 mit B1

V2 wurde bereits nach 500 Zyklen und -42 mm Setzung abgebrochen, da sich die GSP leicht im Versuchszylinder „verkippt“ hatte. Zu diesem Zeitpunkt betrug der Verschmutzungsgrad der GSP für V2 bereits ca. 60 %. Man erkennt, dass V1 bei gleicher Setzung einen ähnlichen Verschmutzungsgrad aufweist (ca. 70 %) wie V2, jedoch bei einer unterschiedlichen Anzahl an Lastzyklen.

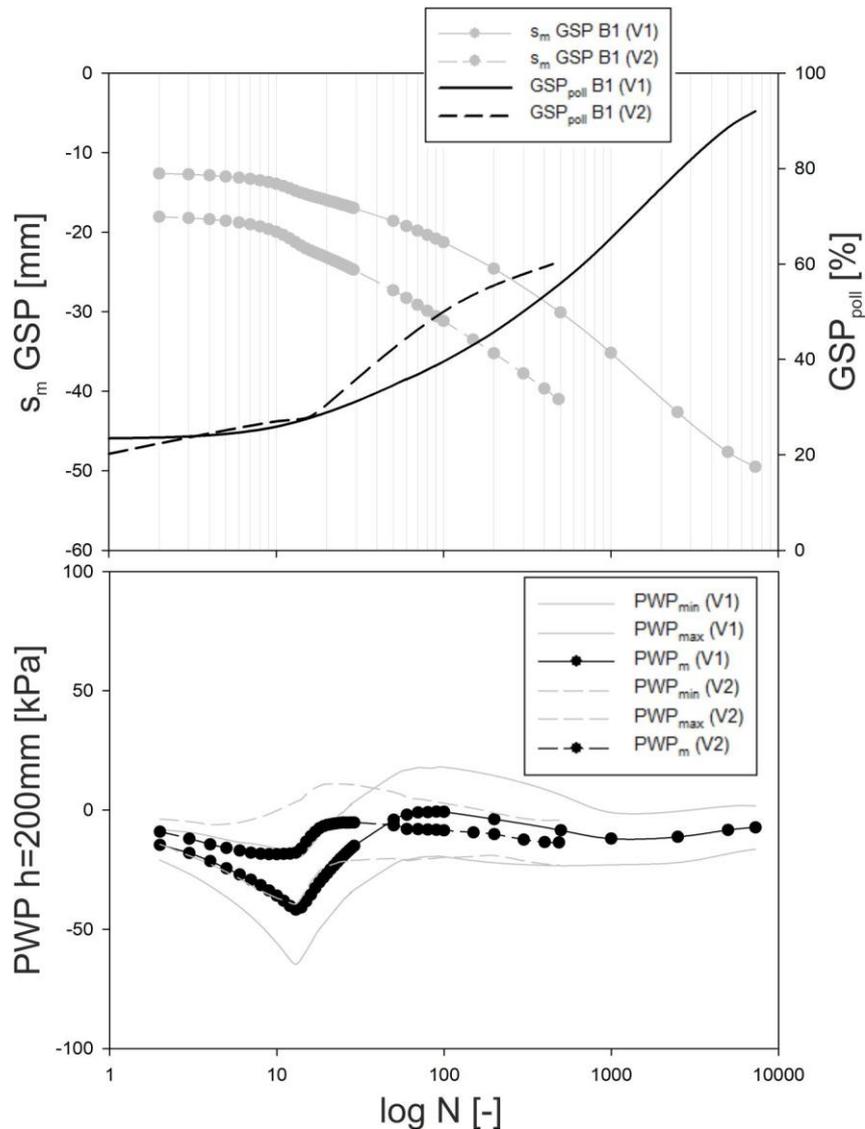


Abb. 128: Ergebnis der  $GSP_{poll}$  und der generierten PWP aufgrund der dynamischen Belastung mit B1

Bei den PWP sind jeweils der minimale, maximale (graue Linien) und mittlere (schwarze Linien) Wert des Zyklus abgebildet, da sich durch die sinusförmige Vertikalbelastung auch ein sinusförmiger Verlauf der PWP ausbildet. Ähnlich dem Verlauf der Setzungsamplitude in Abb. 100. Man erkennt einen maximalen Anstieg des PWP in den ersten 20 – 30 Zyklen auf -40 kPa bis -70 kPa, welcher mit steigender Zyklenzahl wieder abnimmt. Ab Belastungs-Zyklus  $N=50$  reduzieren sich die minimalen Werte des PWP-Zyklus bis in den positiven Saugspannungsbereich, jedoch bleiben die Maximal- und Mittelwerte im negativen Überdruckbereich

In Abb. 129 werden die Verläufe der Setzungsamplitude und der Systemsteifigkeit gezeigt.  $\Delta s$  reduziert sich nach der Einschwingphase des Prüfstandes auf unter 1 mm.  $M_{sek}$  steigt kontinuierlich mit zunehmender Zyklenzahl bis zu einem maximalen Wert zwischen 45.000 kPa und 80.000 kPa.

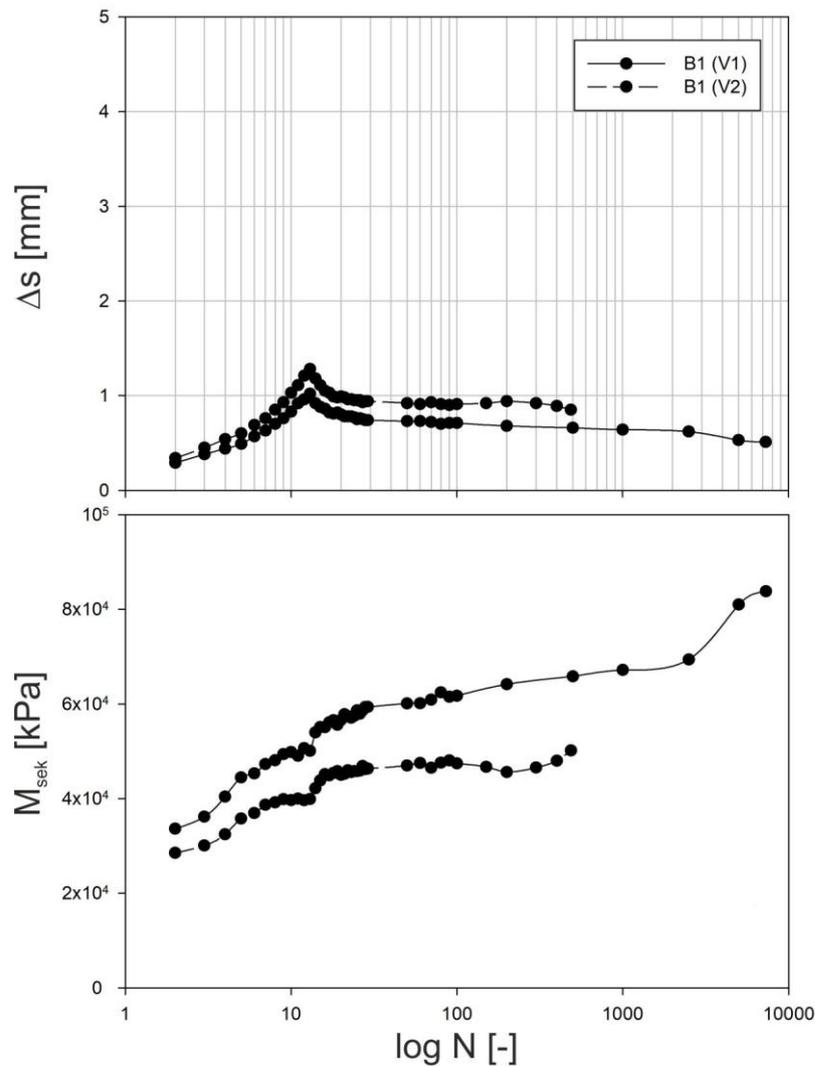


Abb. 129: Ergebnis von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  aufgrund der dynamischen Belastung für B1

### 7.4.3 Durchführung der Versuche mit Vorbelastung

Die Durchführung umfasst, ähnlich den Versuchen ohne Vorbelastung:

- Trocknen der Versuchsböden im Ofen bei 105 °C
- Mischen der Versuchsböden mit  $w = 13,5 \%$
- Lagenweiser Einbau mit einer Trockenlagerungsdichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$
- Aufsetzen der GSP und Einbau in die Prüfkammer
- Installation der Messtechnik
- Start der Vorbelastung
- Sättigung der Bodenprobe (wie in Abb. 80)
- Start des Belastungsprogramms

Die Vorbelastung bei  $w = 13,5 \%$ , wie auch das Belastungsprogramm im gesättigten Zustand umfasst jeweils eine monotone Laststeigerung, wie in 7.3.1

und eine anschließenden dynamischen Belastung von 100.000 Zyklen mit der Geschwindigkeit  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  (1,5 Hz).

#### 7.4.4 Ergebnisse der Versuche mit Vorbelastung

Bei den gesättigten Versuchen mit Vorbelastung, ist es trotz gleichen Randbedingungen, zu einem sehr unterschiedlichen Verhalten der einzelnen Versuche pro betrachteter Bodenart gekommen. Diese Unterschiede sollen im Weiteren anhand jeweils zweier Versuchsergebnisse V1 und V2 für beide untersuchte Bodenarten B1 und B2 gezeigt werden.

##### • Vorbelastung

Abb. 130 zeigt das Setzungsverhalten der GSP während der dynamischen Vorbelastung unter teilgesättigten Bedingungen ( $w = 13,5 \%$ ). Der Setzungsverlauf ähnelt jenen Ergebnissen aus Abb. 101 in 7.3.3. Dabei erkennt man, dass die Versuche V1 und V2 mit B1 eine maximale Setzung von -19,40 mm bzw. -16,11 mm erreichen. V1 und V2 mit B2 erreichen eine Setzung von maximal -43,37 mm bzw. -54,64 mm. Dies entspricht einer axialen Verformung von 4,85 % bzw. 4,02 % für B1 und 10,84 % bzw. 13,66 % für B2. Der Startwert der Setzung in Abb. 130 entspricht der maximalen Setzung aufgrund der monotonen Laststeigerung, welche in dieser Versuchsreihe nicht dargestellt ist.

Der Verlauf der Setzungsamplitude und der Systemsteifigkeit ist in Abb. 131 ersichtlich.  $\Delta s$  liegt hier zwischen 0,5 mm und 1,0 mm.  $M_{sek}$  steigt kontinuierlich mit zunehmender Zyklenzahl bis zu einem maximalen Wert zwischen 70.000 kPa und 100.000 kPa für B1 und zwischen 45.000 kPa und 50.000 kPa für B2.

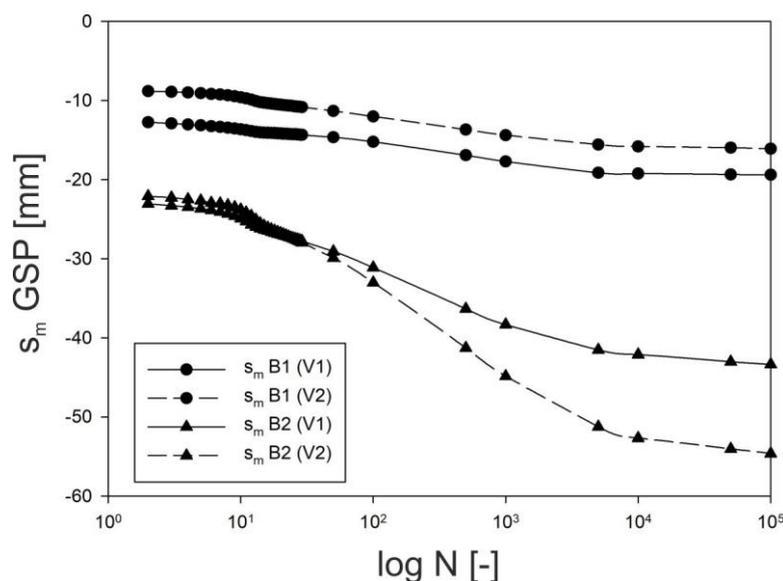


Abb. 130: Setzungsverlauf der GSP während der Vorbelastung für B1 und B2

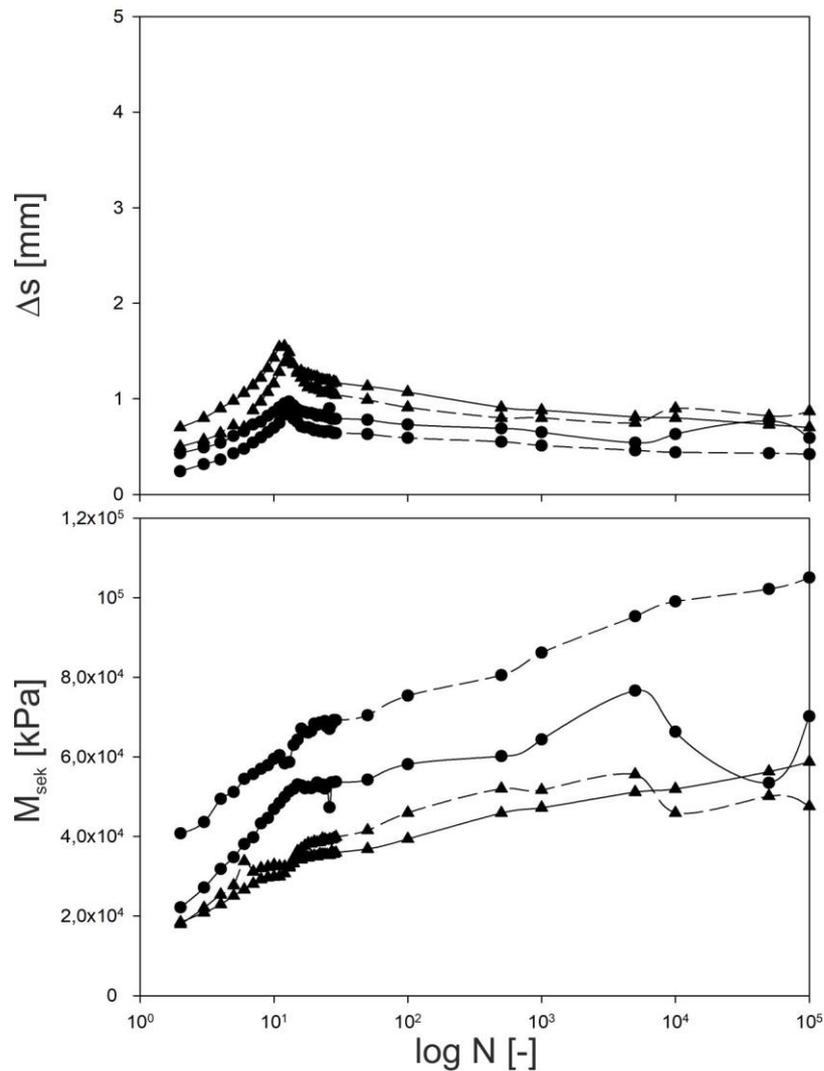


Abb. 131: Ergebnis von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  aufgrund der dynamischen Vorbelastung für B1 und B2

- **Sättigung**

Abb. 132 und Abb. 133 zeigen den Verlauf der Sättigung wie in 7.4.2 für B1. Hier erkennt man, ähnlich den Versuchen ohne Vorbelastung eine gemessene Erhöhung des VWC zwischen 30 % und 37 % für V1 und V2. Auch der Verlauf der gemessenen PWP, wie auch die Ansprechzeiten der Sensoren, ähneln jenen aus den Versuchen ohne Vorbelastung in Abb. 113 und Abb. 114.

Für den Versuch V1 mit B2 kommt es zu einer Erhöhung des VWC zwischen 35 % und 37 % (Abb. 132). Bei V2 hingegen werden zwischen 28 % und 31 % erreicht (Abb. 133). Bei V1 gibt es nach 15 h noch kein Ansprechen der Tensiometer im Vergleich zu den TDR-Sonden auf gleicher Höhe. Darum wurde der hydraulische Sättigungsdruck am unteren Ende der Probe von  $u_{sätt} = 14$  kPa auf  $u_{sätt} = 25$  kPa erhöht. Danach kommt es zu einer Erhöhung der PWP auf -3 kPa bzw. -1 kPa in Bezug auf die Probenhöhe. Bei V2 wurde von Beginn an, der erhöhte Sättigungsdruck aufgebracht. Hier erreichen die PWP zwischen -23 kPa und -6 kPa in Bezug auf die Probenhöhe.

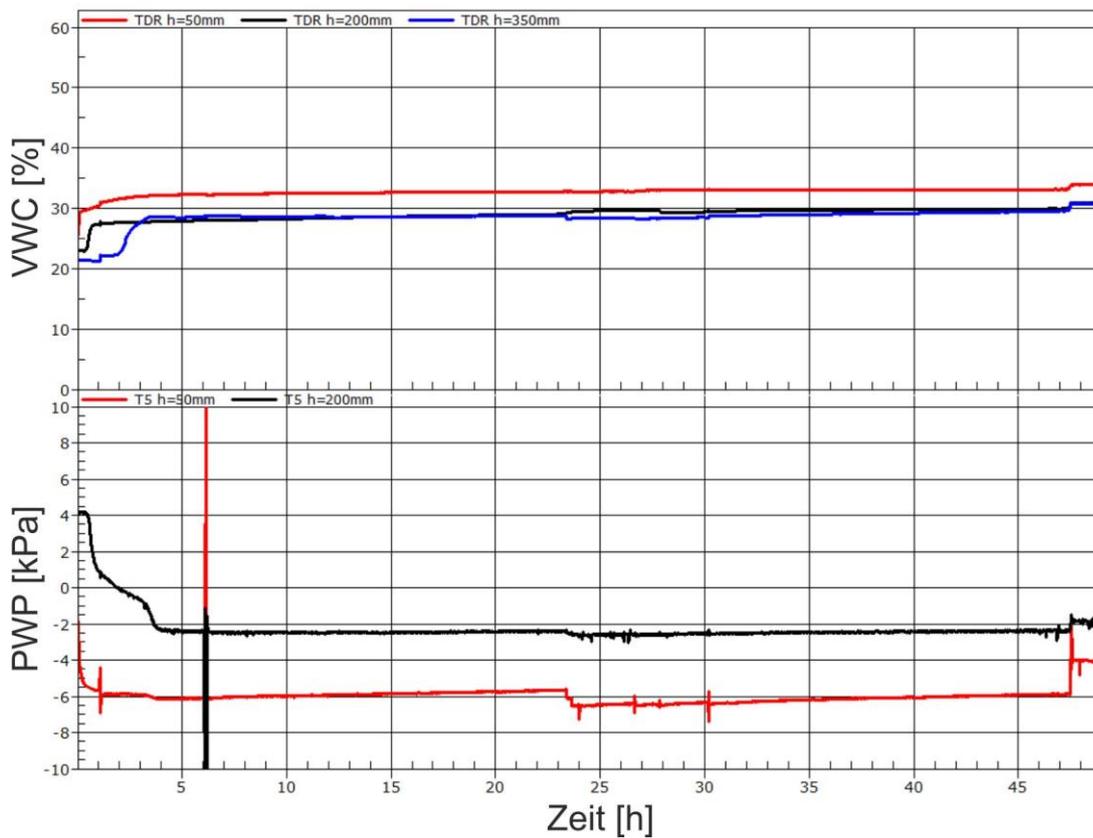


Abb. 132: Sättigungsverlauf V1 mit B1

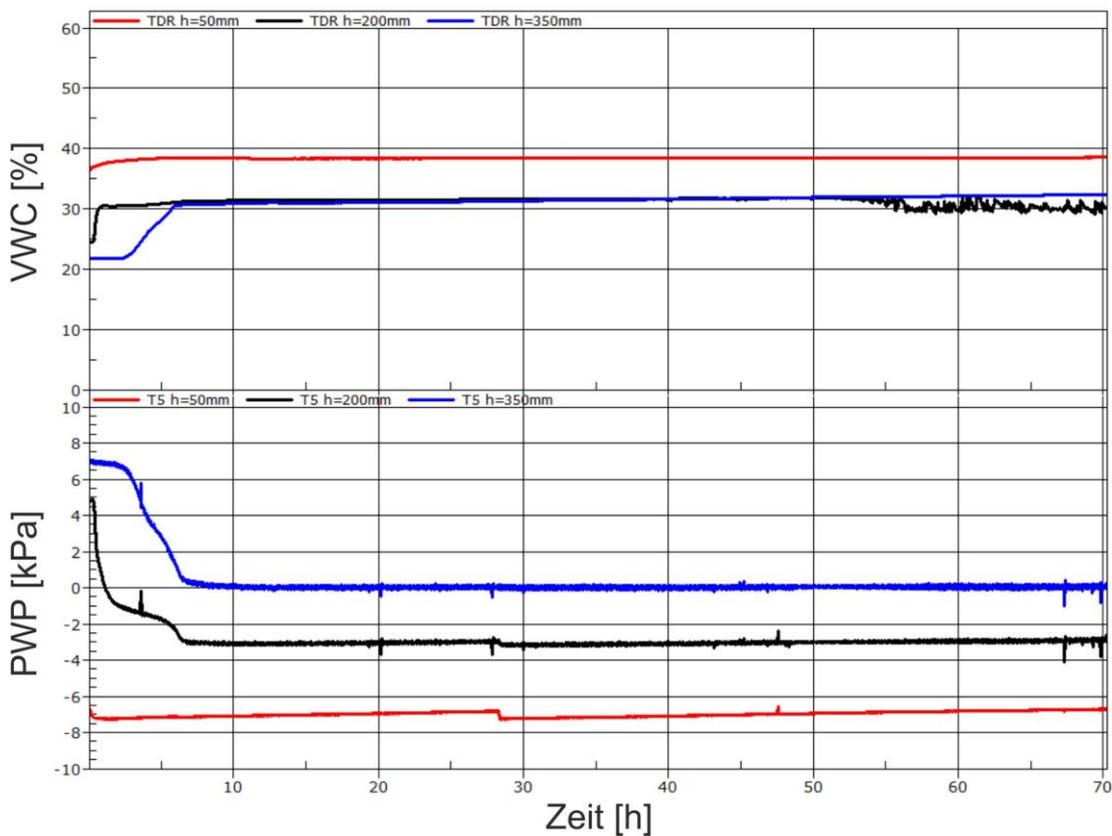


Abb. 133: Sättigungsverlauf V2 mit B1

Hierzu ist anzumerken, dass sich für V1 und V2 die Sensoren auf unterschiedlichen Höhen befinden.

- **monotone Laststeigerung**

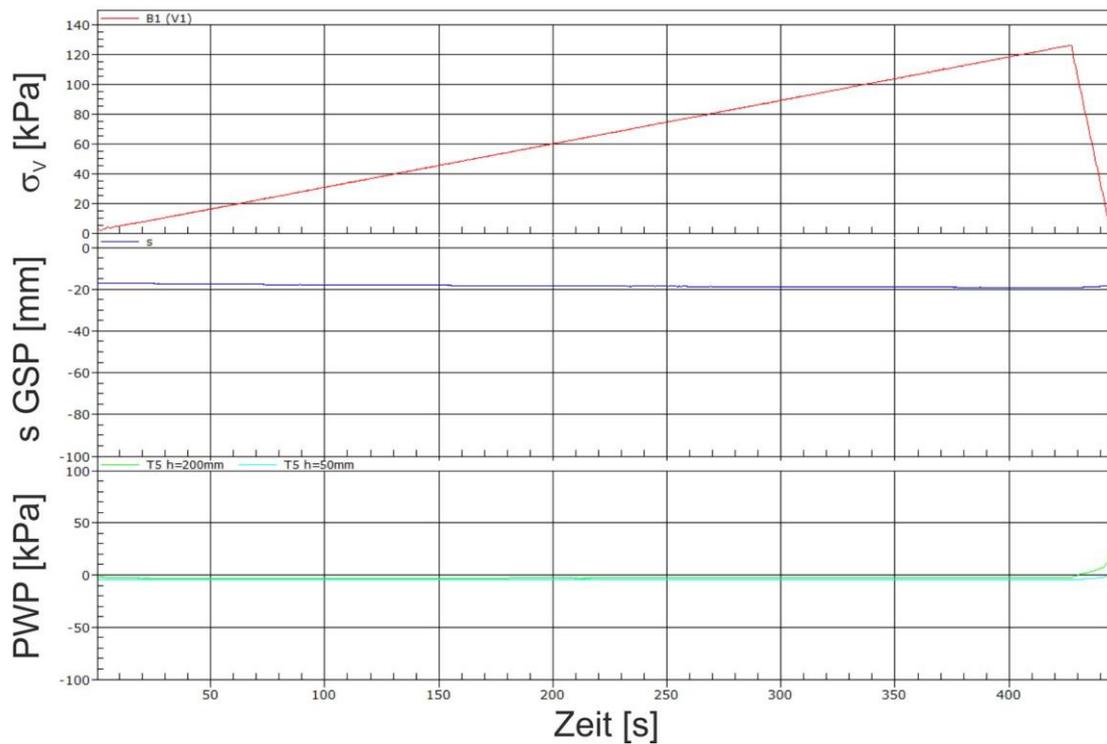


Abb. 134: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V1 mit B1

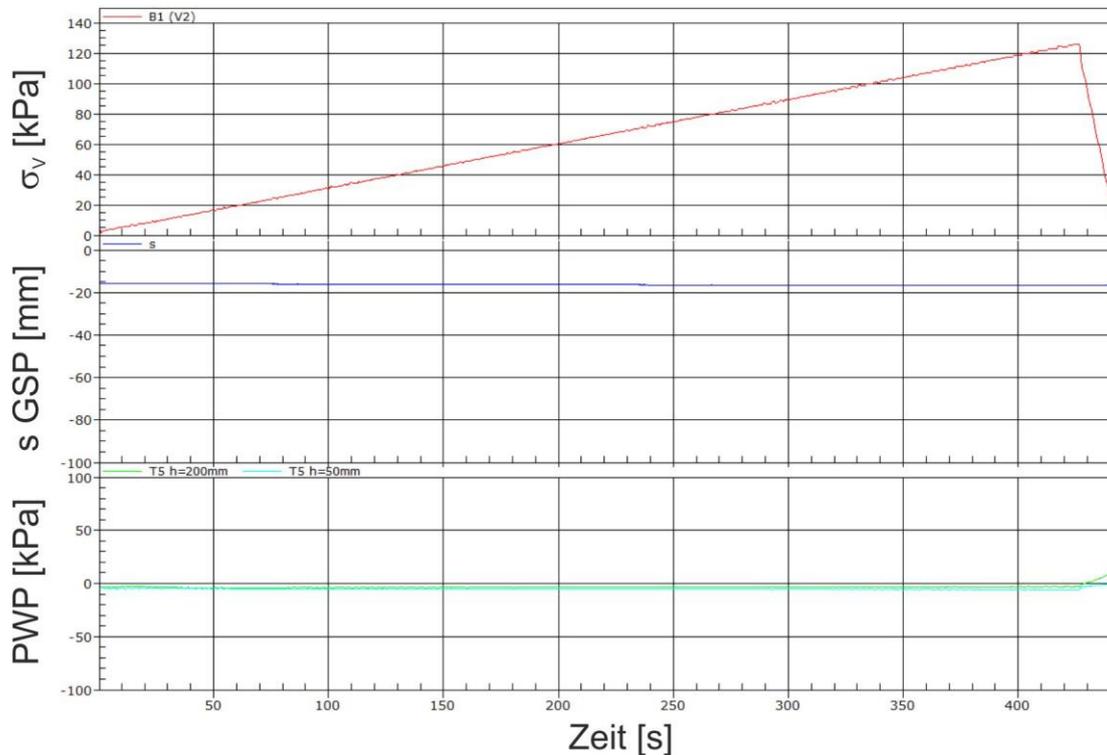


Abb. 135: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V2 mit B1

Bei der monotonen Laststeigerung nach der Sättigung (Abb. 134 und Abb. 135), kommt es bei den Versuchen mit B1 zu keinen zusätzlichen Setzungen oder Verformungen des GSP-Unterboden-Systems und zu keiner Generierung von zusätzlichen Porenwasserüberdrücken.

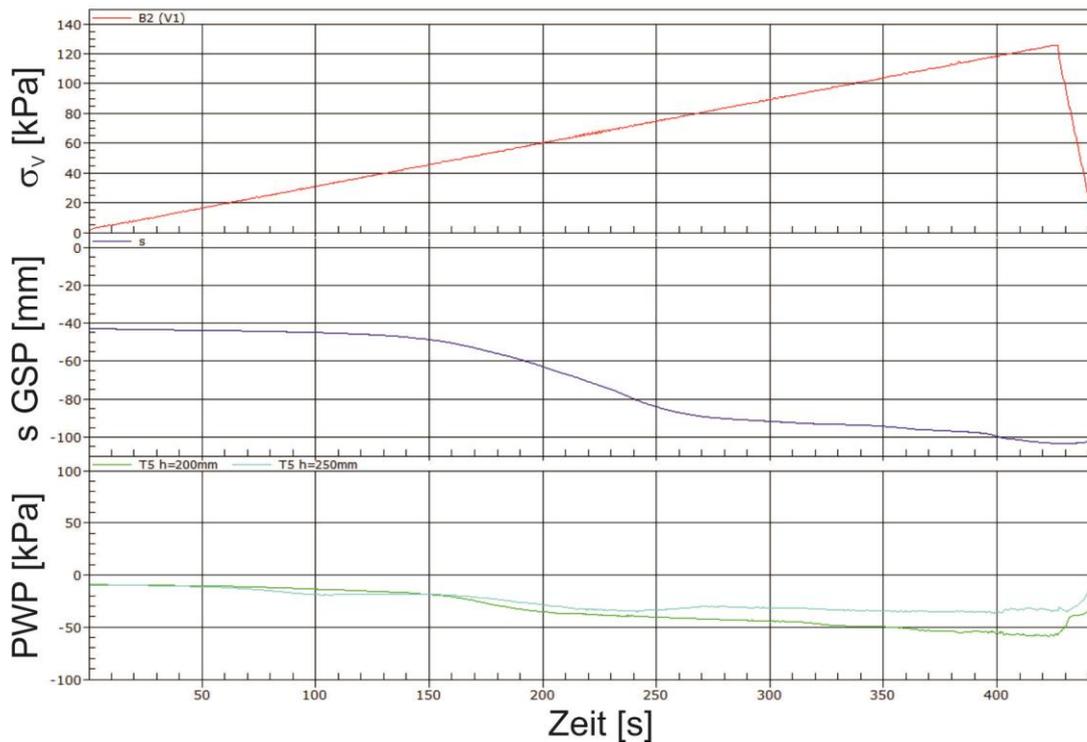


Abb. 136: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V1 mit B2

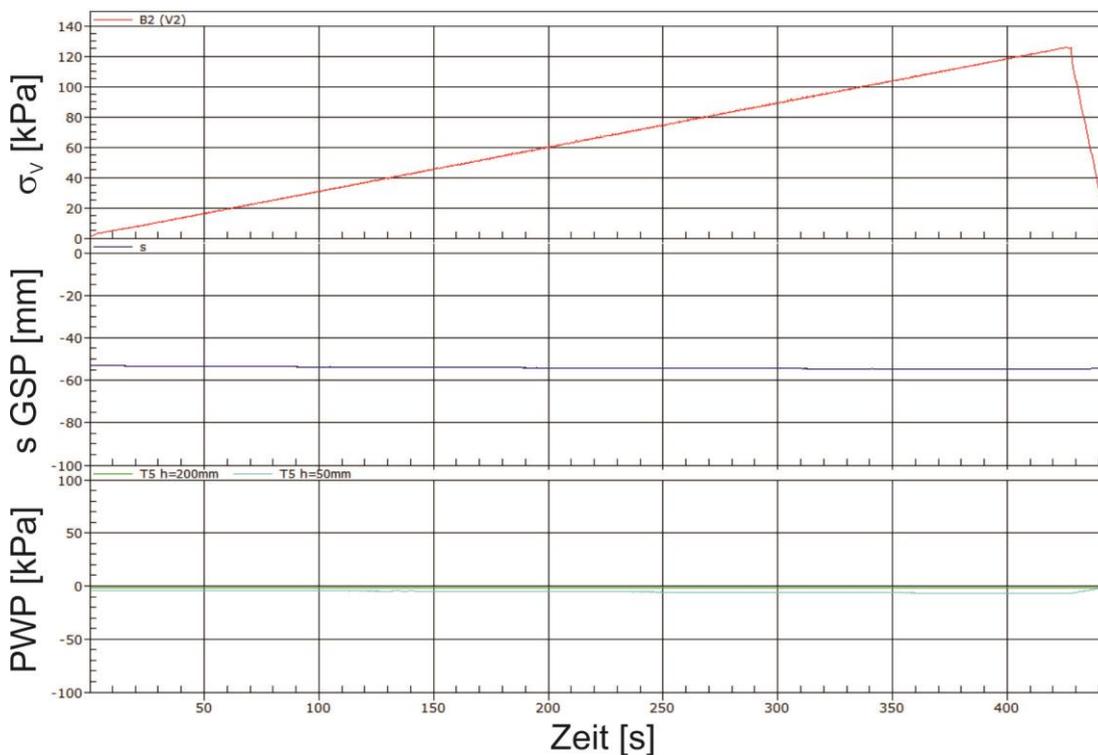


Abb. 137: Ergebnis der monotonen Laststeigerung von V2 mit B2

Bei den Versuchen mit B2 hingegen kommt es zu einem sehr unterschiedlichen Verhalten während der monotonen Belastung. Bei V1 (Abb. 136) kommt es, wie bei den Versuchen ohne Vorbelastung, ab einem Lastniveau von  $\sigma_v = 50$  kPa zur Generierung von Porenwasserüberdrücken zwischen -25 kPa und -60 kPa und zu großen Setzungen der GSP.

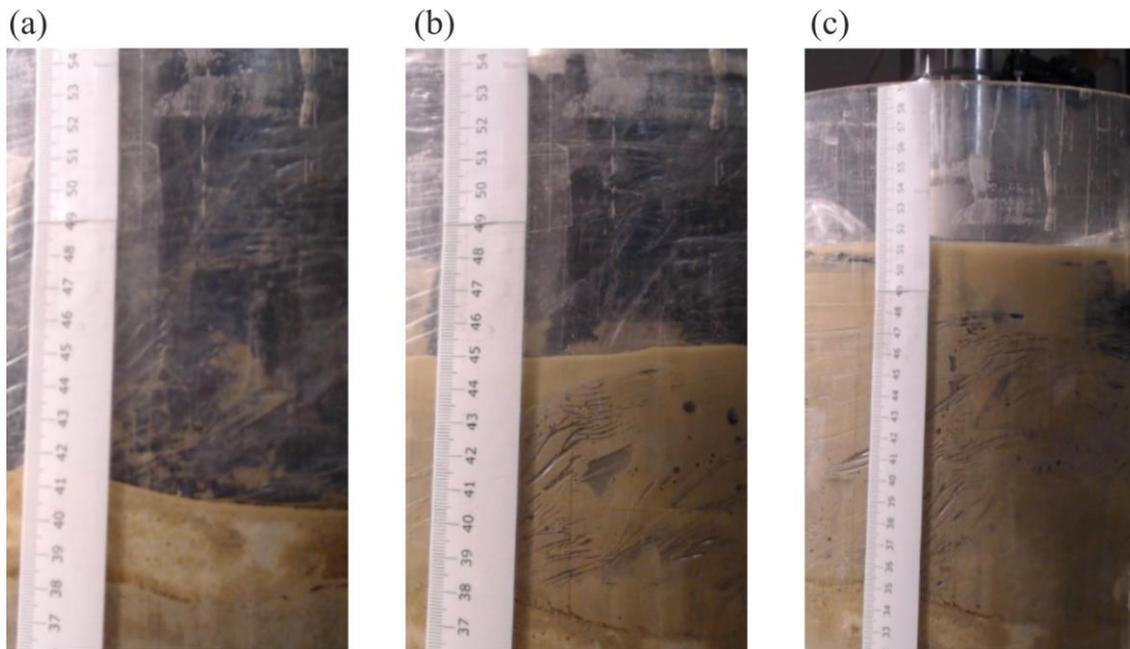


Abb. 138: Verlauf der Verschmutzung von V1 mit B2 (a)  $\sigma_v = 0$  kPa, (b)  $\sigma_v = 80$  kPa, (c)  $\sigma_v = 125$  kPa

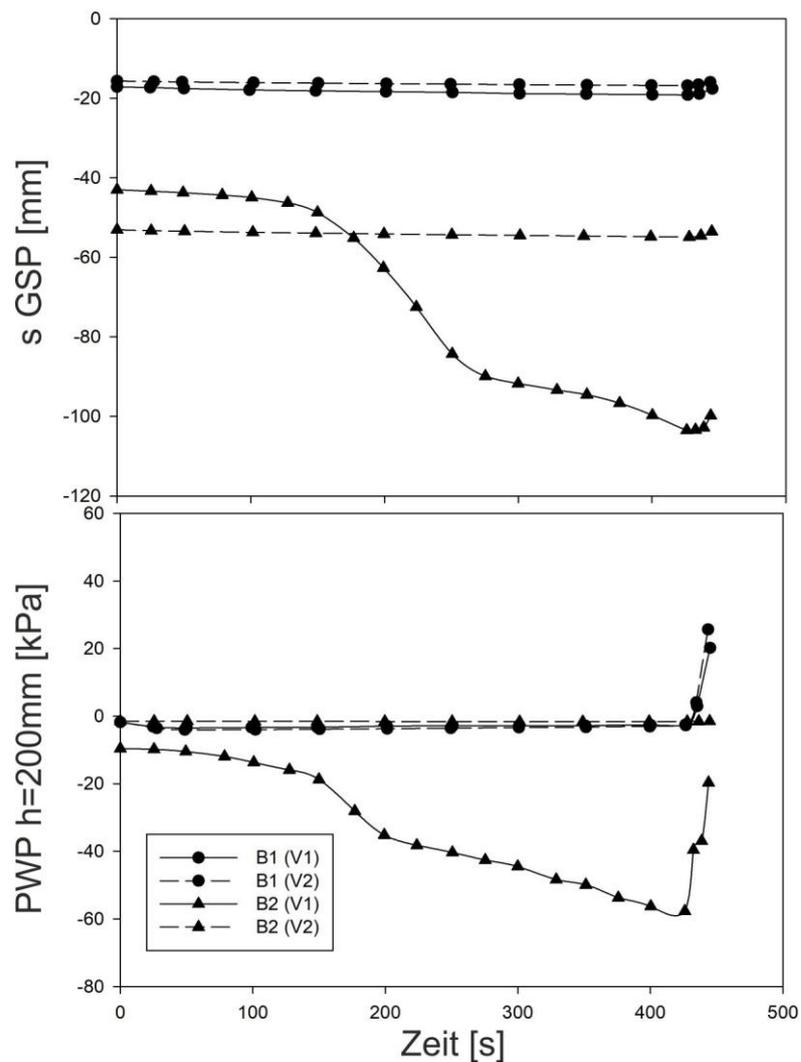


Abb. 139: Ergebnis der generierten Setzungen und PWP bei monotoner Laststeigerung für B1 und B2

Auch hier kommt es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und die GSP verschmutzt kontinuierlich, da sie in den Unterboden gedrückt wird (Abb. 138).

Bei V2 mit B2 kommt es hingegen wie bei den Versuchen mit B1 zu keiner Generierung von zusätzlichen Setzungen und Porenwasserüberdrücken durch die monotone Laststeigerung und somit auch zu keiner Aufhebung der Trennstabilität (Abb. 137).

Abb. 139 zeigt für die einzelnen Versuche einen Vergleich der Setzungen und der generierten Porenwasserdrücke in Probenmitte, während der monotonen Laststeigerung. Hierbei ist nochmals ersichtlich, dass es bei beiden Versuchen mit B1 und bei Versuch V2 mit B2 zu keinen zusätzlichen Setzungen der GSP, wie auch zu keiner Generierung von hohen Porenwasserüberdrücken gekommen ist. Bei V1 mit B2 hingegen kommt es, wie bereits beschrieben, zur Entstehung von großen Setzungen und Porenwasserüberdrücken. Den Verlauf der Verschmutzung bei V1 mit B2 ist in Abb. 140 ersichtlich.

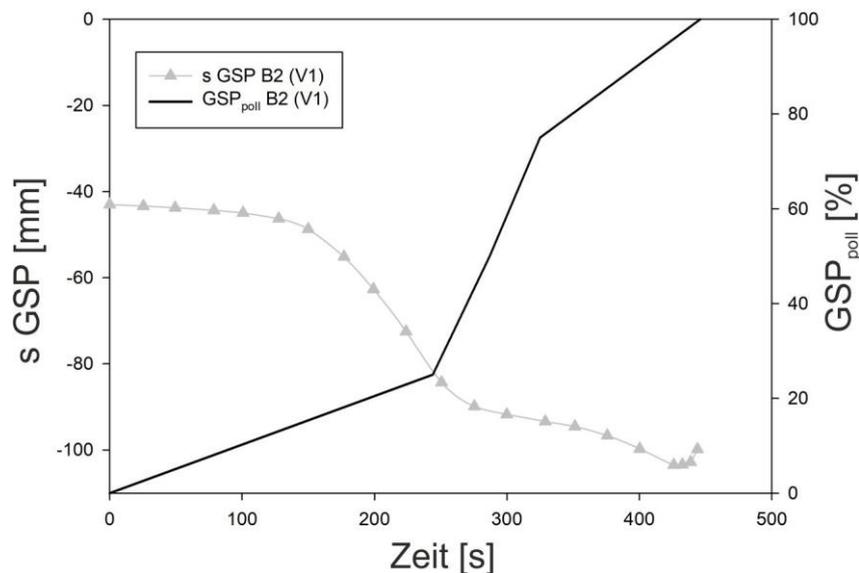


Abb. 140: Ergebnis der  $GSP_{poll}$  für V1 mit B2

- **dynamische Belastung**

In Abb. 141 ist das Ergebnis der dynamischen Belastung von V1 mit B1 ersichtlich. Hierbei kommt es wie bei den Versuchen ohne Vorbelastung zur Generierung von zusätzlichen Setzungen und Porenwasserüberdrücken. Die Setzungen erreichen einen maximalen Wert von -48,92 mm und die PWP von -20 kPa bis -15 kPa. Auch kommt es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Verschmutzung der GSP (Abb. 142). Dies ist jedoch kein kontinuierlicher Prozess, wie bei den Versuchen ohne Vorbelastung. Bei V1 mit B1 stabilisiert sich die Verschmutzung nach ca. 20.000 Zyklen bei einem Wert von  $GSP_{poll} = 45\%$ . Bei V2 mit B1 hingegen, kommt es durch die dynamische Belastung zu geringeren Setzungen der GSP ( $s_{m,max} = -26,41$  mm) und zur Generierung von gering kleineren Porenwasserüberdrücken, als bei V1 (Abb.

143). Jedoch kommt es zu keiner Suspensionsbildung und Aufhebung der Trennstabilität und somit zu keiner Verschmutzung der GSP (Abb. 144).

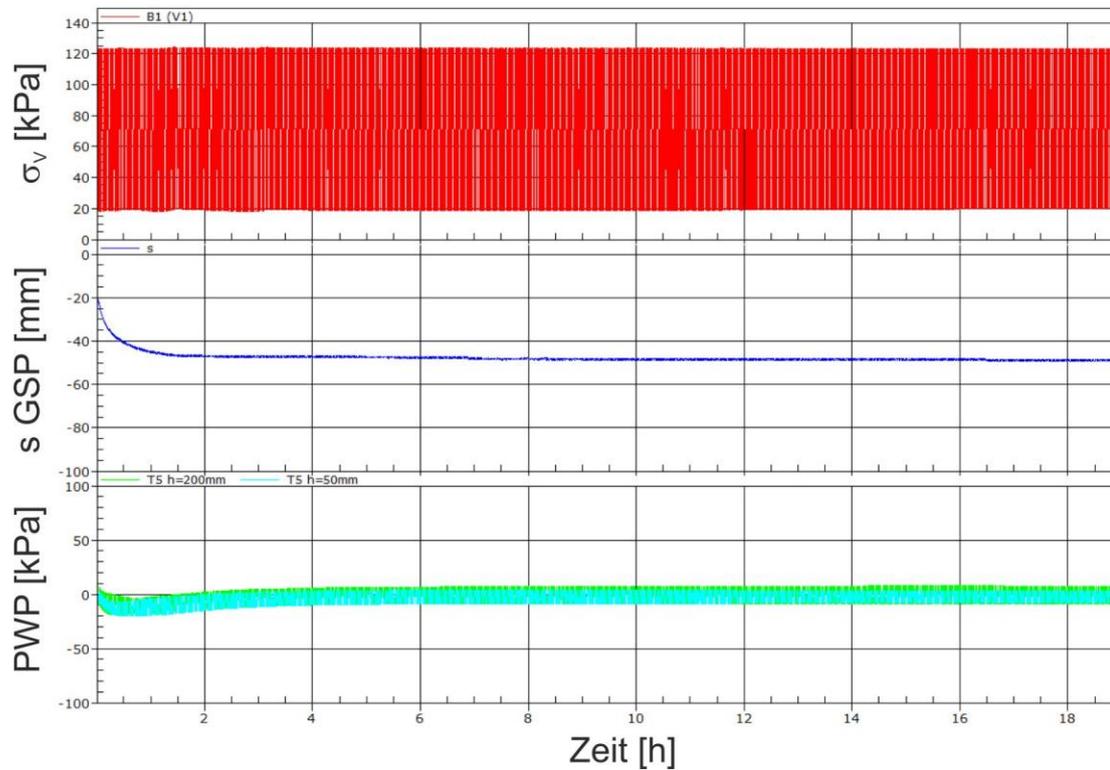


Abb. 141: Ergebnis der dynamischen Belastung von V1 mit B1

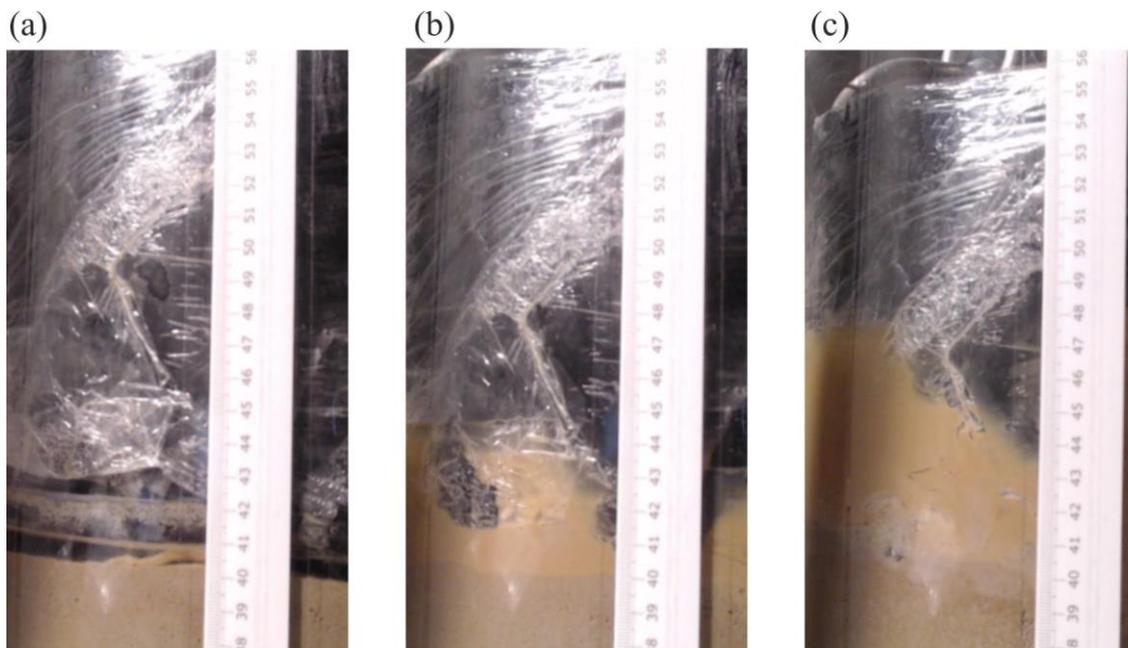


Abb. 142: Verlauf der Verschmutzung von V1 mit B1 (a)  $N = 0$ , (b)  $N = 1000$ , (c)  $N = 100.000$

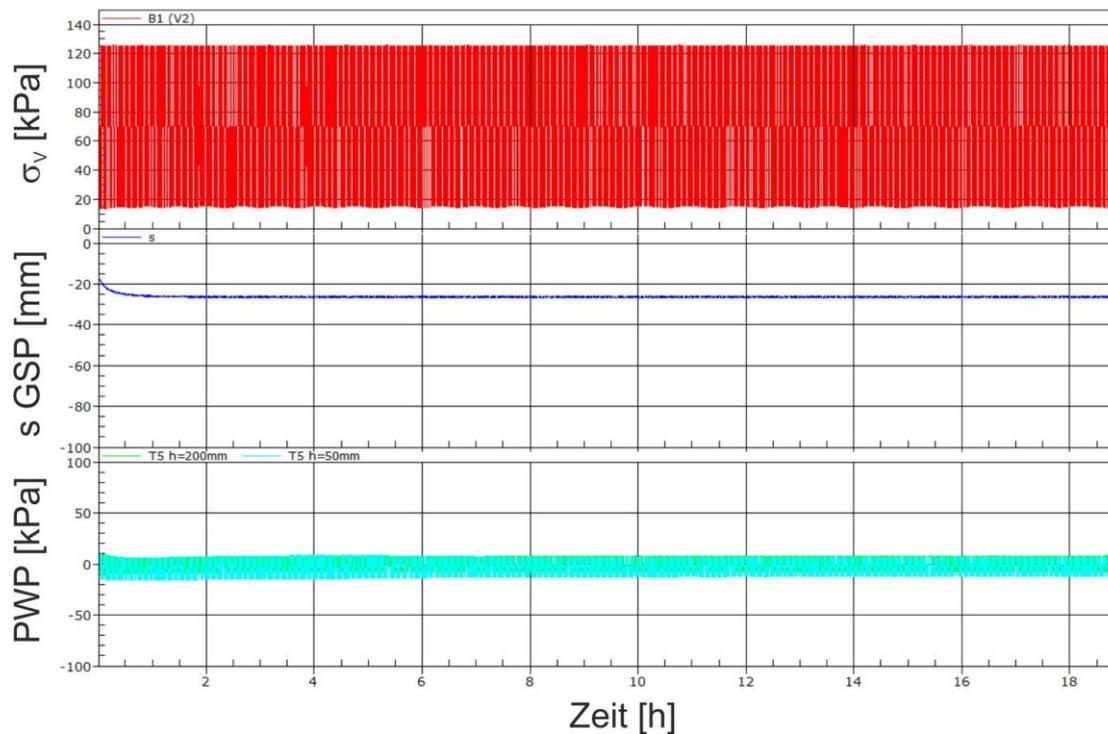


Abb. 143: Ergebnis der dynamischen Belastung von V2 mit B1

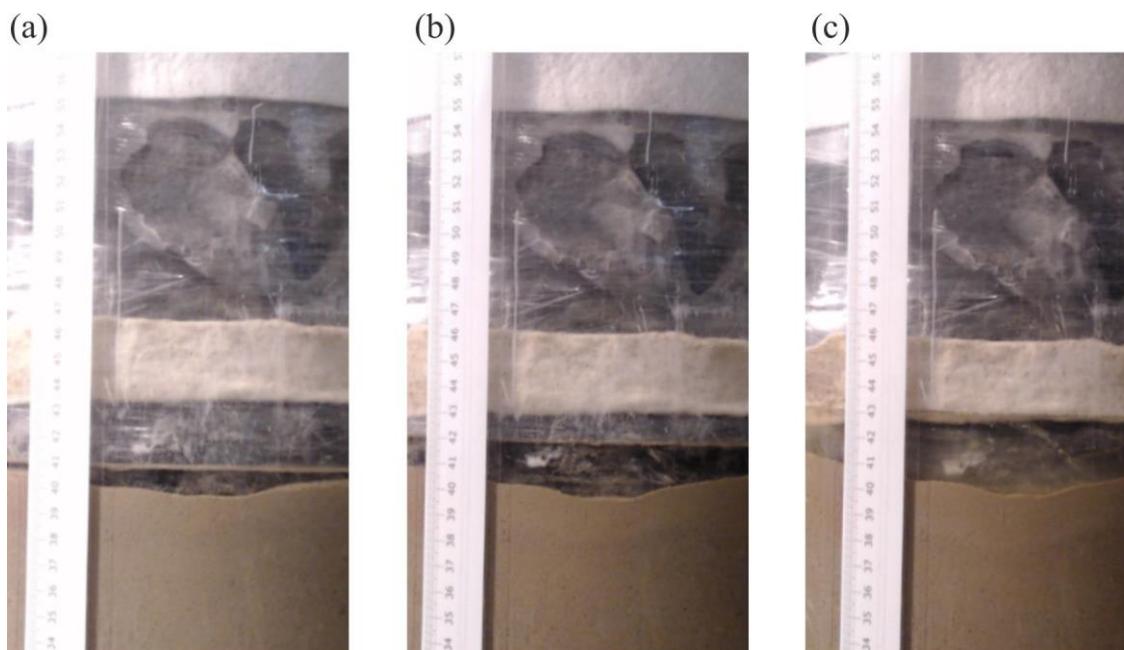


Abb. 144: Keine Aufhebung der Trennstabilität bei V2 mit B1 nach (a)  $N = 0$ , (b)  $N = 50.000$ , (c)  $N = 100.000$

Bei der dynamischen Belastung in V2 mit B2 kommt es zur Generierung von Setzungen bis  $-89,03$  mm und hohen Porenwasserüberdrücken von  $-90$  kPa. Auch kommt es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Verschmutzung der GSP, welche sich jedoch nach ca. 8.000 Lastzyklen wieder stabilisiert. Eine Auswertung von  $GSP_{poll}$  war für diesen Versuch nicht möglich, da die Kamera zur Erfassung der Verschmutzungshöhe ausgefallen war. Abb. 145 zeigt für die einzelnen Versuche einen Vergleich der Setzungen und der Verschmutzung, wie

auch der generierten Porenwasserdrücke in Probenmitte während der dynamischen Belastung.

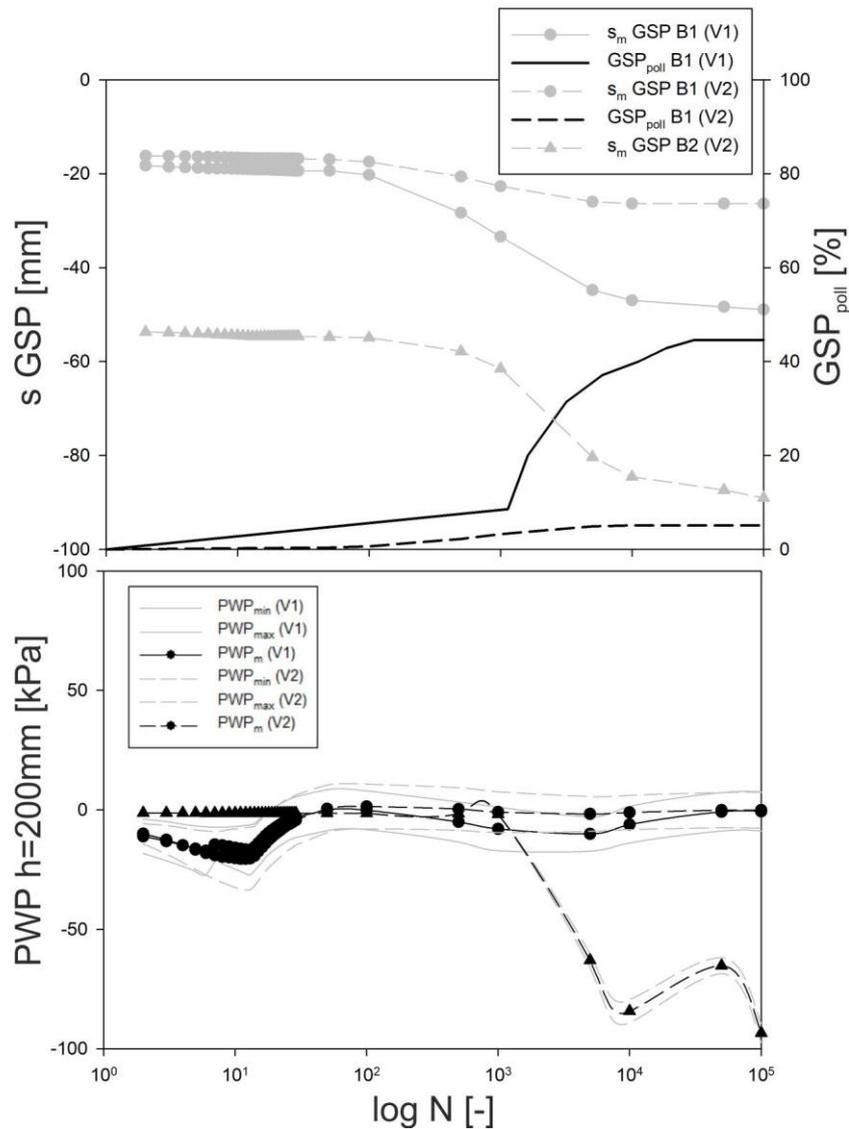


Abb. 145: Ergebnis der  $GSP_{poll}$  und der generierten PWP aufgrund der dynamischen Belastung für B1 und B2

## 7.4.5 Diskussion der Ergebnisse

### • Versuche ohne Vorbelastung

Bei den Versuchen ohne einer Vorbelastung vor dem Sättigungsprozess wurde mit der Sättigungsmethode aus Abb. 80 in 7.2.2 ein, mit den TDR-Sonden gemessener,  $S_r$  von 80 % - 95 % erreicht (Abb. 117). Auch der mit den Tensiometern gemessene Anstieg der PWP vom Saugspannungsbereich in eine hydrostatische Druckverteilung, deutet auf eine deutliche Zunahme des Sättigungsgrades unter Belastung hin. Man erkennt in Abb. 117 jedoch auch eine ungleiche Verteilung des gemessenen VWC nach dem Einbau, mit einem abnehmenden Wert von unten nach oben über die Probenhöhe. Dies könnte auf eine ungleichmäßige Verdichtung der Bodenprobe rückzuführen sein, bei dem die unteren Schichten durch den

lagenweisen Einbau und der manuellen Verdichtung, mehr komprimiert werden als die oberen Schichten. Auch deutet die Verteilung des VWC darauf hin, dass B2 ungleichmäßiger verdichtet wurde als B1. Dies könnte mit der geringeren relativen Lagerungsdichte, bezogen auf die Proctordichte von B2 liegen, da beide Böden mit  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  eingebaut wurden. Nach der Sättigung ist die Abweichung des gemessenen VWC über die Probenhöhe geringer. Hierzu muss erwähnt werden, dass für die TDR-Sensoren eine Messtoleranz mit  $\pm 2 \%$  angegeben wird, was für die Versuchsböden mit der gewählten Einbaudichte und der Beziehung in (52) eine Änderung des Sättigungsgrades von  $\Delta S_r = \pm 5,3 \%$  rein aufgrund der Messtoleranz bedeuten würde.

Während der monotonen Laststeigerung kommt es bei den Versuchen mit Versuchsboden B1 zu keinen signifikanten Setzungen und Verformungen. Auch wird kein signifikanter Anstieg der PWP festgestellt, was entweder auf ein insgesamt drainiertes Verhalten der Bodenprobe hindeutet oder eine ausreichend hohe Steifigkeit des Korngerüsts in Bezug zur aufgebrachten Belastung, sodass es zu keinen signifikanten Setzungen kommt. Tatsächlich konnte keine Verdichtung der Bodenprobe gemessen werden. Die gemessenen Setzungen kommen von einem Eindringen der Schotterkornspitzen auf der Unterseite der GSP in den Unterboden. Durch die ungleichmäßige Verteilung der Körner über den Querschnitt, werden durch die dadurch auftretenden Spannungsspitzen unter dem Schotterkorn, lokale Grundbrüche und undrainiertes Scherversagen im Übergangsbereich zum Unterboden, aufgrund der monotonen Laststeigerung generiert.

Sofort nach Start der dynamischen Belastung entwickeln sich in der gesamten Bodenprobe Porenwasserüberdrücke. Durch die höhere Belastungsgeschwindigkeit der einzelnen Zyklen, im Vergleich zur monotonen Laststeigerung und der geringen Durchlässigkeit des Bodens, verhält sich dieser zusehends undrainiert. Dadurch kommt es zur Akkumulation von PWP und zu einer Reduzierung der effektiven Spannungen  $\sigma'$ . Es kommt zu einer Verringerung der Festigkeit und Steifigkeit des Bodenmaterials, dadurch wird die Trennstabilität aufgehoben, eine Suspension gebildet und die GSP während der Setzung, kontinuierlich mit Bodenmaterial verschmutzt. Die Suspensionsbildung erfolgt durch ein „zyklisches Aufweichen“ oder eine sogenannte „cyclic liquidization“ (Indraratna 2020) des sanddominierten Versuchsboden B1. Ob es zu Verflüssigungseffekten wie in Kap. 3.4.1 beschrieben kommt, kann nicht beurteilt werden, da es keine Bestimmung des anfänglichen effektiven Spannungszustandes der Bodenprobe gibt. Jedoch kann im oberen Bereich der Bodenprobe davon ausgegangen werden, dass solche Verflüssigungseffekte auftreten können, da die effektiven Spannungen hier am geringsten sind. Bereits nach 100 Zyklen sind 40 % des GSP verschmutzt. Nach 1000 Zyklen sind ca. 60 % Verschmutzung erreicht. In Abb. 125 ist erkennbar, dass der Verlauf der Verschmutzung mit dem Setzungsverlauf der GSP korreliert. Daraus kann ableitet werden, dass die

Verschmutzung der GSP durch die Setzung in das aufgeweichte Bodenmaterial und dessen Verdrängung in den GSP-Porenraum, stattfindet.

Bei den Versuchen mit B2 hingegen, kommt es bereits während der monotonen Laststeigerung zu großen Verformungen und Setzungen der GSP. Durch die Belastung entwickeln sich in der gesamten Bodenprobe Porenwasserüberdrücke von über -70 kPa, welche die effektiven Spannungen  $\sigma'$  reduzieren und somit die Festigkeit und Steifigkeit des Bodens verringern. Somit kommt es zu einem undrainierten Scherversagen der Bodenprobe und zu einer damit verbundenen Aufhebung der Trennstabilität. Dadurch wird die GSP in den entfestigten Unterboden eingedrückt und deren Porenraum mit Bodenmaterial kontinuierlich verschmutzt. Dieses undrainierte Verhalten von B2 gegenüber B1 während der monotonen Belastung kann durch den höheren Schluffanteil und der damit verbundenen geringeren Durchlässigkeit (Tab. 10) erklärt werden.

- **Versuche mit Vorbelastung**

Bei diesen Versuchen mit Vorbelastung kommt es bei beiden untersuchten Bodenarten zu konträren Ergebnissen im Verhalten während der dynamischen Belastung und unter nahezu gesättigten Bedingungen, zwischen den einzelnen Versuchen pro Bodenart. Die Bandbreite an Ergebnissen der einzelnen Wiederholungsversuche, wurde anhand von jeweils zwei Versuchen pro Bodenart gezeigt. Bei manchen Versuchen wurde ein Verhalten, wie bei den Versuchen ohne Vorbelastung, für beide Böden festgestellt, d.h. es kam zu einem Versagen und einer Verschmutzung der GSP mit Unterbodenmaterial (V1 mit B1 und V1 mit B2). Bei anderen Versuchen hingegen kam es zu keinem Versagen, oder einer nur anfänglichen Verschmutzung und Aufhebung der Trennstabilität, welche sich jedoch nach einer gewissen Zyklenzahl wieder stabilisierte und keine weiter fortschreitende Setzung oder Verschmutzung der GSP zur Folge hatte (V2 mit B1 und V2 mit B2).

Für die fehlende Reproduzierbarkeit der Ergebnisse könnte ein nicht gleichmäßig erreichter Sättigungsgrad der Bodenproben verantwortlich sein, da dieser wie bereits erwähnt, einen maßgeblichen Einfluss auf das dynamische Verhalten von Unterböden hat. Tatsächlich wurde beim Ausbau der Versuche, welche nicht versagten, ein augenscheinlicher Unterschied im Wassergehalt der Bodenprobe festgestellt. Über den Probenquerschnitt und die Probenhöhe verteilt, wurden unterschiedlich gesättigte Bereiche detektiert, welche sich auch durch eine weichere Konsistenz beim Ausbau äußerten. Eine Erklärung für dieses Phänomen könnte sein, dass sich trotz gleichen Randbedingungen während der Vorbelastung (Einbaudichte, Wassergehalt, Verdichtungsenergie, Lastwechsel), eine unterschiedlich verteilte Verdichtung der Bodenprobe einstellte. Durch die unterschiedliche Verdichtung und den daraus resultierenden Unterschied des Porenraums durch die Probe, ändert sich auch lokal die Durchlässigkeit in der Bodenprobe. Würde sich ein vertikal verteilter, durchlässigerer Bereich ausbilden, könnte sich das Wasser während der Sättigungsphase vermehrt durch diesen

Bereich der Bodenprobe nach oben bewegen und diesen sättigen (Abb. 146). Da auch mit steigendem Wassergehalt die Durchlässigkeit des Bodens zunimmt, wäre eine verstärkte Durchströmung der Bodenprobe entlang dieser gesättigten Bereiche zu erwarten. Dadurch könnte an der Probenoberfläche bereits Wasser stehen, noch bevor eine vollständige (bzw. gleichmäßige) Sättigung der Bodenprobe gegeben ist. Mit dem gewählten Messkonzept und den verwendeten Sensoren zur Überprüfung der Sättigung, werden punktuelle Messungen in Probenmitte durchgeführt. Sollte sich beispielsweise ein vertikaler Sättigungskanal durch die Probenmitte ausbilden, würden die gemessenen Werte (Erhöhung VWC, hydrostatische Wasserdruckverteilung) auf eine kontinuierliche und gleichmäßig verteilte Sättigung hinweisen obwohl eine solche nicht gegeben sein muss. Tatsächlich wurden beim Ausbau vermehrt in Probenmitte höher gesättigte Bereiche festgestellt.

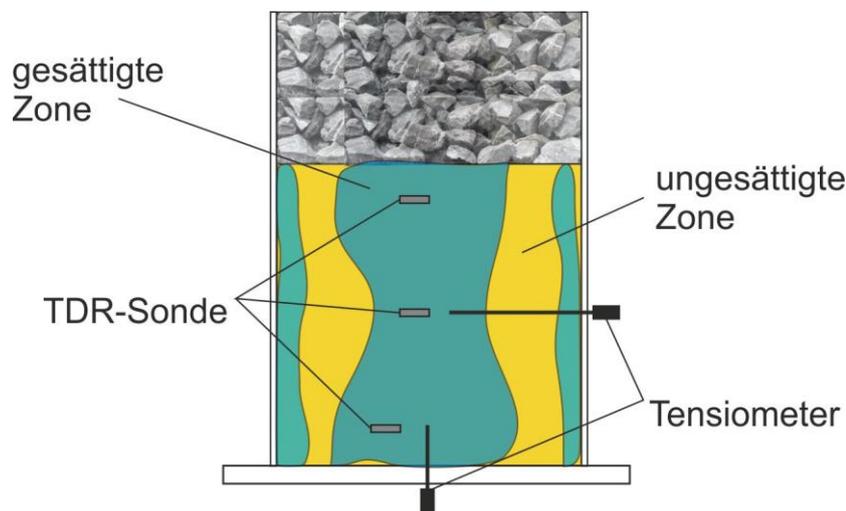


Abb. 146: Schematische Darstellung einer ungleichmäßig gesättigten Bodenprobe

Daraufhin wurde der Sättigungsprozess adaptiert. Dies umfasste Versuche mit höheren hydraulischen Gradienten ( $i = 3,5 - 6,25$ ) und längerer Durchströmungszeit der Bodenprobe. Jedoch konnten auch mit diesen Adaptierungen der Sättigungsmethode, für diese Versuchsreihe keine eindeutig reproduzierbaren Randbedingungen und Ergebnisse erzielt werden. Wahrscheinlich müssten noch höhere Sättigungsdrücke und damit verbundene hohe hydraulische Gradienten verwendet werden. Dies ist jedoch mit dem gegebenen Versuchsaufbau nicht möglich, da es bei höheren Wasserdrücken zu Auftriebs- und Erosionsproblemen der Bodenprobe kommt.

Trotz der fehlenden Reproduzierbarkeit konnte mit dieser Versuchsreihe gezeigt werden, dass bei einer gewissen Erhöhung des Sättigungsgrades bzw. des Wassergehalts, bei beiden untersuchten Bodenarten und der verwendeten Lagerungsdichte, ein Versagen auftritt. Somit korrelieren die Ergebnisse mit den

Versuchen aus der Literatur und den Einfluss der Sättigung bzw. des Wassergehalts als einen maßgebenden Einflussfaktor.

## 7.5 Versuchsreihe 3

In der vorigen Versuchsreihe konnte gezeigt werden, dass bei den untersuchten Bodenproben und unter nahezu gesättigten Bedingungen, im Zuge der (statischen bzw. dynamischen) Belastungsprozesse ein Versagen – im Sinne einer starken Verschmutzung der Gleisschotterplatte aufgetreten ist. Bei den Versuchen mit einer Vorbelastung wurde dabei ein teilweise sehr unterschiedliches Verhalten festgestellt, welches auf den variierenden Sättigungsgrad bzw. Wassergehalt innerhalb der Bodenproben zurückgeführt wird. Mit der gegenständlichen Versuchsreihe wird vertieft auf den Einfluss des Wassergehalts eingegangen und folgende Fragestellungen erörtert:

- Ab welchem Sättigungsgrad (Wassergehalt) beginnt ein Versagen der untersuchten Bodenart unter den vorgegebenen dynamischen Belastungen, in Abhängigkeit der Einbaudichte wie sie in Kap. 7.4 gewählt wurde.
- Ändert sich der Versagensmechanismus des untersuchten Bodens mit steigendem Wassergehalt, in Hinblick auf die relevanten Parameter wie z.B. Setzung, Porenwasserdruckentwicklung, Verschmutzung und Systemsteifigkeit  $M_{sek}$ .

### 7.5.1 Durchführung

Um die oben erwähnten Fragen zu beantworten, werden dynamische Versuche wie in Versuchsreihe 7.4 mit steigenden Wassergehalten bzw. Sättigungsgrade durchgeführt bis ein Versagen auftritt. Die Versuchsdurchführung umfasst folgende Schritte:

- Trocknen der Versuchsböden im Ofen bei 105 °C
- Mischen der Versuchsböden mit einem definierten Wassergehalt
- Lagenweiser Einbau mit einer Trockenlagerungsdichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$
- Aufsetzen der GSP und Einbau in die Prüfkammer
- Installation der Messtechnik
- Start des Belastungsprogramms

Das Belastungsprogramm umfasst eine monotone Laststeigerung und eine anschließende dynamische Belastung mit der Geschwindigkeit  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  (1,5 Hz) wie in Kap. 7.4. Die dynamische Belastung wird beendet, wenn 20 cm der GSP verschmutzt sind ( $GSP_{poll} = 100 \%$ ) oder sich das GSP-Unterboden-System stabilisiert. Bei den Versuchen mit B2 und Wassergehalten  $w > w_{opt}$  konnte die Bodenprobe nicht mit einer Trockendichte von  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  eingebaut werden, auf diesen Umstand wird in 7.5.4 näher eingegangen. Ein Überblick über die Versuchsparameter ist in Tab. 15 ersichtlich.

Tab. 15: Übersicht der Versuchsparameter für die Versuchsreihe 3

Bodenart	w [%]	S <sub>r</sub> [%]	ρ <sub>t,1</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]	V <sub>Bel</sub> [km/h]
B1	13,5	60	1,7	100 (1,5 Hz)
	15,9	70		
	17,0	75		
B2	13,5	60	1,77	100 (1,5 Hz)
	14,0	70		
	14,7	75		

## 7.5.2 Ergebnisse B1

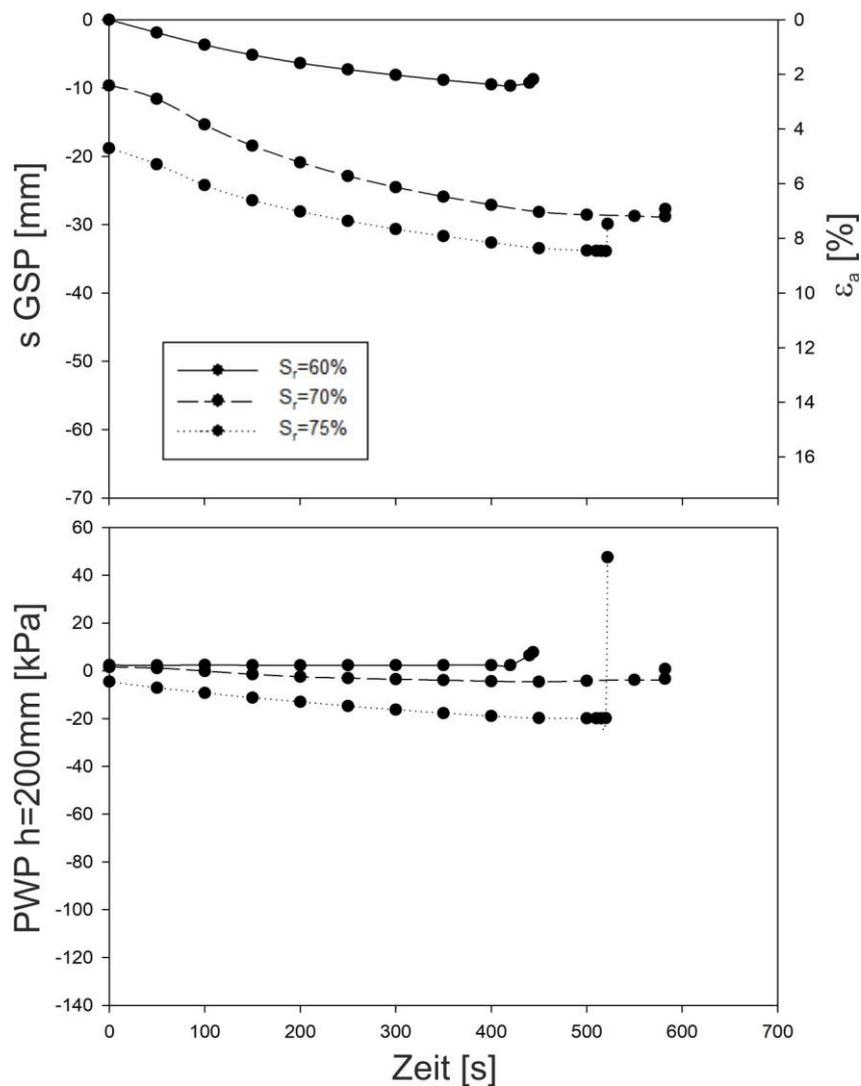


Abb. 147: Entwicklung der Setzungen und PWP aufgrund der monotonen Laststeigerung mit B1

In Abb. 147 sind die Setzungen bzw. Verformungen und die generierten PWP in Probenmitte, aufgrund der monotonen Laststeigerung, ersichtlich. Dabei erkennt man, dass mit steigendem Sättigungsgrad der Bodenprobe, eine Zunahme der Setzungen erfolgt. Die verschiedenen Startwerte der gemessenen Setzung kommen aus den unterschiedlichen initialen Setzungen durch das Aufsetzen der GSP auf die Bodenprobe. Diese initialen Setzungen nehmen mit steigendem Sättigungsgrad zu.

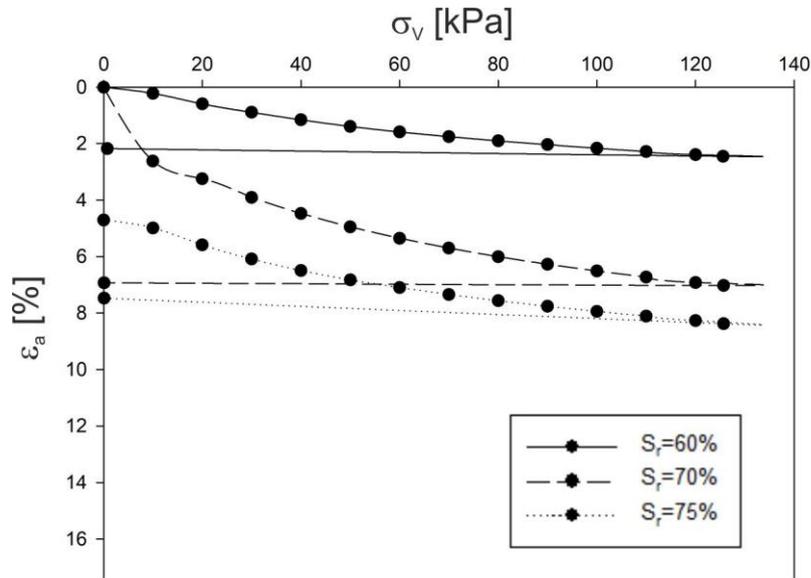


Abb. 148: Spannungs-Verformungs-Kurven während der monotonen Laststeigerung für B1

Bei den Versuchen mit  $S_r = 60\%$  und  $S_r = 70\%$  bleiben die gemessenen PWP im Zuge der monotonen Belastung im positiven Saugspannungsbereich. Bei einem  $S_r$  von 75% kommt es jedoch zur Generierung von Porenwasserüberdrücken bis ca. -20 kPa. Wie bei den Versuchen in Kap. 7.4 kommt es auch hier am Ende der monotonen Laststeigerung zu einer kurzzeitigen Reduktion der PWP durch die Entlastung.

In Abb. 148 sind die Spannungs-Verformungs-Kurven aufgrund der monotonen Laststeigerung ersichtlich. Dabei erkennt man eine Zunahme der Verformung des GSP-Unterboden-Systems mit steigendem Sättigungsgrad. Daraus ergibt sich eine unterschiedliche Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  während der Erstbelastung in Abhängigkeit von  $S_r$  (Abb. 149)

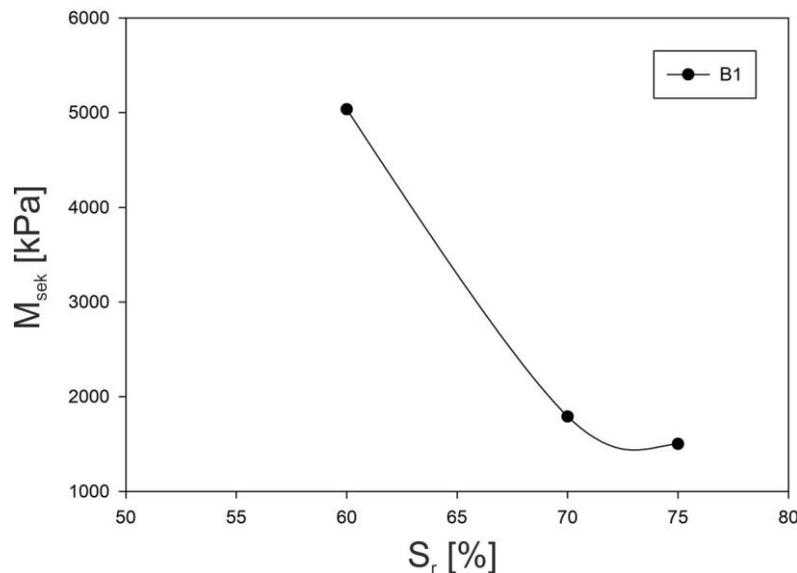


Abb. 149: Verlauf von  $M_{sek}$  in Abhängigkeit von  $S_r$  für B1

In Abb. 150 sind die Setzungen bzw. Verformungen und die generierten PWP in Probenmitte, aufgrund der dynamischen Belastung und in Bezug auf die logarithmische Zyklenzahl  $\log N$ , dargestellt. Hierbei können die Setzungen bei den Versuchen mit  $S_r = 60\%$  und  $S_r = 70\%$  aus einer dynamischen Nachverdichtung der Bodenprobe wie in Kap. 7.3 erläutert, verstanden werden, welche nach einer gewissen Zyklenzahl nicht mehr zunehmen. Beim Versuch mit  $S_r = 70\%$  wird während dem Verdichtungsprozess Wasser aus der Bodenprobe ausgepresst, welches sich im Übergangsbereich GSP-Unterboden ansammelt (Abb. 151). Jedoch kommt es zu keiner Suspensionsbildung (keine Trübung des ausgepressten Wassers) und keiner Verschmutzung der GSP.

Auch bei den gemessenen PWP erkennt man, dass es bei den niedrigeren Sättigungsgraden zu keiner Entwicklung von hohen Porenwasserüberdrücken kommt. Der Mittelwert der PWP-Amplitude (schwarze Linie) bleibt während der Belastungsphase im bzw. geringfügig unterhalb des Bereichs von 0 kPa. Die Maximal- und Minimal-Werte der PWP-Amplitude (graue Linie) bewegen sich zwischen dem Überdruck- und Saugspannungsbereich. Beim Versuch mit  $S_r = 75\%$  kommt es hingegen zur Generierung von hohen Porenwasserüberdrücken bis ca. -85 kPa. und zur Entwicklung von großen Setzungen bzw. Verformungen. Des Weiteren wird bei diesem  $S_r$  die Trennstabilität des GSP-Unterboden-Systems aufgehoben.

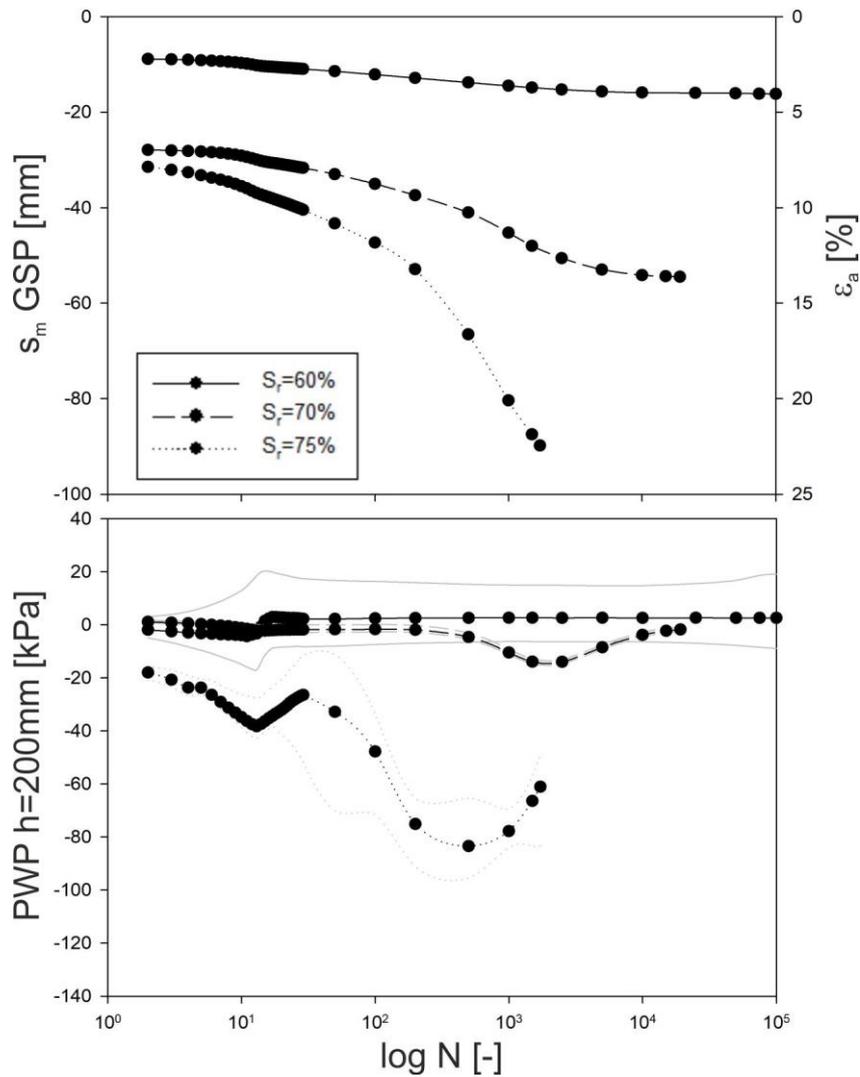


Abb. 150: Entwicklung der Setzungen und PWP aufgrund der dynamischen Belastung mit B1

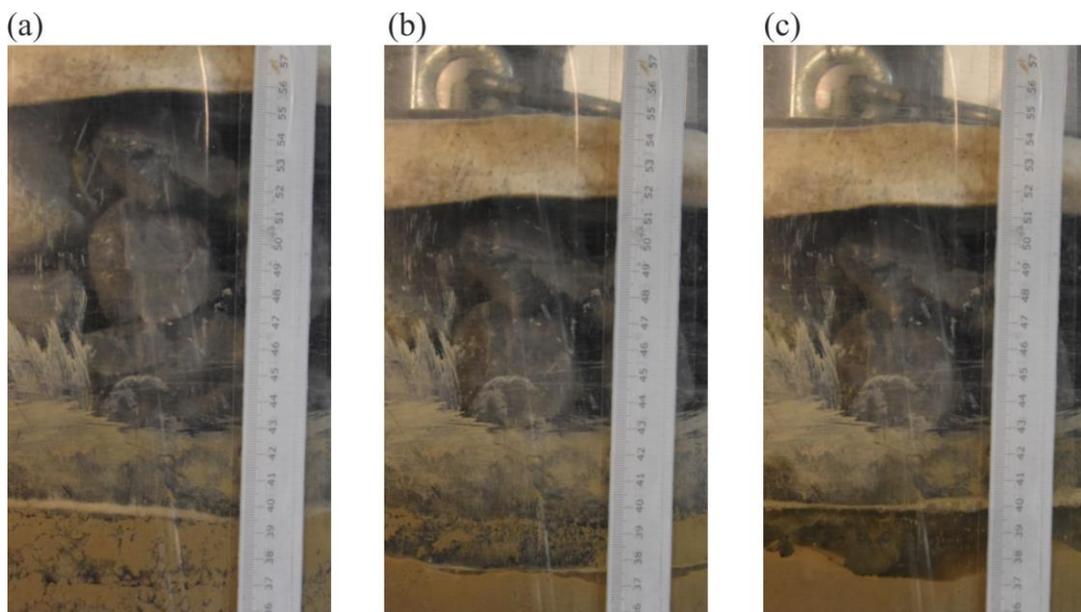


Abb. 151: Versuch  $S_r=70\%$  (a) vor Start der Dynamik, (b) ausgepresstes Wasser wird sichtbar nach ca. 2300 Zyklen, (c) ausgepresstes Wasser nach Versuchsende

Es kommt zu einer Suspensionsbildung und zu einer kontinuierlichen Verschmutzung der GSP (Abb. 152). Der Versuch wurde nach ca. 1700 Zyklen abgebrochen, da bereits über 80 % der GSP verschmutzt waren. In Abb. 153 ist der Verlauf der Verschmutzung  $GSP_{poll}$  in Bezug auf die Zyklenzahl  $N$  und dem Verlauf der Setzung  $s_m$  gegenübergestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die Verschmutzung mit fortschreitender Setzung zunimmt.

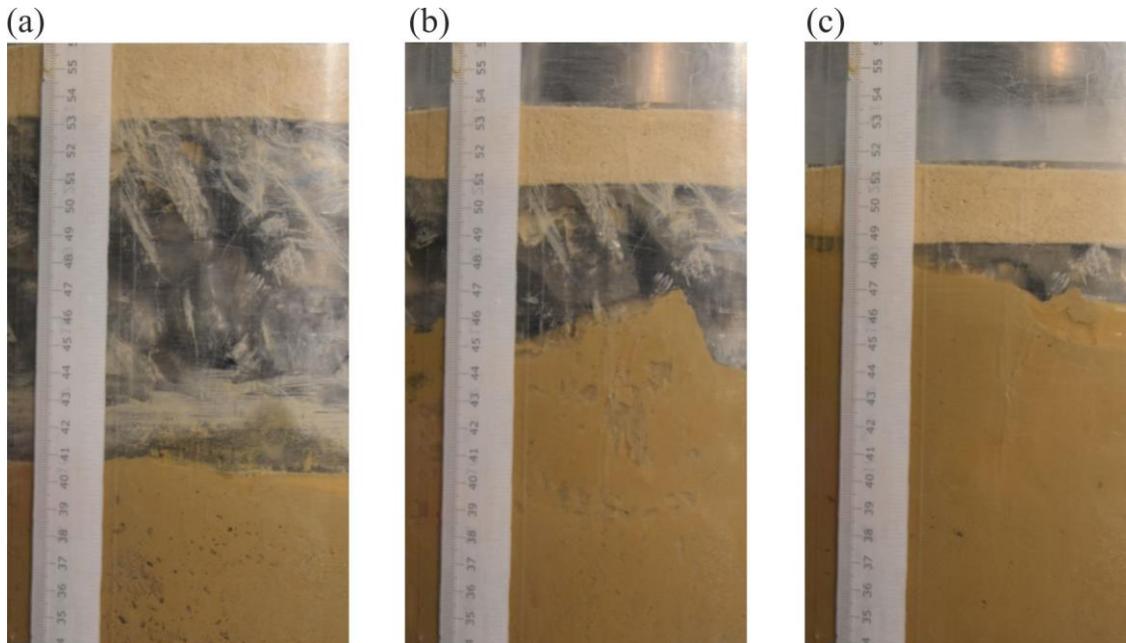


Abb. 152: Verschmutzung der GSP bei  $S_r=75\%$  (a) vor Start der Dynamik, (b) nach 420 Zyklen, (c) nach Versuchsende

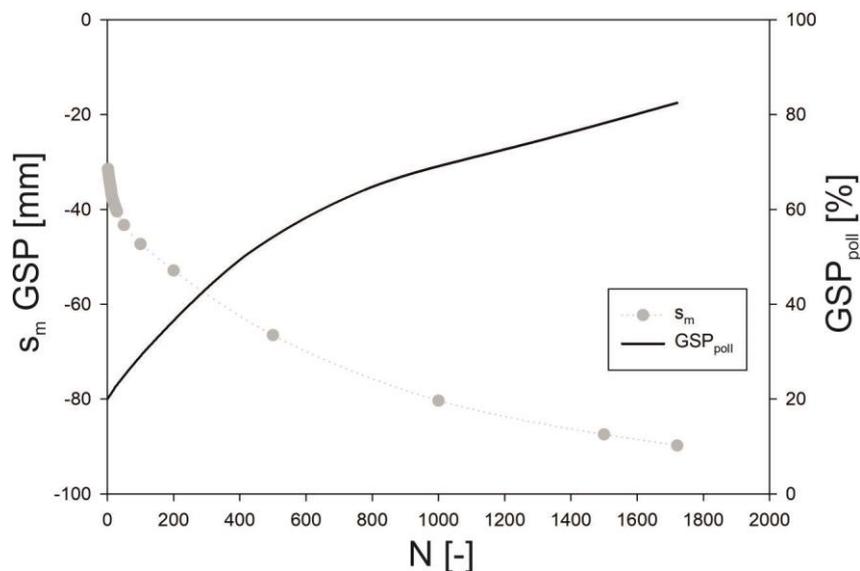


Abb. 153: Verlauf von  $GSP_{poll}$  für B1  $S_r=75\%$

Abb. 154 zeigt den Verlauf der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  und der Setzungsamplitude  $\Delta s$  in Bezug auf die Zyklenzahl  $N$ . Dabei erkennt man für die Versuche mit  $S_r = 60\%$  und  $S_r = 70\%$  einen kontinuierlichen Anstieg von  $M_{sek}$  mit

zunehmender Zyklenzahl bis zu einem maximalen Wert von 100.000 kPa. Beim Versuch mit  $S_r = 75\%$  erreicht  $M_{sek}$ , nach einem Anstieg auf ca. 30.000 kPa in den ersten 30 Lastzyklen, einen Wert von ca. 10.000 kPa. Der Unterschied der verschiedenen Sättigungsgrade ist auch in der Setzungsamplitude ersichtlich. Bei niedrigerem Sättigungsgrad  $S_r$  stellt sich eine Setzungsamplitude  $< -1$  mm ein. Beim Versuch mit  $S_r = 75\%$  hingegen erhöht sich die Setzungsamplitude kontinuierlich bis auf einen maximalen Wert von ca. -4 mm, welche sich nach 200 Zyklen wieder kontinuierlich reduziert (Abb.154).

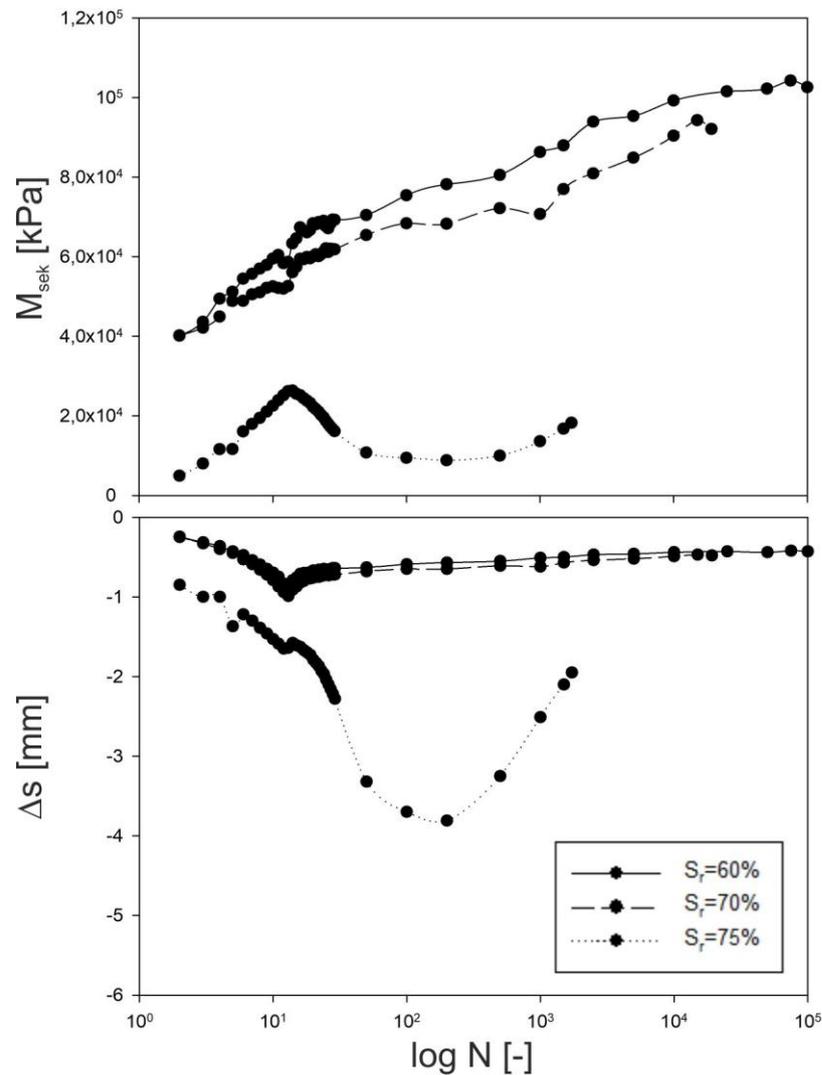


Abb. 154: Verlauf von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  während der dynamischen Belastung für B1

### 7.5.3 Ergebnisse B2

In Abb. 155 sind die Setzungen bzw. Verformungen und die generierten PWP in Probenmitte von Boden B2 aufgrund der monotonen Laststeigerung, ersichtlich. Dabei erkennt man, dass mit steigendem Sättigungsgrad der Bodenprobe eine Zunahme der Setzungen wie bei den Versuchen mit B1 erfolgt. Die verschiedenen Anfangswerte der gemessenen Setzung kommen ebenfalls aus den unterschiedlichen initialen Setzungen durch das Aufsetzen der GSP auf die Bodenprobe.

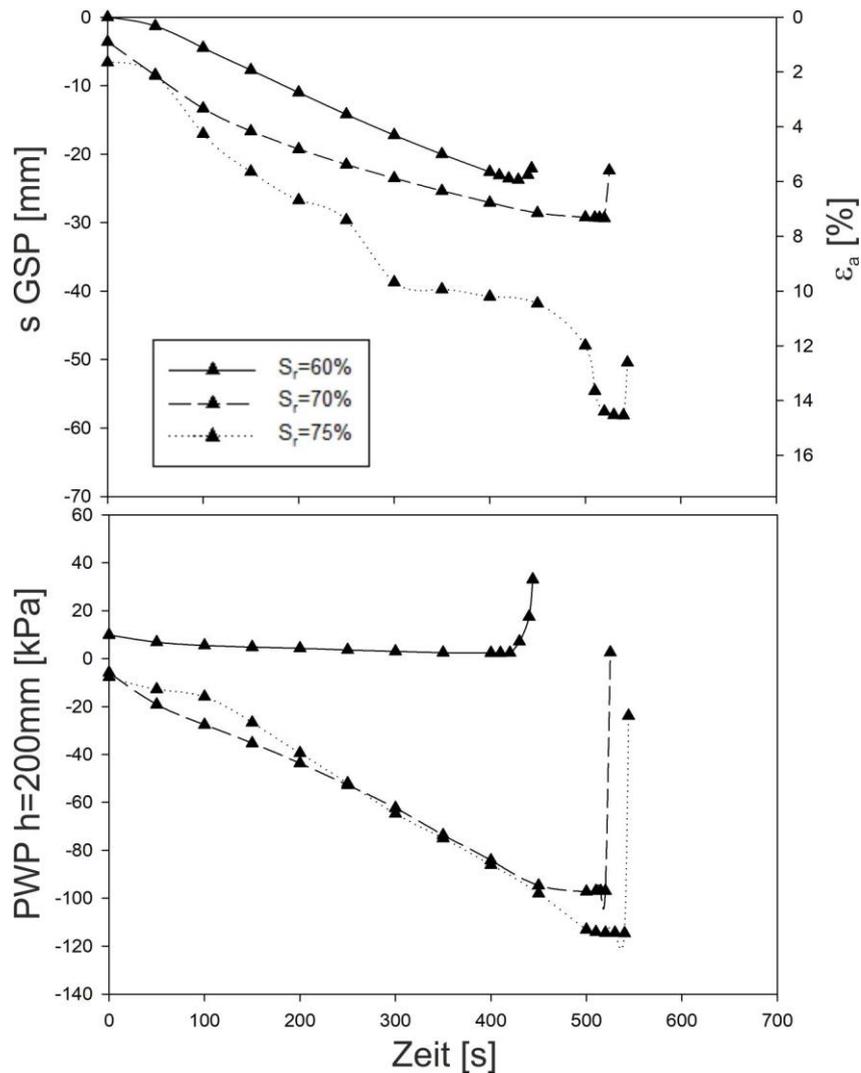


Abb. 155: Entwicklung der Setzungen und PWP aufgrund der monotonen Laststeigerung mit B2

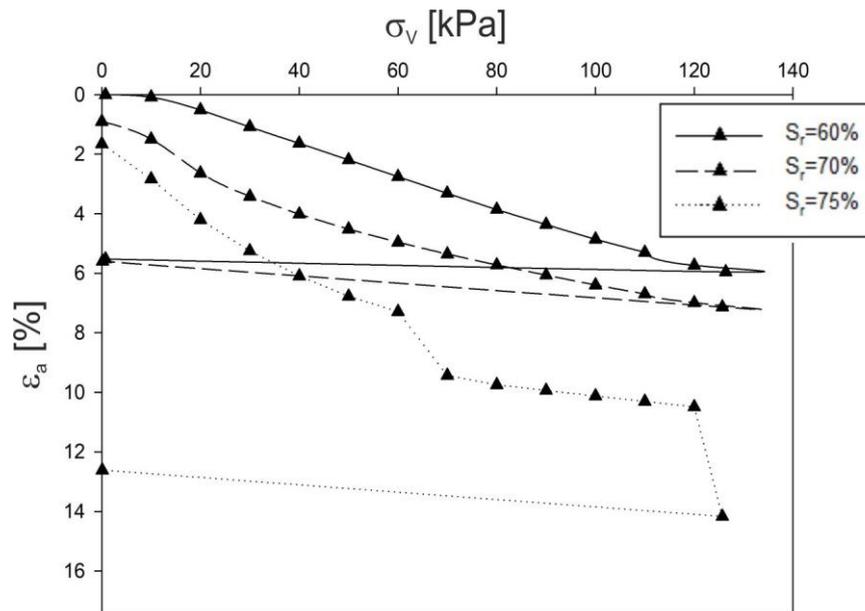


Abb. 156: Spannungs-Verformungs-Kurven während der monotonen Laststeigerung für B1

Im Unterschied zu den Versuchen mit Versuchsboden B1 kommt es bei den Versuchen mit B2 bereits bei einem Sättigungsgrad  $S_r = 70\%$  zur Generierung von hohen Porenwasserüberdrücken von ca.  $-100\text{ kPa}$ . Jedoch führt dies noch nicht zu einem Versagen des GSP-Unterboden-Systems wie in Abb. 122 in Kap. 7.4.2. Beim Versuch mit  $S_r = 75\%$  ist ein ähnlicher Verlauf der generierten PWP ersichtlich wie bei  $S_r = 70\%$ , jedoch kommt es hier ab einem gewissen Lastniveau zu einer teilweisen Aufhebung der Trennstabilität und zu einem Eindringen der GSP in den Unterboden, was durch einen stufenweisen Verlauf der Setzung gekennzeichnet ist.

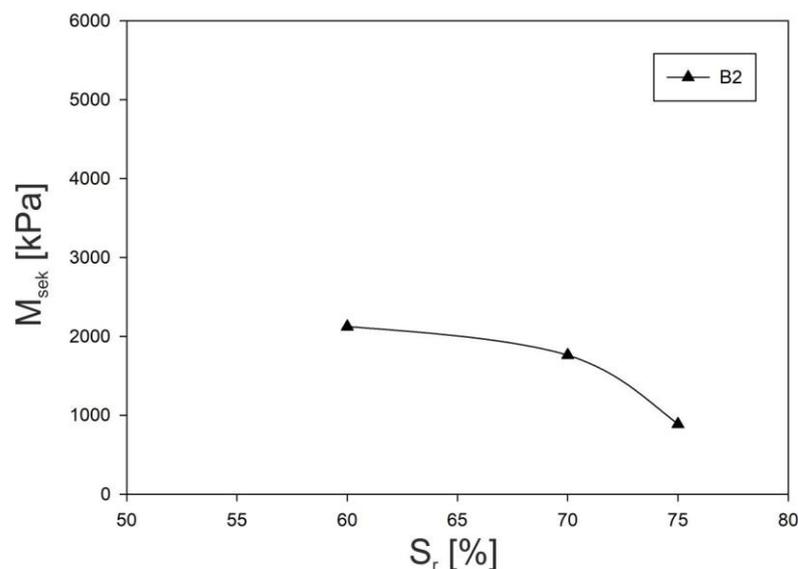


Abb. 157: Verlauf von  $M_{sek}$  in Abhängigkeit von  $S_r$  für B2

Dieses Verhalten zeigt sich auch in den Spannungs-Verformungs-Kurven in Abb. 156. Dabei erkennt man die Änderung im Setzungsverlauf bei  $\sigma_v = 60\text{ kPa}$  und  $\sigma_v = 120\text{ kPa}$ . Die ermittelte Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  der Erstbelastung in

Abhängigkeit vom Sättigungsgrad  $S_r$  ist in Abb. 157 ersichtlich. Dabei fällt der konvexe Verlauf der Kurve auf, welcher auf eine abnehmende Systemsteifigkeit mit abnehmenden Sättigungsgrad  $S_r$  schließen lässt. Hierauf wird in Kap. 7.5.4 noch näher eingegangen.

In Abb. 158 sind die Setzungen bzw. Verformungen und die generierten PWP in Probenmitte, aufgrund der dynamischen Belastung und in Bezug auf die logarithmische Zyklenzahl  $\log N$ , ersichtlich. Dabei erkennt man beim Versuch  $S_r = 60\%$  einen ähnlichen Setzungsverlauf wie in Abb. 101 in Kap. 7.3.3 aufgrund einer dynamischen Nachverdichtung der Bodenprobe. Dies ist auch im Verlauf der gemessenen PWP ersichtlich. Hier kommt es nach einer kurzzeitigen Erhöhung auf  $-25\text{ kPa}$  zu einer kontinuierlichen Abnahme in den Saugspannungsbereich.

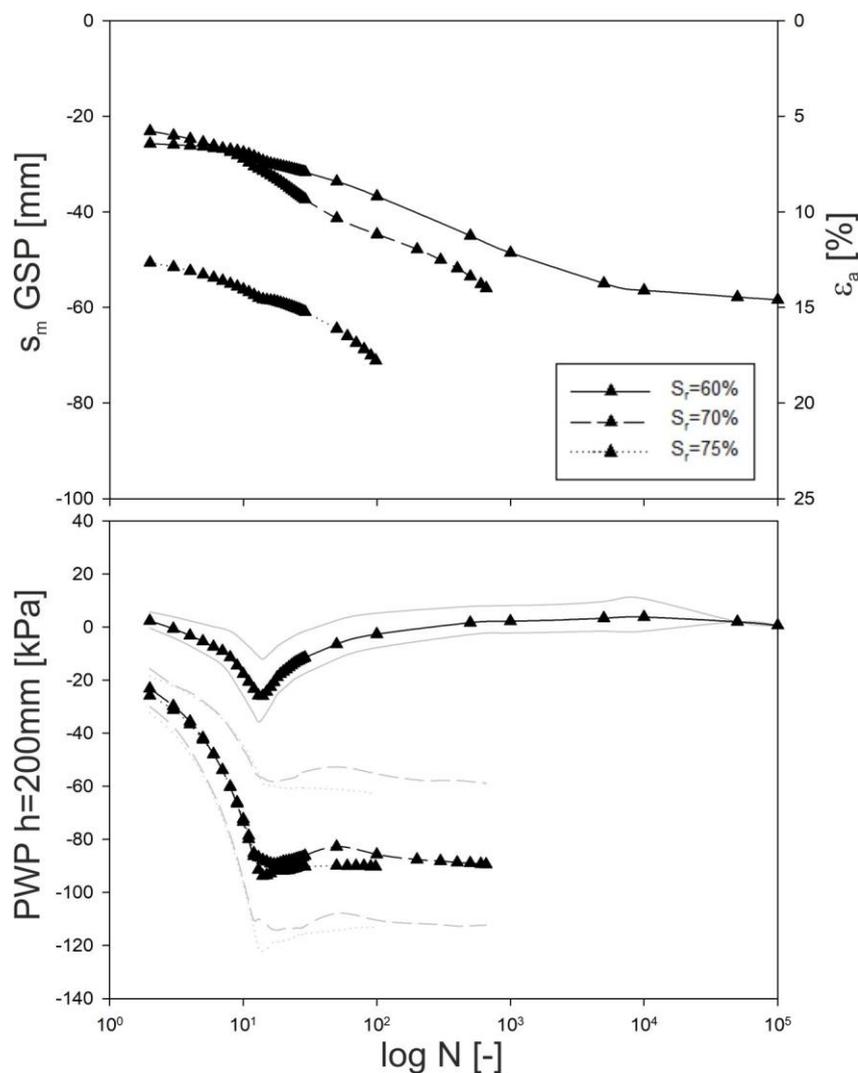


Abb. 158: Entwicklung der Setzungen und PWP aufgrund der dynamischen Belastung mit B2

Bei den Versuchen mit  $S_r = 70\%$  und  $S_r = 75\%$  hingegen kommt es zur Generierung von hohen Porendrücken zwischen  $-60\text{ kPa}$  und  $-120\text{ kPa}$ . Auch der Setzungsverlauf unterscheidet sich bei diesen Sättigungsgraden von dem Versuch mit  $S_r = 60\%$ . Bei den Versuchen mit  $S_r = 70\%$  und  $S_r = 75\%$  kommt es

zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Verdrängung von aufgeweichtem Bodenmaterial. Dabei wurde ein Materialtransport hauptsächlich im Zwischenraum der GSP und der Zylinderwand festgestellt, wie in Abb. 159 zu sehen ist. Die Versuche wurden beendet, wenn sich das verdrängte Material auf OK GSP befunden hat. Dies war für  $S_r = 70\%$  nach ca. 650 Zyklen und für  $S_r = 75\%$  nach ca. 100 Zyklen der Fall.

Beim Ausbau der GSP nach den Versuchen wurde eine Verschmutzung von  $GSP_{\text{poll}} = 25\%$  für  $S_r = 70\%$  bzw.  $GSP_{\text{poll}} = 50\%$  für  $S_r = 75\%$  festgestellt. Dieses unterschiedliche Verhalten ist auch im Verlauf der Systemsteifigkeit  $M_{\text{sek}}$  und der Setzungsamplitude  $\Delta s$  in Abb. 160 ersichtlich. Dabei erkennt man eine kontinuierliche Zunahme von  $M_{\text{sek}}$  bis ca. 50.000 kPa beim Versuch mit  $S_r = 60\%$ . Bei den Versuchen mit  $S_r = 70\%$  und  $S_r = 75\%$  hingegen bleibt  $M_{\text{sek}}$  auf einem konstanten Wert von ca. 10.000 kPa. Der Unterscheid der Sättigungsgrade ist auch im Verlauf der Setzungsamplitude erkennbar. Dabei erhöht sich  $\Delta s$  bei den Versuchen mit  $S_r = 70\%$  und  $S_r = 75\%$  auf -5 mm. Die Setzungsamplitude bei  $S_r = 60\%$  stellt sich auf ca. -1 mm ein.

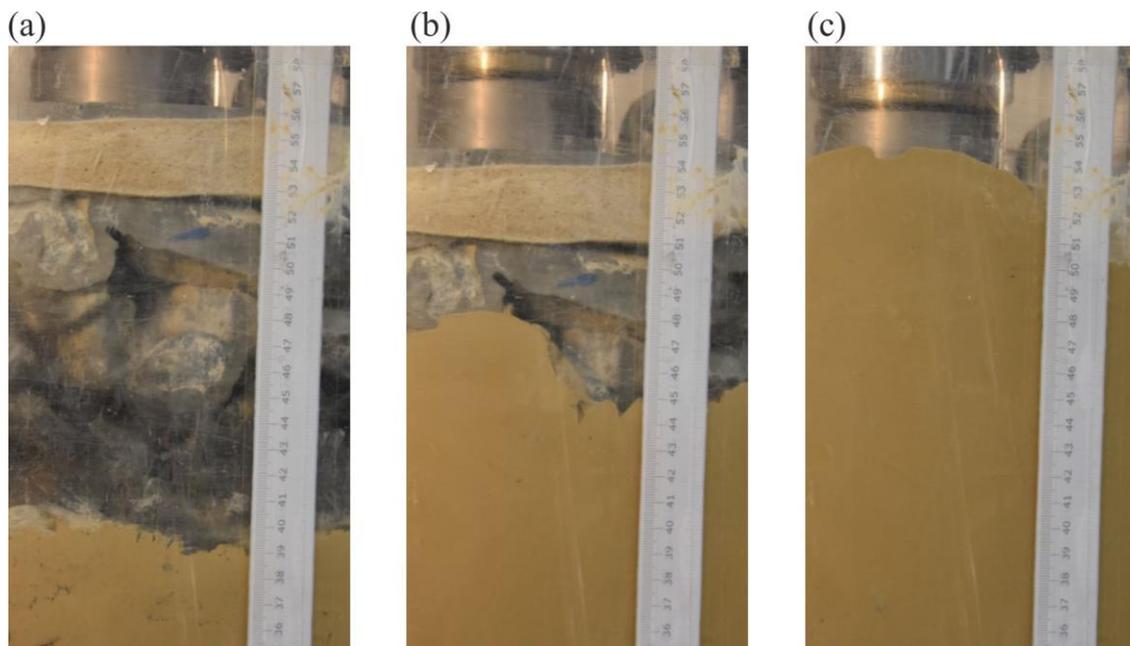


Abb. 159: Verdrängtes Material bei Versuch mit  $S_r=70\%$  (a) vor Start der Dynamik, (b) nach 75 Zyklen, (c) nach Versuchsende

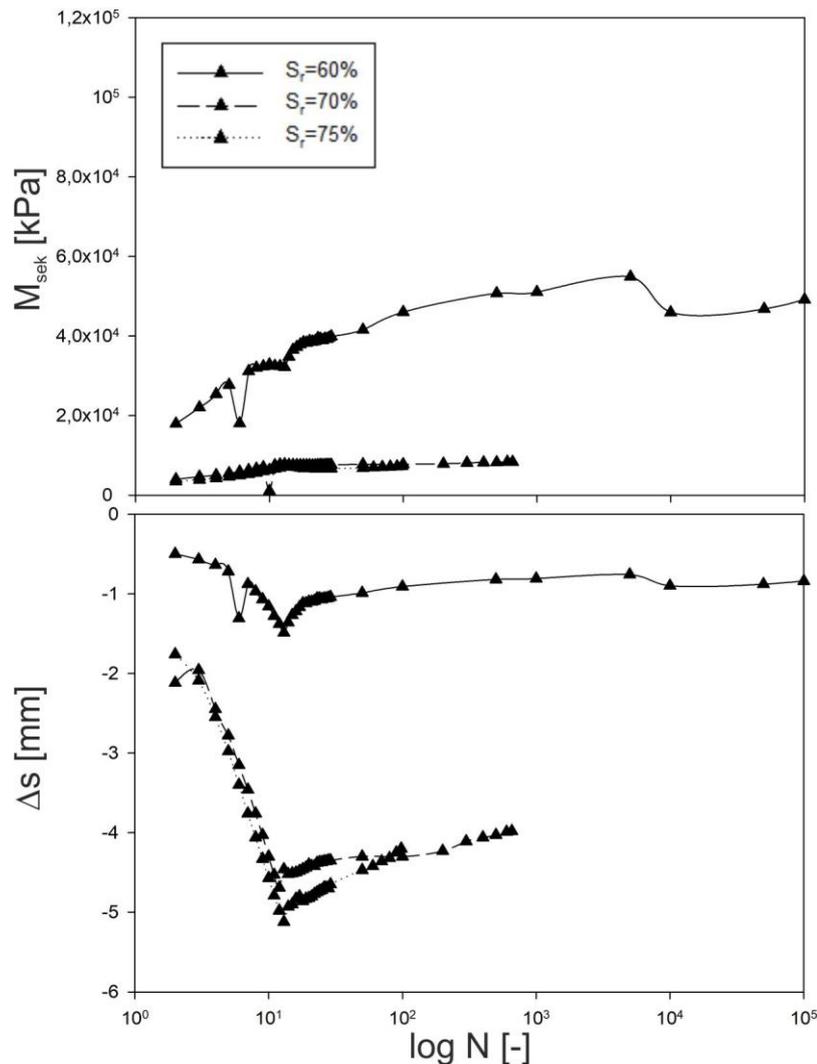


Abb. 160: Verlauf von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  während der dynamischen Belastung für B2

### 7.5.4 Diskussion der Ergebnisse

Bei dieser Versuchsreihe wurde bei gleichbleibender Trockenlagerungsdichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$ , der Wassergehalt der einzelnen Versuchsböden schrittweise erhöht, bis ein Versagen des GSP-Unterboden-Systems aufgetreten ist.

Dabei konnte für B1 ein kritischer Sättigungsgrad von ca.  $S_{r,krit} = 75 \%$  ( $w_{krit} = 17,0 \%$ ) ermittelt werden. Bei diesem Sättigungsgrad kommt es zur Generierung von signifikanten Porenwasserüberdrücken und zu einer Aufhebung der Trennstabilität. Durch diese Porenwasserüberdrücke im Bereich von -95 kPa kommt es zu einer zyklischen Aufweichung und einer damit verbundenen großen Änderung der Konsistenz in den weichen bis flüssigen Bereich, des Sanddominierten Bodenmaterials im Übergangsbereich zur GSP. Dadurch verschmutzt die GSP kontinuierlich bis nach ca. 1700 Zyklen bereits ein Verschmutzungsgrad von  $>80 \%$  erreicht ist. Auch hier kann als „Transportmechanismus“ von aufgeweichtem Bodenmaterial in die GSP, eine reine Verdrängung angenommen werden, da der in Abb. 153 ersichtlichen Verlauf zwischen der Setzung und der

Verschmutzung korreliert. Des Weiteren ist ein Unterschied um den Faktor 4,5-8,0 in der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  erkennbar sobald der kritische Sättigungsgrad erreicht wird. Dies korreliert auch in einem Unterschied der Setzungsamplitude  $\Delta s$  um den Faktor 4. In Abb. 154 erkennt man ab einer gewissen Zyklenzahl ( $N=200$ ) eine Zunahme von  $M_{sek}$  und eine Abnahme von  $\Delta s$  für den Versuch mit dem kritischen Sättigungsgrad  $S_r = 75\%$ . Dies ergibt sich aus dem Versuchsaufbau und der verhinderten radialen Verformung der Bodenprobe durch die steife Zylinderwand. Dadurch verhält sich der Versuchsboden im Zylinder wie in einem Ödometerversuch und wird mit zunehmender Verformung steifer. Bei einem  $S_r$  von 70 % kommt es beim Versuch mit B1 zu einem Auspressen von (klarem) Wasser aus der Bodenprobe, jedoch zu keiner Suspensionsbildung im Übergangsbereich GSP-Unterboden. Dies lässt sich auf eine Konsolidierung der Bodenprobe zurückführen, bei dem Wasser aus den durch die dynamische Belastung verringerten Porenräume gepresst wird. Dies erfolgt jedoch erst bei einer derart erhöhten Lagerungsdichte, dass es im Zuge der weiteren Verdichtung zu keiner Generierung hoher PWP kommt bzw. kommen kann, welche eine signifikante Änderung der Festigkeit und Steifigkeit zur Folge hätten.

Bei den Versuchen mit B2 wurde ein kritischer Wassergehalt  $w_{krit}$  zwischen 14,0 % und 14,7 % ermittelt. Hierbei ist zu erwähnen, dass es bereits bei diesen geringeren Wassergehalten als  $w_{opt}$  nicht mehr möglich war, mit der gewählten Einbaumethode eine Trockenlagerungsdichte von  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$  zu erreichen. Deshalb kann bei diesen Versuchen auch nicht der Sättigungsgrad als Vergleich herangezogen werden. Aufgrund des höheren Schluffanteils kam es bei diesem Versuchsboden und der Mischung mit der definierten Menge an Wasser zur Bildung von Schluff-Konglomeraten, welche nicht mehr getrennt werden konnten. Diese Schluff-Konglomerate weisen bereits einen kleineren Porenraum auf, als der für die gewählte Trockenlagerungsdichte benötigt. Darum musste die Bodenprobe höher verdichtet werden um einen homogenen Probenkörper zu erzeugen. Beim Erreichen vom kritischen Wassergehalt kommt es zur Generierung von Porenwasserüberdrücken im Bereich von -120 kPa und zu einem zyklischen Aufweichen des Versuchsbodens, was eine Verdrängung von Bodenmaterial u.a. in die GSP zur Folge hatte. Wie bereits erwähnt erfolgte bei diesen Versuchen der Materialtransport hauptsächlich zwischen Zylinderwand und GSP, wohingegen die GSP zwischen 5-10 cm verschmutzt war. Daraus lässt sich schließen, dass die durch die Dynamik veränderte Konsistenz des aufgeweichten Versuchsbodens zu steif war, um durch den gesamten und geometrisch weniger durchgängigen Porenraum der GSP verdrängt zu werden. Möglicherweise würde es bei diesem Zustand des Bodens und einer verhinderten Verdrängung entlang der Zylinderwand, nach einem gewissen Eindringen der GSP in den Versuchsboden zu einer Stabilisation des Systems kommen. Dennoch wurde bei diesen Wassergehalten ein Versagen des GSP-Unterbodensystems generiert, was eine Verschmutzung der GSP zwischen 25 % und 50 % nach 100-650 Zyklen zur Folge hatte. Des Weiteren kommt es nach Erreichen des kritischen Wassergehalts zu

einer signifikanten Reduktion der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  um den Faktor 6,0 und einer Erhöhung der gemessenen Setzungsamplitude  $\Delta s$  um den Faktor 3,4. Der Verlauf von  $M_{sek}$  während der monotonen Laststeigerung in Abb. 157 suggeriert eine Abnahme der Steifigkeit mit abnehmendem Wassergehalt. Hierbei ist jedoch auf den Einfluss der höheren Lagerungsdichte zu verweisen, welche wie in Abb. 47 in 4.3.3 dargestellt, einen signifikanten Einfluss auf die Steifigkeit und das ermittelte  $M_r$  hat.

## 7.5.5 Wiederholung der Versuchsreihe mit Impulsbelastung

Um den Einfluss einer „schlagenden“ Verkehrsbelastung, z.B. aus einer Schwellenhohllage (Kap. 4.2) zu untersuchen, wird die Versuchsreihe zur Ermittlung des kritischen Wassergehalts der Versuchsböden, mit einer veränderten Belastungsform wiederholt. Die Versuchsdurchführung erfolgt gleich wie in 7.5.1, jedoch kommt es nach der monotonen Laststeigerung zu einer dynamischen Impulsbelastung wie in Abb. 66b dargestellt wird. Anzumerken ist, dass die zur Anwendung gelangte Lastform (wie in Abb. 66b dargestellt) im Vergleich zu einer im Bahnbetrieb unter einer Hohllage möglichen „Impulsbelastung“ als moderat zu bezeichnen ist, d.h. im Bahnbetrieb sind deutlich größere Laststöße, in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit und Wellenlänge der auftretenden Hohllagen, zu erwarten. Somit sind die in diesem Versuch simulierten Laststöße und die daraus erhaltenen Ergebnisse in keinster Weise als „worst case“ Szenario zu verstehen. Die Belastungsgeschwindigkeit  $V_1 = 100$  km/h wurde wie bei den obigen Versuchen beibehalten. Die Versuchsparameter sind in nachstehender Tab. 16 ersichtlich.

Tab. 16: Übersicht der Versuchsparameter für die Versuche mit Impulsbelastung

Bodenart	w [%]	$S_r$ [%]	$\rho_{t,1}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$V_{Bel}$ [km/h]
B1	12,5	55	1,7	100 (1,5 Hz)
	13,5	60		
	15,9	70		
B2	12,5	60	1,75	100 (1,5 Hz)
	13,5	70	1,8	

### 7.5.5.1 Ergebnisse B1

Aufgrund der Impulsbelastung reduzierte sich der kritische Sättigungsgrad  $S_{r,krit}$ , bei der gewählten Einbaudichte zu 60 % ( $w_{krit} = 13,5$  %). In Abb. 161 sind die Setzungen bzw. Verformungen und die generierten PWP in Probenmitte, aufgrund

der dynamischen Belastung und in Bezug auf die logarithmische Zyklenzahl  $\log N$ , ersichtlich. Bei  $S_r = 55\%$  setzen sich die generierten Setzungen bzw. Verformungen aus einer Nachverdichtung der Bodenprobe zusammen. Der Versuch ist nach 3000 Belastungszyklen abgebrochen worden, da es nach  $N = 1000$  zu keiner signifikanten Zunahme von  $s_m$  gekommen ist. Auch bei den generierten PWP erkennt man einen ähnlichen Verlauf wie beim unkritischen  $S_r$  für B1 bei Sinusbelastung (Abb. 150). Bei einer Erhöhung des Wassergehalts bis zu einem Sättigungsgrad von  $S_r$  von 60-70 %, kommt es bereits zur Generierung großer Setzungen bzw. Verformungen von  $s_m = -75$  mm bzw.  $\varepsilon_a = 18,75$  %. Auch kommt es zur Entwicklung von Porenwasserüberdrücken im Bereich zwischen -80 kPa bis -110 kPa.

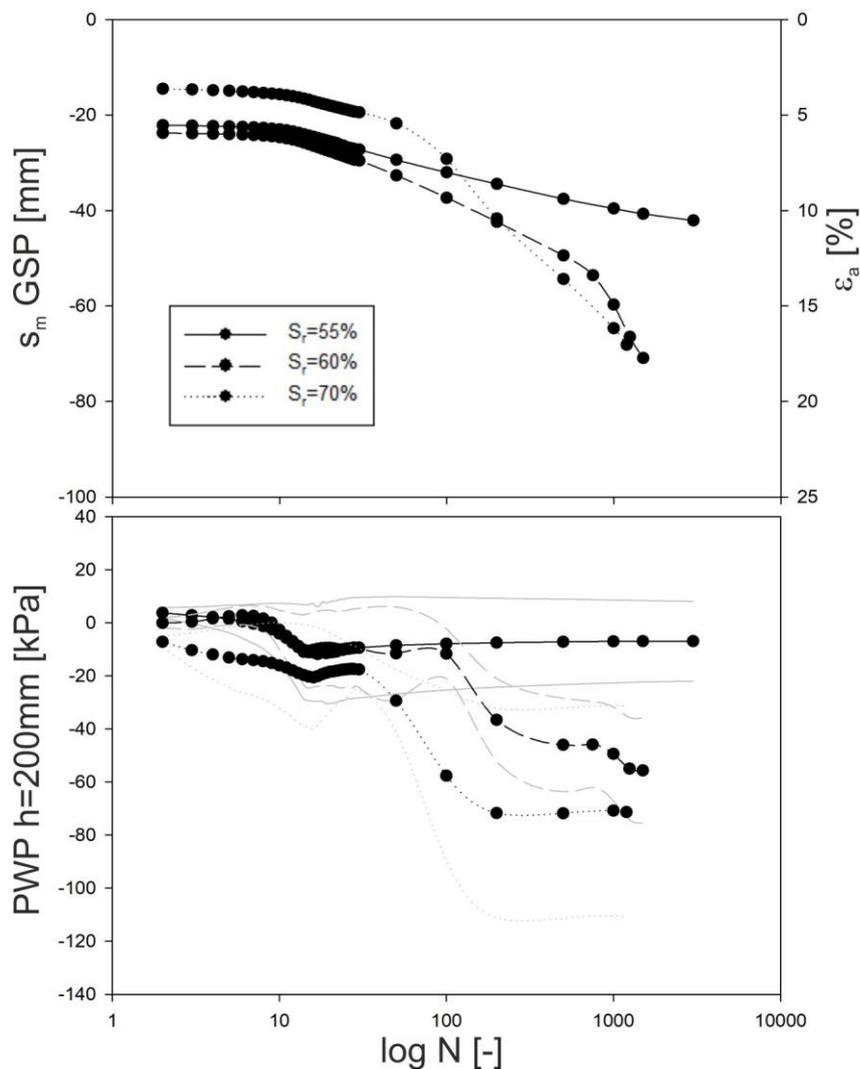


Abb. 161: Entwicklung der Setzungen und PWP aufgrund der dynamischen Impulsbelastung mit B1

Bei den Versuchen mit  $S_r = 60\%$  und  $S_r = 70\%$  kommt es des Weiteren zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einem Versagen des GSP-Unterbodensystems. Dabei ändert sich jedoch der Versagensmechanismus im Vergleich zu den Versuchen mit B1 unter sinusförmiger Belastung. Hier kommt es, wie bei den Versuchen mit B2 unter sinusförmiger Belastung, zu einer zyklischen Änderung der Konsistenz (Aufweichung) in einen weniger flüssigen Zustand als bei den Versuchen mit B1 in Kap. 7.5.2. Der Unterschied liegt, wie bereits erwähnt, im unterschiedlichen Verhalten des Bodenmaterials im Versuchsaufbau. Hier kommt es wie in Abb. 159 zu einem Materialtransport hauptsächlich zwischen GSP und Zylinderwand. Jedoch wurde beim Ausbau der GSP nach Versuchsende, ein  $GSP_{poll}$  von 25 % bzw. 50 % für die Versuche mit  $S_r = 60\%$  bzw.  $S_r = 70\%$  festgestellt.

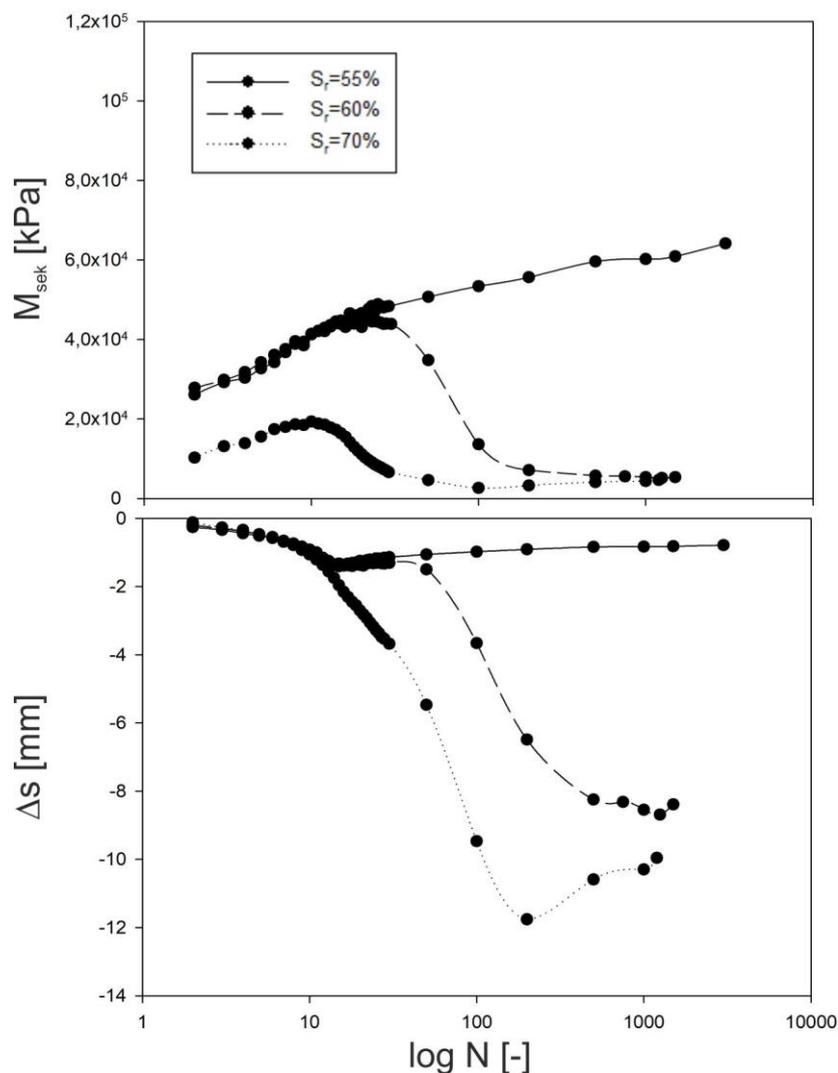


Abb. 162: Verlauf von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  während der dynamischen Impulsbelastung für B1

Dieses unterschiedliche Verhalten zwischen kritischen und unkritischen  $S_r$ , zeigt sich auch in der Entwicklung der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  und der Setzungsamplitude  $\Delta s$  in Abb. 162. Beim unkritischen  $S_r = 55\%$  erkennt man die kontinuierliche Zunahme von  $M_{sek}$  aufgrund der dynamischen Nachverdichtung der Bodenprobe. Auch die Setzungsamplitude befindet sich nach den ersten 30

Zyklen in einem konstanten Bereich von -1 mm. Bei den Versuchen mit  $S_r = 60\%$  und  $S_r = 70\%$  hingegen, kommt es nach 30 Zyklen zu einer signifikanten Reduktion der ermittelten Systemsteifigkeit und zu einer Zunahme der Setzungsamplitude zwischen -8 mm bis -12 mm.

### 7.5.5.2 Ergebnisse B2

Bei den Versuchen mit B2 reduzierte sich der kritische Wassergehalt  $w_{krit}$ , aufgrund der Impulsbelastung und den resultierenden Einbaudichten zu 13,5 % ( $S_r = 70\%$ ). In Abb. 163 sind die Setzungen bzw. Verformungen und die generierten PWP in Probenmitte, aufgrund der dynamischen Belastung und in Bezug auf die logarithmische Zyklenzahl  $\log N$ , ersichtlich. Betrachtet man nur den Verlauf der Setzungen, kommt es beim Versuch mit dem unkritischen Sättigungsgrad  $S_r = 60\%$  zu größeren Setzungen der GSP bzw. größeren Verformungen des GSP-Unterboden-Systems während der dynamischen Belastung, als für die Versuche mit dem kritischen  $S_r = 70\%$ .

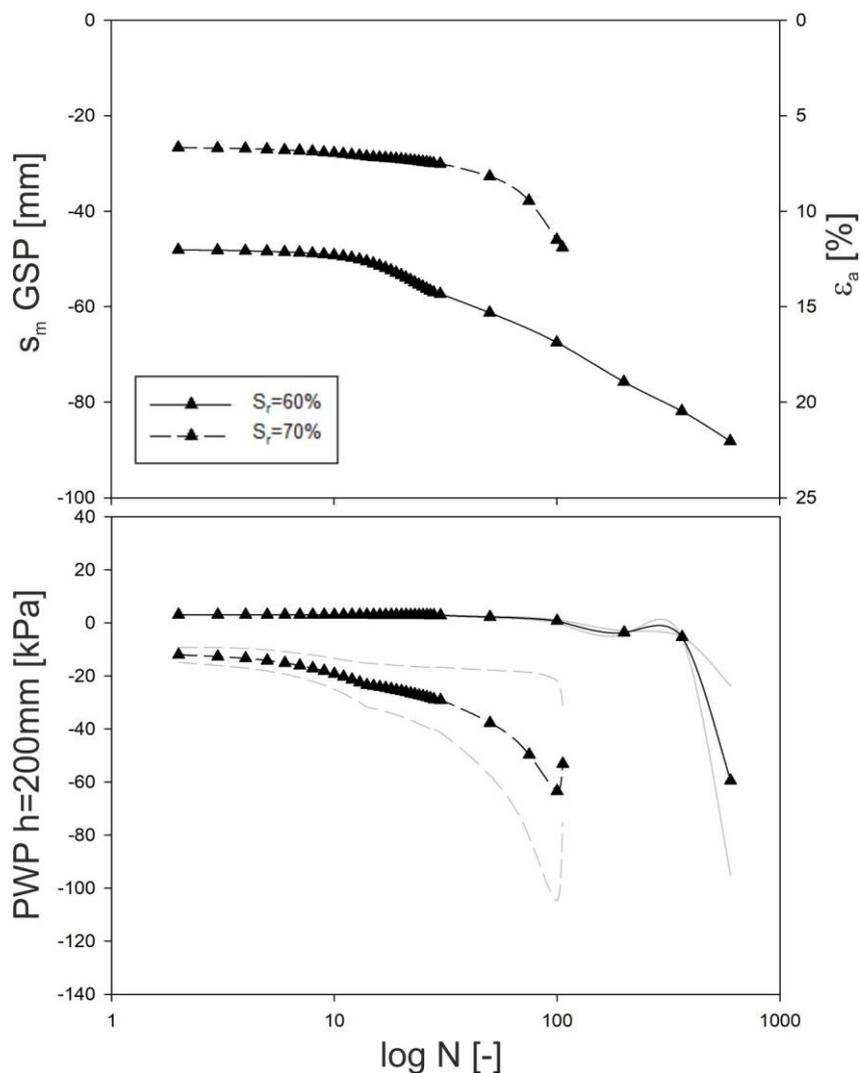


Abb. 163: Entwicklung der Setzungen und PWP aufgrund der dynamischen Impulsbelastung mit B2

Jedoch setzen sich hierbei die Verformungen aus einer Nachverdichtung der Bodenprobe und einer reinen Verdrängung von Material entlang der Zylinderwand zusammen. Der Versuch wurde nach 600 Zyklen abgebrochen, da wie in Abb. 159 verdrängtes Bodenmaterial über den Ringspalt Zylinderwand-GSP die OK der GSP erreicht hatte. Beim Ausbau konnte jedoch keine Verschmutzung der GSP festgestellt werden, somit wird der Sättigungsgrad von  $S_r = 60\%$  bzw. der zugehörige Wassergehalt  $w = 13,5\%$  als unkritisch eingestuft. Beim unkritischen  $S_r$  wird bis  $N = 500$  keine Generierung von Porenwasserüberdrücken gemessen, mit einer anschließenden plötzlichen Erhöhung von bis zu  $-90$  kPa. Beim Ausbau nach Versuchsende wurde jedoch eine Fehlfunktion des Tensiometers festgestellt. Somit können die Messwerte des Tensiometers für diesen Versuch nicht herangezogen werden.

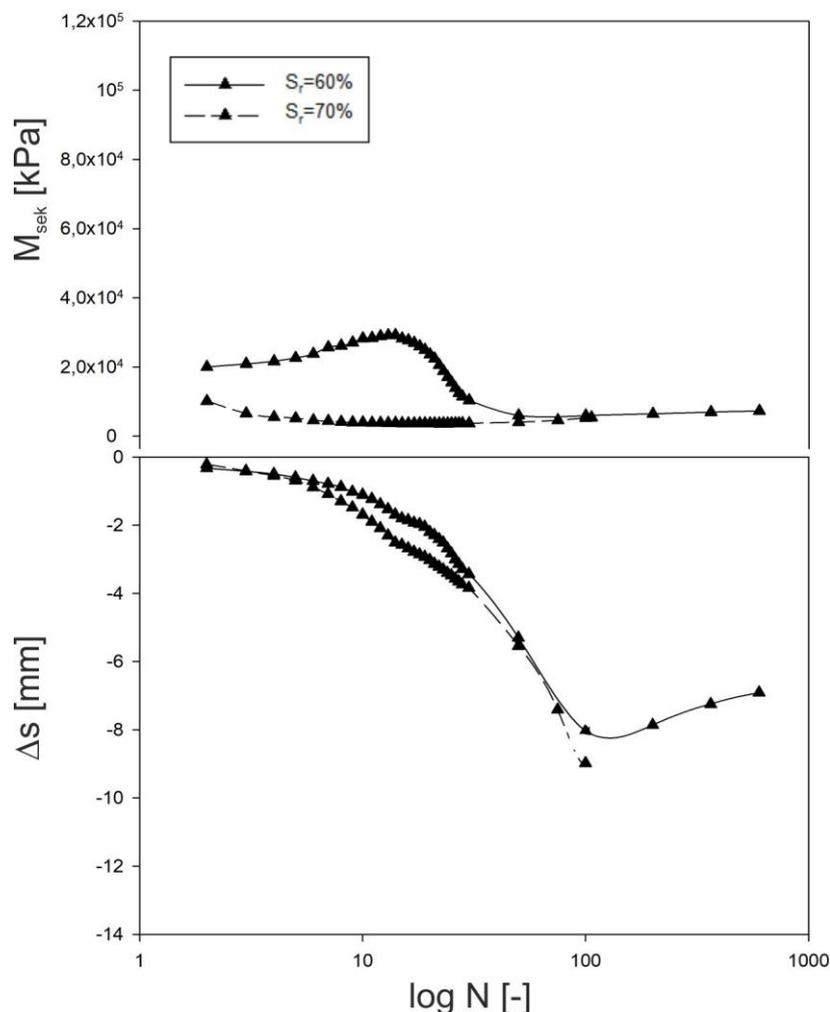


Abb. 164: Verlauf von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  während der dynamischen Impulsbelastung für B2

Beim Versuch mit dem kritischen  $S_r = 70\%$  kommt es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einem Versagen des GSP-Unterboden-Systems wie bei den Versuchen mit sinusförmiger Belastung. Auch kommt es zur Generierung von hohen Porenwasserüberdrücken bis  $-110$  kPa. Der Versagensmechanismus ist gleich wie bei den Versuchen mit B2 unter sinusförmiger Belastung. Der Versuch wurde nach 100 Zyklen abgebrochen, da auch hier verdrängtes Bodenmaterial über

den Ringspalt Zylinderwand - GSP die OK GSP erreicht hatte. Beim Ausbau wurde ein  $GSP_{poll} = 35\%$  festgestellt. Bei der Impulsbelastung und der damit verbundenen höheren Beschleunigung und axialen Belastung  $\Delta\sigma_{V,Zykl}$ , kommt es im Vergleich zu den Versuchen mit sinusförmiger Belastung, zu einer Reduzierung des kritischen Wassergehalts der Versuchsböden, um bei der vorliegenden Lagerungsdichte ein Versagen des GSP-Unterboden-Systems zu generieren. Bei B1 reduziert sich  $S_{r,krit}$  auf 60-70 % ( $w_{krit} = 13,5-15,9\%$ ) bis eine Aufhebung der Trennstabilität und eine Verschmutzung der GSP festgestellt wurde. Nach ca. 1000-1200 Zyklen wurde eine Verschmutzung von  $GSP_{poll} = 25-50\%$  erreicht. Die Suspensionsbildung ändert sich in Bezug auf die erreichte, weniger flüssige Konsistenz des Bodenmaterials durch die zyklische Aufweichung, wie bei den Versuchen mit B2 in 7.5.3. Bei den generierten PWP und der ermittelten Systemsteifigkeit kommt es zu keinem signifikanten Unterschied zu den Versuchen mit sinusförmiger Belastung. Jedoch gibt es einen Unterschied in der gemessenen Setzungsamplitude um den Faktor 3.

Bei den Versuchen mit B2 kommt es aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus, bei beiden untersuchten Wassergehalten zu einem Transport von Bodenmaterial zwischen GSP und Zylinderwand. Jedoch wurde bei  $w = 12,5\%$  keine Verschmutzung der GSP festgestellt. Somit wurde dieser Wassergehalt als unkritisch beurteilt. Dadurch reduzierte sich  $w_{krit}$  bei B2 auf 13,5 % im Vergleich zu den Versuchen mit sinusförmiger Belastung, da hier nach ca. 100 Zyklen eine Verschmutzung von  $GSP_{poll} = 35\%$  erreicht wurde. Aufgrund der Materialverdrängung bei beiden Versuchen konnte auch kein signifikanter Unterschied in der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  festgestellt werden. Jedoch gibt es einen Unterschied in der gemessenen Setzungsamplitude um den Faktor 2. Die kleinere Verformung des Versuchs mit  $w_{krit}$  im Gegensatz zum Versuch mit  $w = 12,5\%$  in Abb. 163 lässt sich darauf zurückführen, dass beim Versuch mit  $w_{krit}$  keine Probenhöhe von 400 mm erreicht werden konnte, da nicht mehr genügend Bodenmaterial vorhanden war. Durch die geringere Höhe von 380 mm anstatt 400 mm erfährt die Bodenprobe bei gleichbleibender Belastung eine geringere Verformung. Eine Zusammenfassung und Gegenüberstellung der Ergebnisse dieser Versuchsreihe ist in nachstehender Tab. 17 ersichtlich.

Tab. 17: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

		B1	B2
Sinus	$\rho_t$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,7	1,77-1,80
	$w_{krit}$ [%]	17,0	14,0-14,7
	$S_{r,krit}$ [%]	75	70-75
	N [-]	1700	100-650
	GSP <sub>poll</sub> [%]	80	25-50
Impuls	$\rho_t$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,7	1,8
	$w_{krit}$ [%]	13,5-15,7	13,5
	$S_{r,krit}$ [%]	60-70	70
	N [-]	1000-1200	100
	GSP <sub>poll</sub> [%]	25-50	35

## 7.6 Interpretation der Versuchsreihen 2 & 3

Auf den Bahnbetrieb bezogen, zeigen die Ergebnisse der Versuchsreihe 2 (= Versuche mit nahezu gesättigten Böden), dass es bei quasi gesättigten Bedingungen des Unterbodens, der z.B. durch einen länger andauernden „Vollinstau“ zufolge einer nicht funktionierenden Entwässerung und den daraus resultierenden (zunehmend) gesättigten Bedingungen, bei Unterböden wie B1 und B2 und den untersuchten Einbaudichten, bereits nach wenigen Überfahrten zu einer Generierung von Porenwasserüberdrücken und einer damit verbundenen Reduktion der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften kommt bzw. kommen würde. Dadurch ändert sich die Konsistenz des Unterbodens im Übergangsbereich zum Gleisschotter und aufgrund der damit verbundenen Aufhebung der Trennstabilität kommt es zu einer kontinuierlichen Gleisschotterverschmutzung mit Material aus dem Unterboden, sodass bereits nach wenigen (simulierten) Zugüberfahrten ein signifikanter Verschmutzungsgrad erreicht ist. Des Weiteren sind die sehr unterschiedlichen Ergebnisse aus den Versuchen mit Vorbelastung, für welche eine unterschiedliche und inhomogene Verteilung der Sättigung im Probenkörper als Ursache festgestellt werden konnte, ein weiterer Hinweis auf den signifikanten Einfluss des Sättigungsgrades von solchen Unterböden. Vor allem in Bezug darauf ob eine entstehende Gleisschotterverschmutzung kontinuierlich fortschreitet bis eine Verschmutzung auf der Gleisoberfläche sichtbar wird (sichtbare Schlammstelle) oder ob sich das System nach Erreichen einer gewissen Verschmutzungshöhe wieder stabilisiert. Wobei jedoch auch unter sich stabilisierenden Verhältnissen zufolge der bereits eingetretenen Verschmutzung des Gleisschotters, je nach Verschmutzungsgrad mit einer gewissen Änderung der

Steifigkeit des Schotterkörpers zu rechnen ist. Die Ergebnisse der Versuchsreihe 2 zeigen somit, dass bis zu einer gewissen Dichte des Unterbodens bei einer (zunehmenden) Sättigung in Richtung 100% jedenfalls von einer deutlichen Verschmutzung des Gleisschotters mit Unterbodenmaterial auszugehen ist. Der in der Versuchsreihe 2 beobachtete Verschmutzungsvorgang bzw. Verschmutzungsprozess kann dabei als Eindrücken der Schotterkörner in den sich unter dynamischer Belastung zunehmend aufweichenden Boden verstanden werden

Aus praktischer Sicht sind die in Versuchsreihe 2 durchgeführten Untersuchungen unterschiedlich zu gewichten. Jene Versuche die ohne dynamische Vorbelastung - bei noch niedrigerem Sättigungsgrad – also bei von Beginn an quasi gesättigten Verhältnissen durchgeführt wurden, sind theoretischer Natur, da auf einem von Natur aus gesättigten Boden (mit den hier untersuchten Eigenschaften) nicht ohne Verbesserungsmaßnahmen ein Gleiskörper aufgebaut werden würde. D.h. eine „sofortige“ dynamische Belastung durch eine Zugüberfahrt wird es für solche Randbedingungen kaum geben. Die durchgeführten Versuche mit einer dynamischen Vorbelastung, bevor der Sättigungsprozess initiiert wurde, sind jedoch sehr wohl von praktischer Relevanz. Durch den in der Vorbelastungsphase weniger gesättigten Boden folgt durch die simulierten Zugüberfahrten bzw. den tatsächlichen Bahnverkehr eine bestimmte Verdichtung des Unterbodens. Sodann in einer zweiten Phase erfolgt eine zunehmende Sättigung, z.B. durch eine nicht funktionierende Entwässerung und über in diesem Zusammenhang längere Zeit stehendes Oberflächenwasser.

Der Einfluss eines variierenden Sättigungsgrades für die untersuchten Böden wurde vertieft in Versuchsreihe 3 untersucht. Dabei konnte für die untersuchten Bodenarten unter den vorgegebenen Randbedingungen (wie z.B. der gewählten Einbaudichte) ein kritischer Sättigungsgrad zwischen  $S_r = 70\%$  und  $75\%$  ermittelt werden, bei dem ein Versagen festzustellen war. Damit konnte aufgezeigt werden, dass Verschmutzungsprozesse des Gleiskörpers bei Unterböden wie in den gegenständlichen Untersuchungen betrachtet, bei Sättigungsgraden deutlich unterhalb einer Vollsättigung beginnen bzw. auftreten können. Für Unterböden im Bahngleis bedeutet dies gleichermaßen, dass eine Aufhebung der Trennstabilität zwischen Gleisschotter und Unterboden bereits bei Sättigungsgraden deutlich unterhalb einer Vollsättigung möglich sind. D.h. dass bei Unterböden mit einer Korngrößenverteilung, wie sie den in diesen Studien verwendeten Böden ähnlich sind, der Aufrechterhaltung funktionstauglicher Entwässerungsmaßnahmen in der Gleisanlage eine besondere Bedeutung zukommt. In praktischer Hinsicht für den Bahnbetrieb spielt hierbei auch das zeitliche Intervall, mit dem eine nichtfunktionierende Drainage wieder instandgesetzt werden muss eine große Rolle, da bereits eine kritische Teilsättigung zum Beginn oder Fortschreiten einer Schotterverschmutzung führen kann. Ob und in welchem Ausmaß eine Verschmutzung voranschreitet, hängt sehr stark von der Konsistenz des zyklisch aufgeweichten Bodenmaterials ab. Diese Veränderung der Konsistenz ist nicht nur

von der Korngrößenverteilung, der ursprünglichen Lagerungsdichte und dem Wassergehalt des Bodens abhängig, sondern auch von den Parametern der dynamischen Belastung. So wurde bei den Versuchen mit Impulsbelastung (schlagende Beanspruchung) in Kap.7.5.5 eine weitere Reduzierung des kritischen Sättigungsgrades, ab dem es zu einem Versagen zwischen dem GSP-Versuchsboden-System gekommen ist, festgestellt. Dies bedeutet, dass wenn es entlang der Bahnstrecke – aus welchen Ursachen auch immer - bereits zu einer Hohllagenentwicklungen gekommen ist, diese Bereiche noch empfindlicher auf eine Erhöhung des Sättigungsgrades, in Bezug auf eine Aufhebung der Trennstabilität zwischen Gleisschotter und Unterboden, reagieren. Dies deckt sich auch mit den Erfahrungen der Bahnbetreiber und den Beobachtungen, dass es in Bereichen von Hohllagen verstärkt zu Entwicklungen von sichtbaren Schlammstellen kommt.

Im Zusammenhang der bisherigen Interpretation der Versuchsergebnisse ist auch noch einmal zu betonen, dass es bei den untersuchten Einbaudichten von  $1,7 \text{ g/cm}^3$  bzw.  $1,6 \text{ g/cm}^3$  und durch die dynamischen Lastsimulationen – auch bei unkritischen Wassergehalten - nur mehr zu einer geringfügigen Verdichtung auf einen Wert von ca.  $1,70 - 1,85 \text{ g/cm}^3$  gekommen ist. D.h. es ist davon auszugehen, dass es bei Böden, wie den in diesen Untersuchungen verwendeten, auch bei längerem Bahnbetrieb unter Lastgrößen wie den simulierten, zu keiner signifikant höheren Verdichtung kommen wird. Somit ist zu erwarten, dass es bei einer anschließenden Erhöhung des Sättigungsgrades – z.B. durch eine nicht mehr intakte Entwässerung des Bahnkörpers, trotz des Alters der Gleisanlage zu einer Verschmutzung des Schotterkörpers kommen kann – wie auch aus den durchgeführten Versuchen unter gewissen Randbedingungen zu erkennen ist.

Eine weitere Beobachtung aus den Versuchsreihen 2 und 3 war die Korrelation zwischen der gemessenen GSP-Setzung und der Entwicklung der Gleisschotterverschmutzung. Dabei war festzustellen, dass die Gleisschotterverschmutzung in erster Linie durch Verdrängungseffekte stattfindet, bei dem das aufgeweichte Unterbodenmaterial durch das Eindringen der Schotterkörner in den freien Porenraum des Gleisschotters gedrückt bzw. verdrängt wird. Saugeffekte, wie teilweise in der Literatur angeführt (Modell nach Takatoshi, 1997) und für ein Hochziehen des Feinkorns in den Gleisschotter verantwortlich wären, konnten aus den Beobachtungen und Messungen als Ursache nicht erkannt und nicht erklärt werden. Saugeffekte können aus Sicht des Autors eine gewisse Rolle spielen, wenn Wasser und Feinteile bei einem bereits hochgradig verschmutzten Gleisschotter, zwischen Schwelle und Schotter ausgepresst werden und somit eine sichtbare Schlammstelle gebildet wird (Abb. 165).

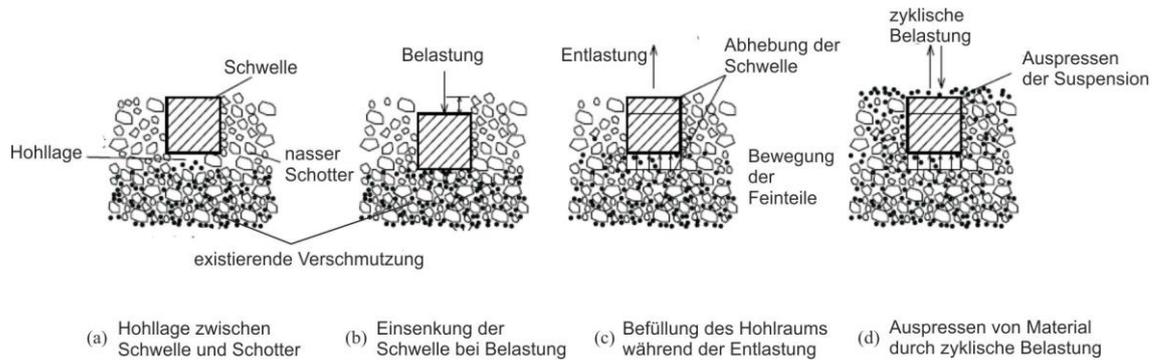


Abb. 165: Mechanismus für die Entstehung von Spritzstößen (nach Takatoshi, 1997; aus Nguyen & Indraratna, 2019)

Bei den Versuchsreihen in 7.4 und 7.5 konnte des Weiteren eine signifikante Änderung der Systemsteifigkeit ( $M_{sek}$ ) gezeigt werden, sobald es zu einem Versagen im Versuchsaufbau gekommen ist. Diese Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  beschreibt das Last-Verformungsverhalten des GSP-Versuchsboden-Systems während der dynamischen Beanspruchung bzw. Zugüberfahrt. Die Kennziffer  $M_{sek}$  bzw. deren Entwicklung über die Zeit, hat sich im Zuge der durchgeführten Versuche als signifikante Kenngröße – ermittelt aus Spannungs- und Dehnungsänderung während der jeweiligen Lastzyklen - zur Beurteilung des Systemverhaltens – insbesondere der Beurteilung beginnender Versagensmechanismen herauskristallisiert. Könnte bzw. kann diese Kennziffer über entsprechende Messtechnik an einem Messwagen über die Strecke ermittelt werden, kann über die zeitliche Änderung und örtliche Zuordnung dieser Größe eine sich entwickelnde Fehlstelle ev. frühzeitig detektiert werden.

## 7.7 Versuchsreihe 4

Wenn in einem Gleisquerschnitt die Entwässerung nicht mehr oder unzureichend funktioniert, kann sich z.B. durch Regenereignisse stehendes Oberflächenwasser in der Grenzschicht zwischen Gleisschotter und Unterboden bilden. Mit den vergangenen Versuchsreihen in dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass wenn sich z.B. durch ein solches Oberflächenwasser der Unterboden bis zu einem kritischen Verhältnis sättigt, es unter (dynamischer) Belastung zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Verschmutzung der GSP mit Bodenmaterial kommt bzw. kommen kann. Mit dieser Versuchsreihe soll untersucht werden, welchen Einfluss ein zu einem gewissen Zeitpunkt aufgebrachtes, freistehendes Oberflächenwasser diesbezüglich hat, wenn sich der vorbelastete Unterboden nicht in einem vollständig oder kritisch gesättigten Zustand befindet. Dabei sollen speziell folgende Fragen beantwortet werden:

- Kommt es durch die dynamische Belastung zu einer Suspensionsbildung zwischen den teilgesättigten Unterbodenmaterial und dem stehenden Oberflächenwasser, in Bezug auf die gewählte Einbaudichte?

- Wenn ja, wie findet der Materialtransport von Unterbodenmaterial in das stehende Oberflächenwasser statt und kommt es dadurch zu einer Verschmutzung der GSP?
- Kommt es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einem Versagen des GSP-Unterbodensystems? Welche Form von Versagen findet statt?

### 7.7.1 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung ähnelt den Versuchen in 7.4.3, jedoch wird nach einer Vorbelastung die Bodenprobe nicht von unten gesättigt, sondern ähnlich den Versuchen von Alobaidi & Hoare, 1994), eine definierte Menge an Wasser von oben durch die GSP eingefüllt. Konkret gliedert sich die Versuchsdurchführung in folgende Schritte:

- Trocknen der Versuchsböden im Ofen bei 105 °C
- Mischen der Versuchsböden mit  $w = 13,5 \%$
- Lagenweiser Einbau mit einer Trockenlagerungsdichte  $\rho_{t,1} = 1,7 \text{ g/cm}^3$
- Aufsetzen der GSP und Einbau in die Prüfkammer
- Installation der Messtechnik
- Start des Vorbelastungsprogramm
- Einfüllen von 1 Liter Wasser durch die GSP ( $\triangleq$  WSP von ca. 1-2 cm über OK Versuchsboden)
- Start der dynamischen Belastung

Das Vorbelastungsprogramm umfasst die monotone Laststeigerung, und eine anschließende dynamische Belastung von 4.000 Zyklen mit der Geschwindigkeit  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  (1,5 Hz), wie in Abb. 66a. Nach der Befüllung mit Wasser erfolgt ein sofortiger Neustart der dynamischen Belastung mit den gleichen Parametern der Vorbelastung.

### 7.7.2 Ergebnisse B1

In Abb. 166 ist der Setzungs- bzw. Verformungsverlauf aufgrund der dynamischen Vorbelastung ersichtlich. Man erkennt, dass nach 4000 Zyklen eine Setzung von -19,21 mm erreicht ist, was einer Verformung des GSP-Unterboden-Systems von 4,8 % entspricht.

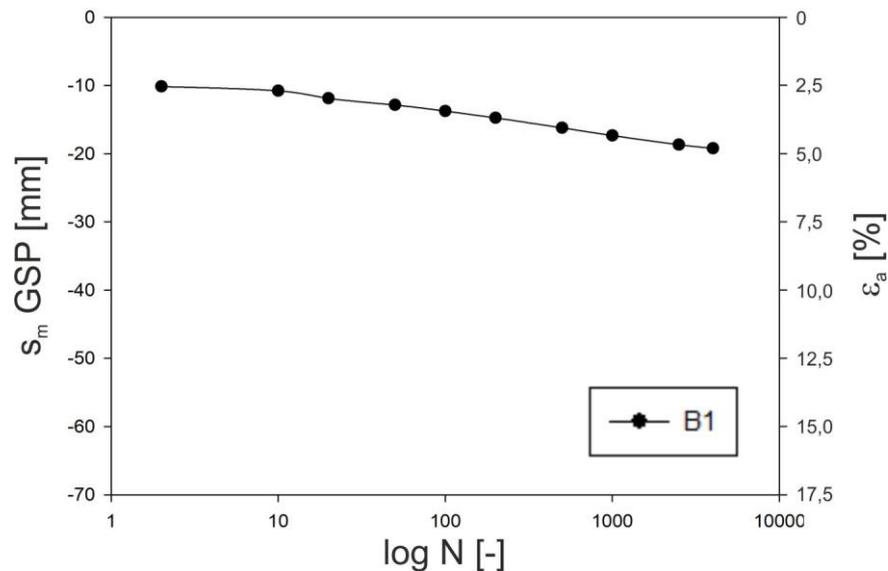


Abb. 166: Setzungsverlauf aufgrund der dynamischen Vorbelastung mit B1

Die anfängliche Setzung von ca. -10 mm ergibt sich aus der monotonen Laststeigerung. Dieser Verlauf ist ähnlich den Ergebnissen von Vorbelastungsversuchen aus Kap. 7.4.4 (Abb. 130), und zeigt eine Verformung aufgrund einer dynamischen Nachverdichtung des Versuchsbodens und einer geringen Eindringung der Schotterkorn-Spitzen (Abb. 167a).

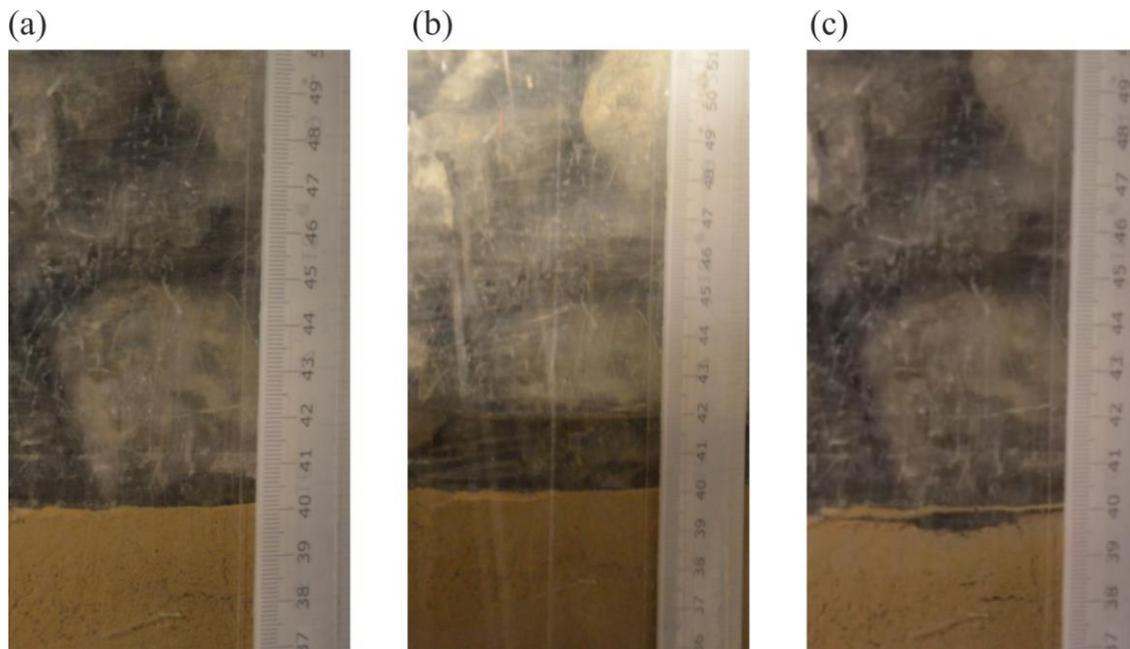


Abb. 167: Übergangsbereich GSP/Versuchsboden (a) nach der Vorbelastung, (b) nach der Befüllung mit 1 Liter Wasser, (c) versickertes Wasser nach 32.000 Zyklen

In Abb. 168 sind der Verlauf der Setzungen bzw. Verformungen und der gemessenen Porenwasserdrücke in Probenmitte, aufgrund der dynamischen Belastung und des stehenden Oberflächenwassers, ersichtlich. Man erkennt, dass es keine signifikante Zunahme der Setzungen bzw. Verformungen aufgrund des stehenden Oberflächenwassers gibt. Die gemessenen PWP bleiben im positiven Saugspannungsbereich und es kommt zu keiner Generierung von

Porenwasserüberdrücken. Unter diesen Randbedingungen kommt es auch zu keiner Suspensionsbildung, da nach Start der dynamischen Belastung, keine Vermischung von Feinteilen aus dem Versuchsboden mit dem Oberflächenwasser (Trübung) stattfindet (Abb. 167b). Vielmehr kommt es zu einer kontinuierlichen Versickerung des stehenden Oberflächenwassers in den Versuchsboden, bis nach ca. 32.000 Zyklen kein Wasser auf der OK der Bodenprobe sichtbar ist (Abb. 167c). Nach 100.000 Zyklen und nach 200.000 Zyklen wurde jeweils erneut 1 Liter Wasser in den Versuchszylinder eingebracht. Jedoch kam es auch hier zu einer jeweiligen kontinuierlichen Versickerung des Oberflächenwassers und zu keiner Suspensionsbildung oder Verschmutzung der GSP. Nach 300.000 Zyklen wurde der Versuch beendet.

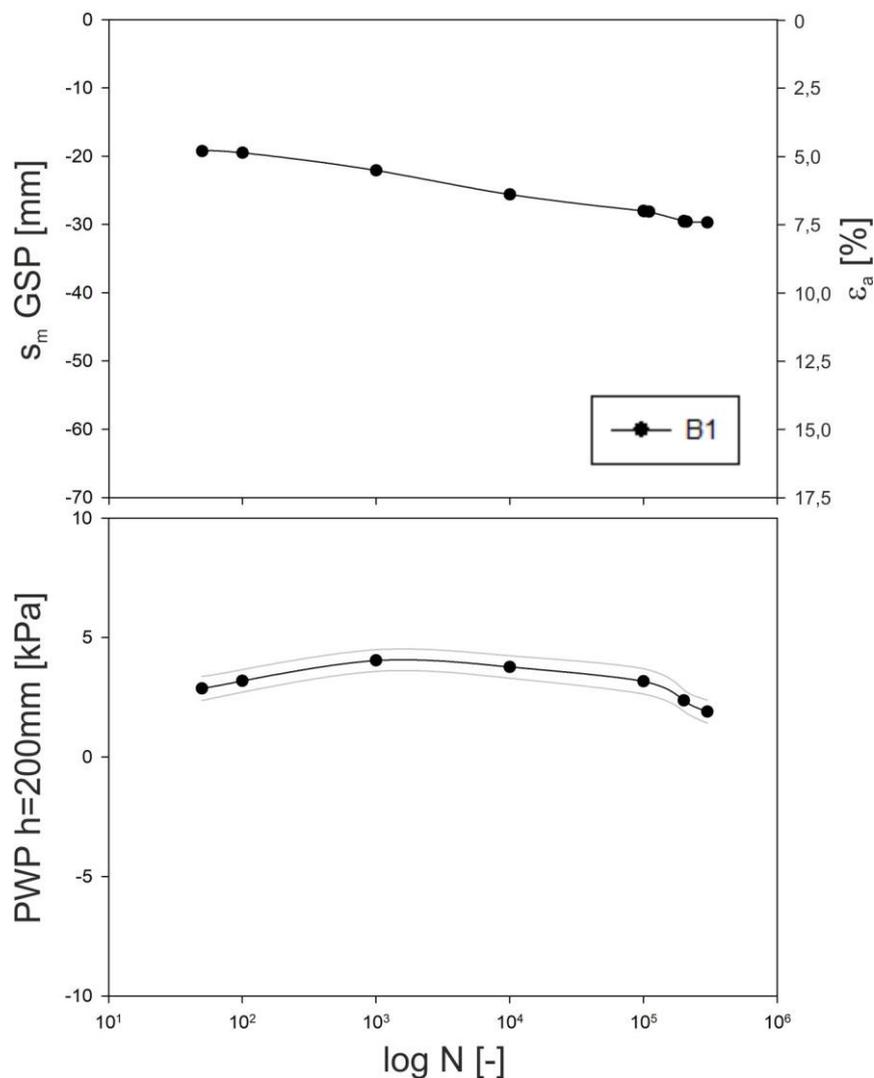


Abb. 168: Verlauf der Setzungen und der gemessenen PWP aufgrund der dynamischen Belastung und mit stehendem Oberflächenwasser (B1)

## 7.7.3 Ergebnisse B2

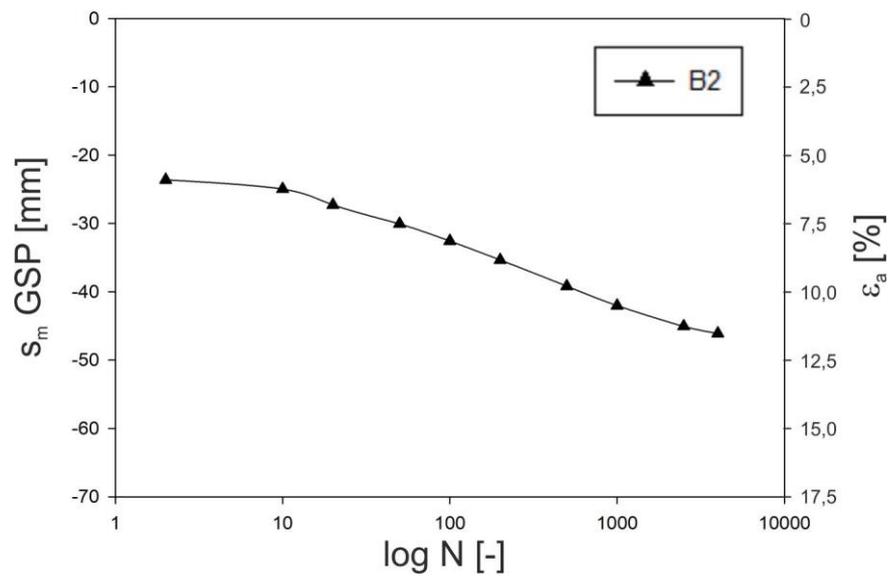


Abb. 169: Setzungsverlauf aufgrund der dynamischen Vorbelastung mit B2

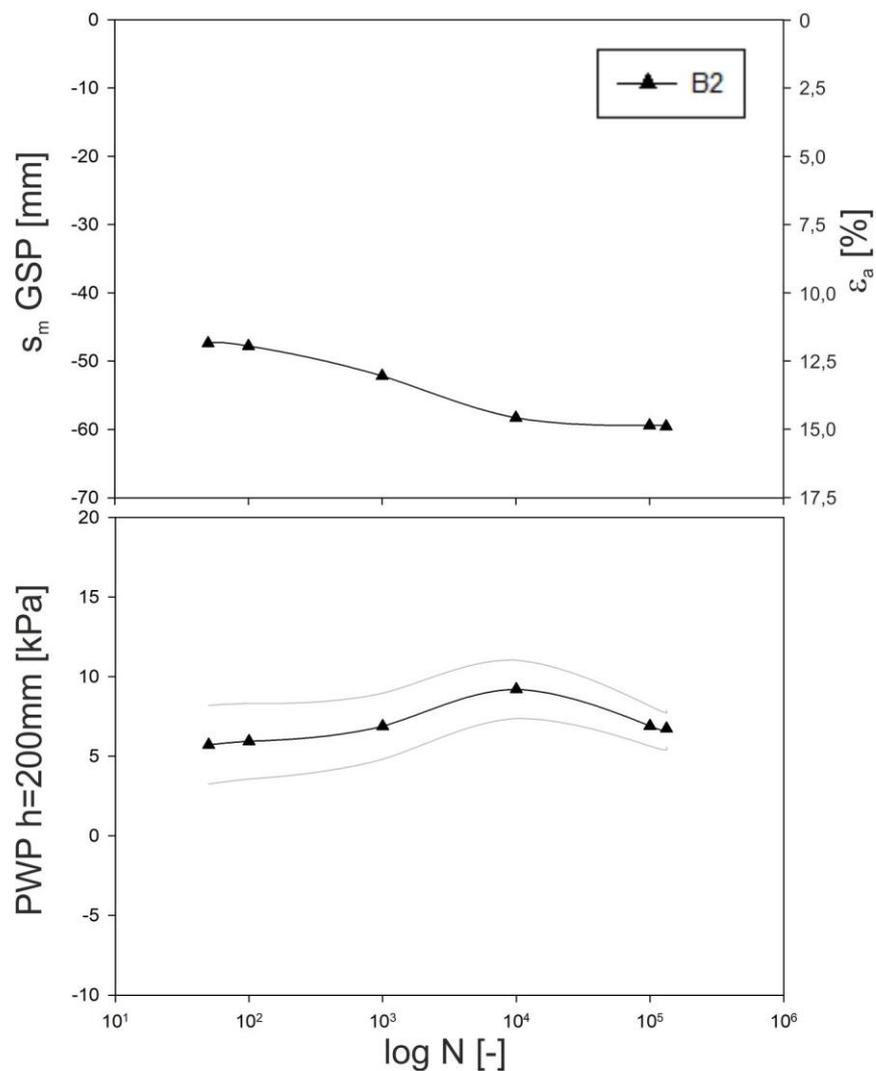


Abb. 170: Verlauf der Setzungen und der gemessenen PWP aufgrund der dynamischen Belastung und mit stehendem Oberflächenwasser (B2)

Abb. 169 zeigt den Setzungs- bzw. Verformungsverlauf aufgrund der dynamischen Vorbelastung für den Versuch mit B2. Nach 4000 Zyklen ist eine Setzung von -46,10 mm erreicht, was einer axialen Verformung von 11,5 % entspricht. Wie bei den Ergebnissen mit B1 ergeben sich auch hier die Verformungen aufgrund einer dynamischen Nachverdichtung des Versuchsbodens und einer geringen Eindringung der Schotterkorn-Spitzen, wie in Abb. 167a. Auch mit diesem Versuchsboden kommt es aufgrund des stehenden Oberflächenwassers zu keiner Suspensionsbildung im Bereich zwischen GSP und Unterboden während der dynamischen Belastung. Abb. 170 zeigt den Verlauf der Setzungen bzw. Verformungen und der gemessenen Porenwasserdrücke in Probenmitte, aufgrund der dynamischen Belastung und des stehenden Oberflächenwassers. Man erkennt, dass es auch hier zu keiner signifikanten Zunahme der Setzungen bzw. Verformungen, wie auch zu keiner Generierung von Porenwasserüberdrücken kommt. Im Unterschied zu den Versuchen mit B1, ist das Oberflächenwasser während der dynamischen Belastung nicht versickert, sondern unverändert auf der OK Versuchsboden stehen geblieben (Abb. 171).

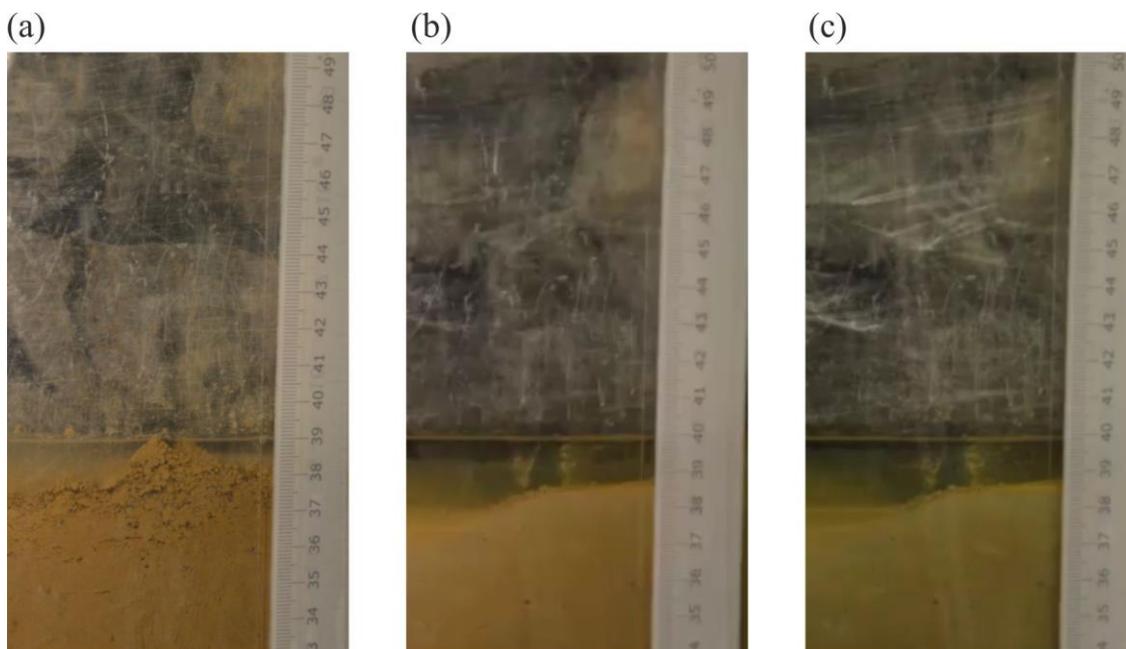


Abb. 171: Übergangsbereich GSP/Versuchsboden (a) nach der Befüllung mit 1 Liter Wasser, (b) nach 100.000 Zyklen, (c) nach 72 h quellen

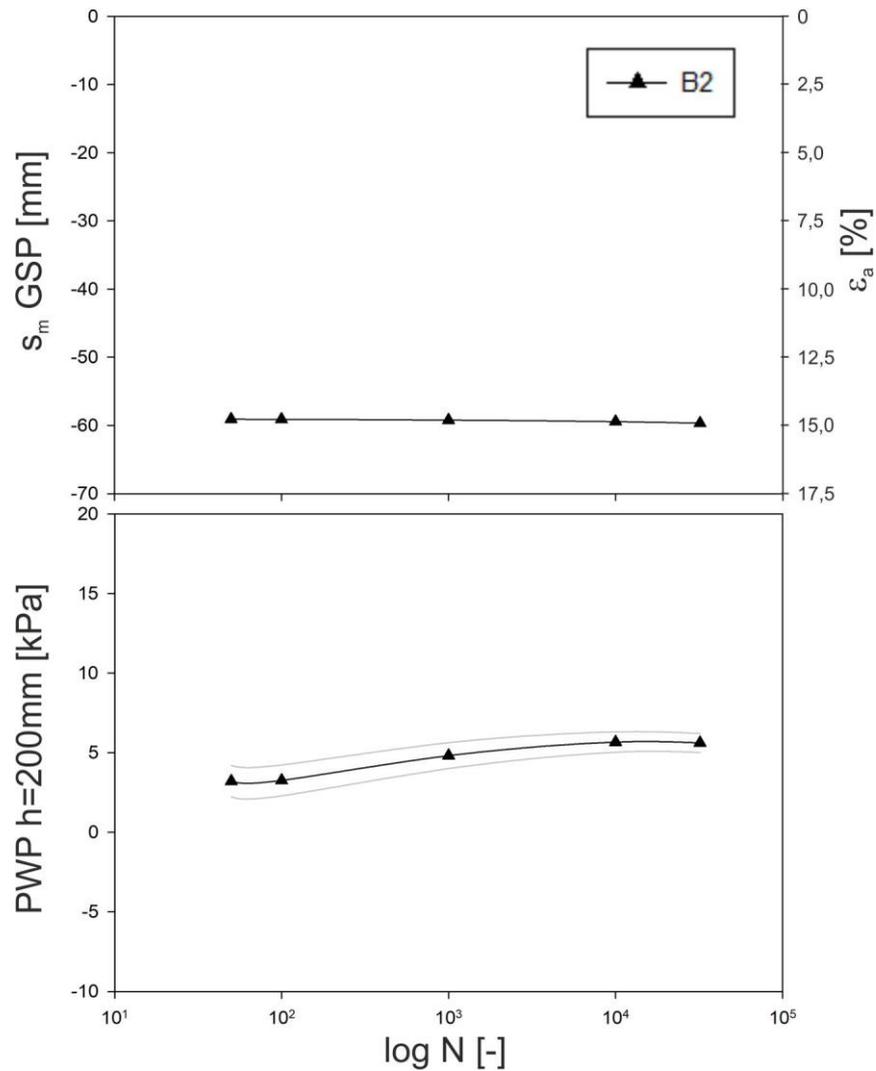


Abb. 172: Verlauf der Setzungen und der gemessenen PWP nach 72 h quellen

Aus diesem Grund wird nach 130.000 Zyklen die dynamische Belastung unterbrochen und unter Verhinderung einer Verdunstung, das Oberflächenwasser für 72 h auf der OK Versuchsboden stehen gelassen, um den Einfluss einer längeren Exposition mit stehendem Wasser zu untersuchen. Jedoch ist auch nach 72 h das Oberflächenwasser unverändert auf der OK Versuchsboden stehen geblieben (Abb. 171c). Auch nach dem Start der dynamischen Belastung kommt es, wie in Abb. 172 ersichtlich, zu keiner Änderung des Verhaltens vom GSP-Unterboden-System. Man erkennt, dass er zu keiner Zunahme der Verformungen und zu keiner Generierung von Porenwasserüberdrücken kommt. Der Versuch wird nach 32.000 Zyklen beendet.

#### 7.7.4 Diskussion der Ergebnisse und Erkenntnisse

Bei dieser Versuchsreihe kommt es bei beiden Versuchsböden unter den gewählten Randbedingungen, zu keiner Suspensionsbildung und zu keiner Aufhebung der Trennstabilität aufgrund des stehenden Oberflächenwassers. Sowohl beim Versuch mit B1, wie auch mit B2, kommt es aufgrund der dynamischen Belastung zu keiner Vermischung von Bodenmaterial mit dem Oberflächenwasser und somit

zu keinem Materialtransport von Feinteilen in die GSP. Die untersuchten Böden zeigten ein ähnliches Verhalten wie bei den Versuchen in 7.3, wo die Verformungen und Setzungen aufgrund einer dynamischen Nachverdichtung des Versuchsbodens und einer geringen Eindringung der Schotterkorn-Spitzen auftraten. Bei den Versuchen mit B1 kommt es zu einer Versickerung des Oberflächenwassers und somit zu einer Erhöhung des Wassergehalts, zumindest im oberen Bereich der Bodenprobe. Diese Erhöhung des Wassergehalts hatte jedoch keine derart kritische Erhöhung des Sättigungsgrades (über eine ausreichende Tiefe in der Bodenprobe) zur Folge, da es zu keiner Generierung von Porenwasserüberdrücken und zu keiner zyklischen Aufweichung des Bodenmaterials gekommen ist. Im Unterschied zum Versuch mit B1 ist es bei dem Versuch mit B2 aufgrund der geringeren Durchlässigkeit zu keiner Versickerung des Oberflächenwassers gekommen. Auch nach 72 h stehendem Wassers an der Oberfläche, konnte keine Veränderung des freien Wasserspiegels beobachtet werden, was wie erwähnt am höheren Schluffgehalt und der damit verbundenen sehr geringen teilgesättigten Durchlässigkeit von B2 zusammenhängt.

Aufgrund der Ergebnisse aus dieser Versuchsreihe kann davon ausgegangen werden, dass „kurzzeitig“ stehendes Oberflächenwasser im Bahngleis zu keiner Aufhebung der Trennstabilität und zu keiner Verschmutzung des Gleisschotters mit Feinteilen aus den Unterboden führt, solange der Wassergehalt (Sättigungsgrad) des Unterbodens nicht über eine größere Eindringtiefe auf einen kritischen Wert erhöht wird. Dies ist jedoch nicht nur von der Durchlässigkeit des Unterbodens, sondern auch von der Menge des stehenden bzw. zusickernden Wassers und vor allem der Einwirkungsdauer des freistehenden Oberflächenwassers auf den Unterboden, abhängig. Letztlich bedeutet die Zusammenführung der Ergebnisse dieser Versuchsreihe mit jenen zuvor, dass stehendes Wasser in Abhängigkeit des Unterbodens über eine „Mindestzeit“ an der Oberfläche stehen muss, damit es zu einer ausreichenden und ausreichend tiefen Sättigung der oberen Bodenschicht kommen kann, damit eine Verschmutzung des Schotterkörpers bzw. eine Auflösung der Trennstabilität zwischen Unterboden und Schotterkörper starten kann. Wie lange eine derartige Einwirkungsdauer von Oberflächenwasser nötig ist um solche Effekte wie in Versuchsreihe 2 und 3 zu generieren, ist stark von den Eigenschaften des Unterbodens und den variierenden Umwelteinflüssen abhängig. Dies wurde in der gegenständlichen Versuchsreihe jedoch nicht vertieft untersucht.

## **7.8 Ergänzungsversuche mit Tragschichtmaterial**

Mit diesem Versuch wird das Verhalten von einem Tragschichtmaterial (TSM) unter gesättigten Bedingungen und die Interaktion mit dynamisch belasteten Gleisschotter untersucht. Dazu soll ähnlich den Versuchen ohne Vorbelastung in Kap. 7.4 ein dynamischer Versuch im Versuchszylinder durchgeführt und speziell folgende Fragestellungen beantwortet werden:

- Wie verhält sich Tragschichtmaterial unter gesättigten Bedingungen und dynamischer Belastung?
- Kommt es zu einer Aufhebung der Trennstabilität zwischen der GSP und dem Tragschichtmaterial?
- Kommt es während der dynamischen Belastung zu einem Transport von Feinteilen aus dem Tragschichtmaterial in die GSP und somit zu einer Gleisschotterverschmutzung?

Bei Tragschichtmaterial handelt es sich um ein abgestuftes Gemisch aus natürlichen Gesteinen mit einer Körnung von 0/32 mm. Dabei soll das Gemisch laut ÖNORM EN 933-5 aus Brechsand und mindestens zwei Splittfraktionen, mit einem Feinanteil <0,02 mm von maximal 2 Masse-% bestehen. Bei dem in dieser Arbeit untersuchten TSM handelt es sich um ein Material für die maschinelle Untergrundsanierung wie in Abb. 14 in Kapitel 1.4. Um den Versuchszylinder aus Acrylglas während des Einbaus und der dynamischen Belastung nicht zu zerstören, wurde die Kornfraktion >16 mm aus dem TSM entfernt. Somit ergibt sich für diesen Versuch eine Korngrößenverteilung wie in Abb. 173.

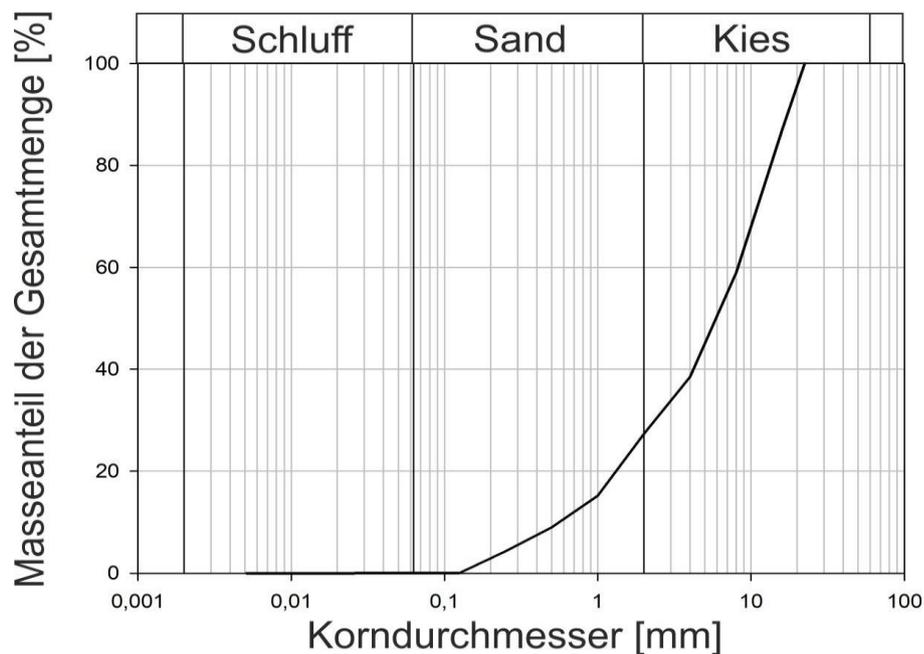


Abb. 173: Korngrößenverteilung des untersuchten Tragschichtmaterials

### 7.8.1 Versuchsdurchführung

Das TSM wird mit einem Wassergehalt von  $w = 10\%$  gemischt und mit der Methode, wie in Abb. 83, lagenweise in 20 mm-Schichten eingebaut und manuell verdichtet, bis eine Probenhöhe von  $h = 380$  mm und eine Trockeneinbaudichte von  $\rho_t = 2,0 \text{ g/cm}^3$  erreicht ist. Danach wird die GSP aufgesetzt und der Versuchszylinder in den Prüfstand eingebaut. Anschließend wird von unten durch die Basisplatte, ein Tensiometer bis auf eine Probenhöhe von  $h = 10$  mm vertikal

eingebaut. Hierbei ist zu erwähnen, dass ein horizontaler Einbau der Tensiometer in Probenmitte, wie bei den Versuchen mit den Versuchsböden B1 und B2, nicht möglich war, da bei dieser Kornverteilung eine Beschädigung der Sensoren während der dynamischen Belastung (z.B. abscheren des Schaftes) nicht ausgeschlossen werden konnte. Nach dem Einbau der Messtechnik wird die Probe von unten gesättigt, bis stehendes Wasser auf der OK Probe detektiert wird. Danach erfolgt die Belastung mit einer monotonen Laststeigerung und einer anschließenden dynamischen Belastung von  $V_1 = 100 \text{ km/h}$  (1,5 Hz), wie in Abb. 93. Die dynamische Belastung wird beendet, wenn (1) eine maximale Verschmutzung der GSP erreicht wird oder (2) es keine signifikante Zunahme der Verformungen gibt. Im Falle von (2) erfolgt nach Beendigung der dynamischen Belastung, eine weitere Sättigung der Probe von unten, bis sich ein freier WSP von 120 mm über OK Probe einstellt. Dies soll einen „Volleinstau“ eines Gleisabschnitts mit TSM simulieren. Anschließend erfolgt neuerlich ein Start der dynamischen Belastung mit der Geschwindigkeit  $V_1$ .

## 7.8.2 Ergebnisse

In Abb. 174 ist der Verlauf der Setzung und des Porenwasserdrucks während der monotonen Laststeigerung ersichtlich. Hierbei erreicht die Setzung der GSP einen Wert von -9,39 mm, was einer axialen Verformung von  $\varepsilon_a = 2,16 \%$  entspricht. Während der monotonen Laststeigerung kommt es zu keiner Generierung von Porenwasserüberdrücken. Die gemessenen PWP entsprechen den Werten der hydrostatischen Druckverteilung in der gesättigten Bodenprobe.

Abb. 175 zeigt die Spannungs-Verformung-Kurve aufgrund der monotonen Laststeigerung. Daraus lässt sich ein Wert für die Systemsteifigkeit bei Erstbelastung von ca.  $M_{\text{sek}} = 5350 \text{ kPa}$  ableiten.

In Abb. 176 ist der Verlauf der Setzung und des Porenwasserdrucks während der dynamischen Belastung ersichtlich. Man erkennt, dass es bereits ab  $N = 30$  zu keiner weiteren signifikanten Zunahme der Setzungen kommt. Bei den gemessenen PWP kommt es zwar bei jeder Lastspitze zu einer Generierung von negativen Porenwasserüberdrücke, diese werden jedoch mit jeder Entlastung in den positiven Saugspannungsbereich abgebaut, sodass sich ein mittlerer Wert von ca. -1,5 kPa einstellt.

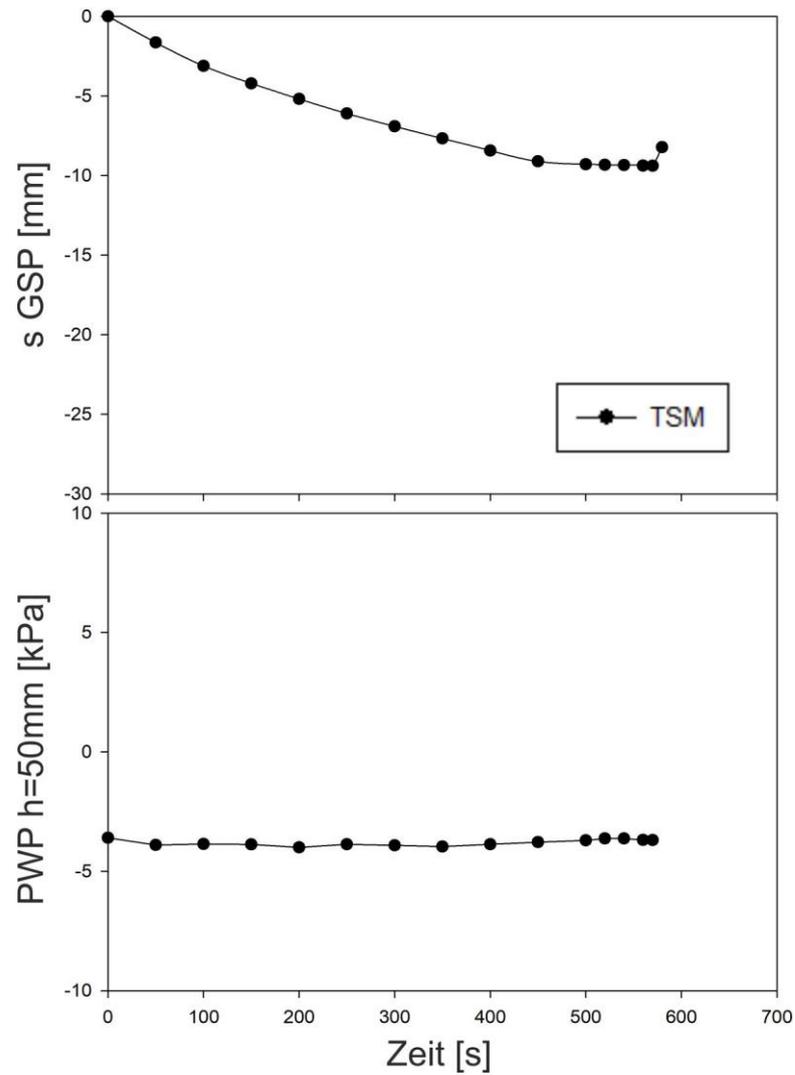


Abb. 174: Verlauf der Setzung und des PWP aufgrund der monotonen Laststeigerung

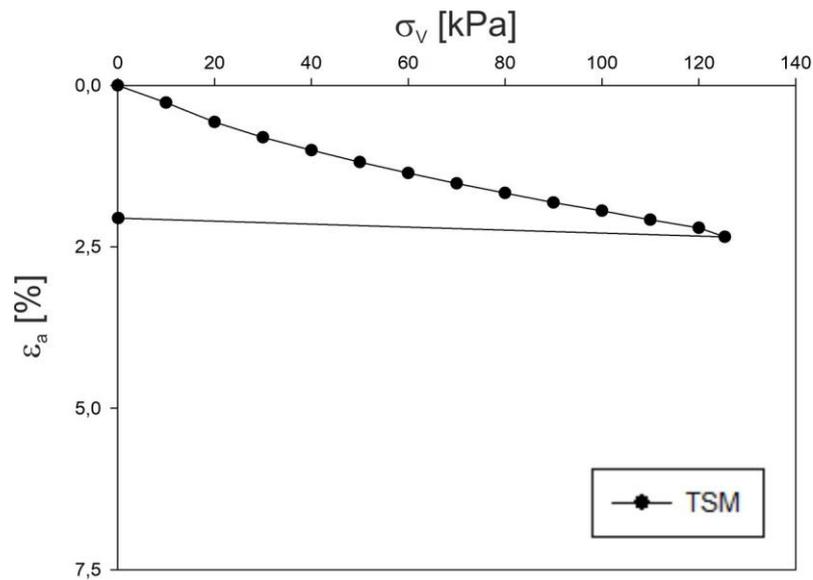


Abb. 175: Ergebnis der Spannungs-Verformungs-Kurve während der monotonen Laststeigerung

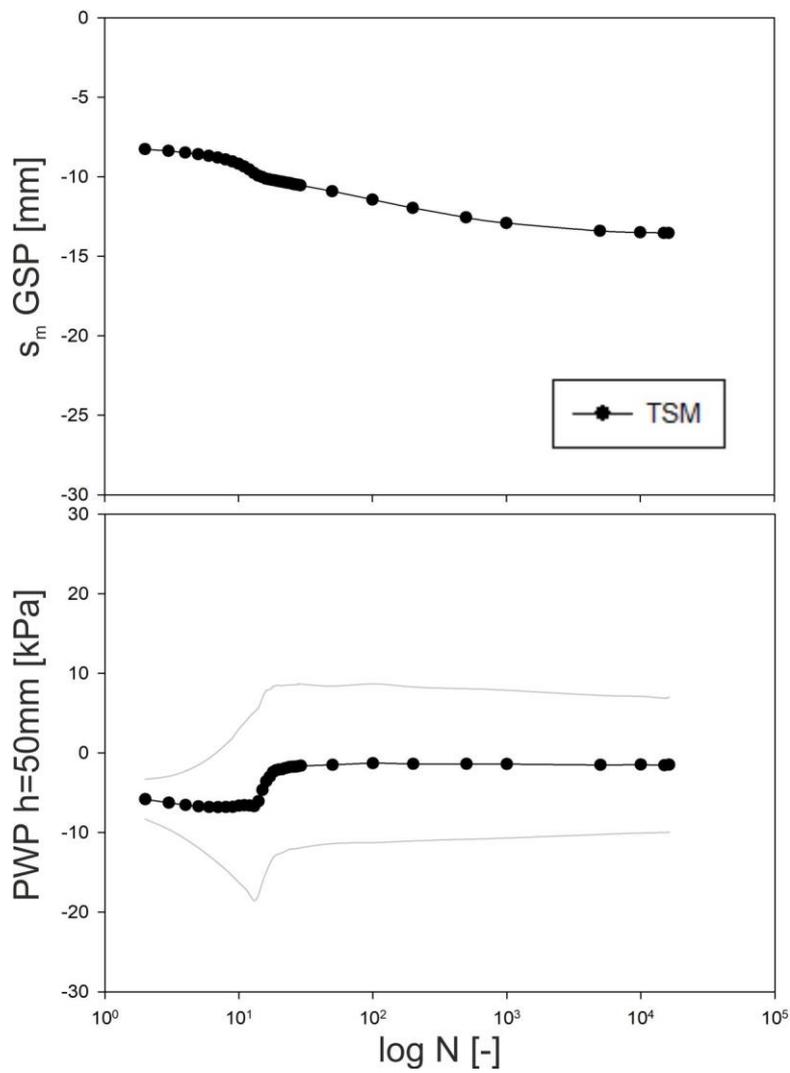


Abb. 176: Verlauf der Setzung und des PWP aufgrund der dynamischen Belastung

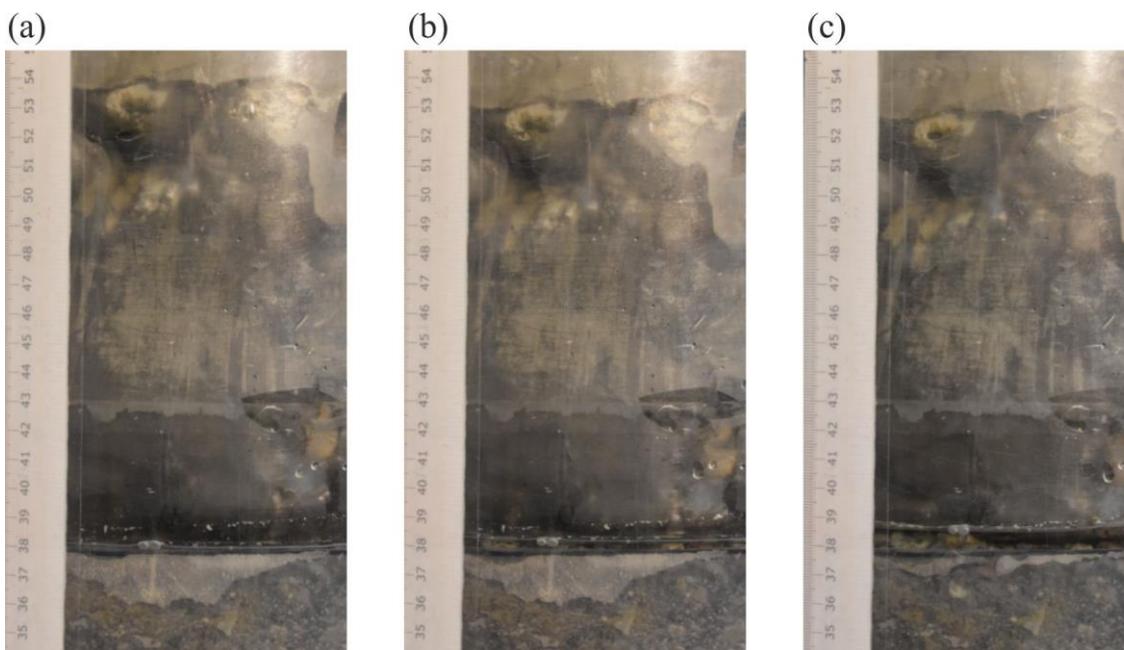


Abb. 177: Übergangsbereich GSP/Boden (a) vor monotonen Laststeigerung, (b) vor der dynamischen Belastung, (c) nach der dynamischen Belastung

Abb. 177 zeigt den Übergangsbereich zwischen GSP und der Bodenprobe. Hier ist ersichtlich, dass es aufgrund der monotonen Laststeigerung und der dynamischen Belastung zu keiner Suspensionsbildung und Aufhebung der Trennstabilität kommt. Die Setzungen und Verformungen ergeben sich aus einem geringen Eindringen der Schotterspitzen in die Oberfläche der Bodenprobe und einer dynamischen Nachverdichtung des TSM. Dies erkennt man auch an der kontinuierlichen Zunahme der Systemsteifigkeit  $M_{sek}$  und dem Verlauf der Setzungsamplitude  $\Delta s$  in Abb. 178.

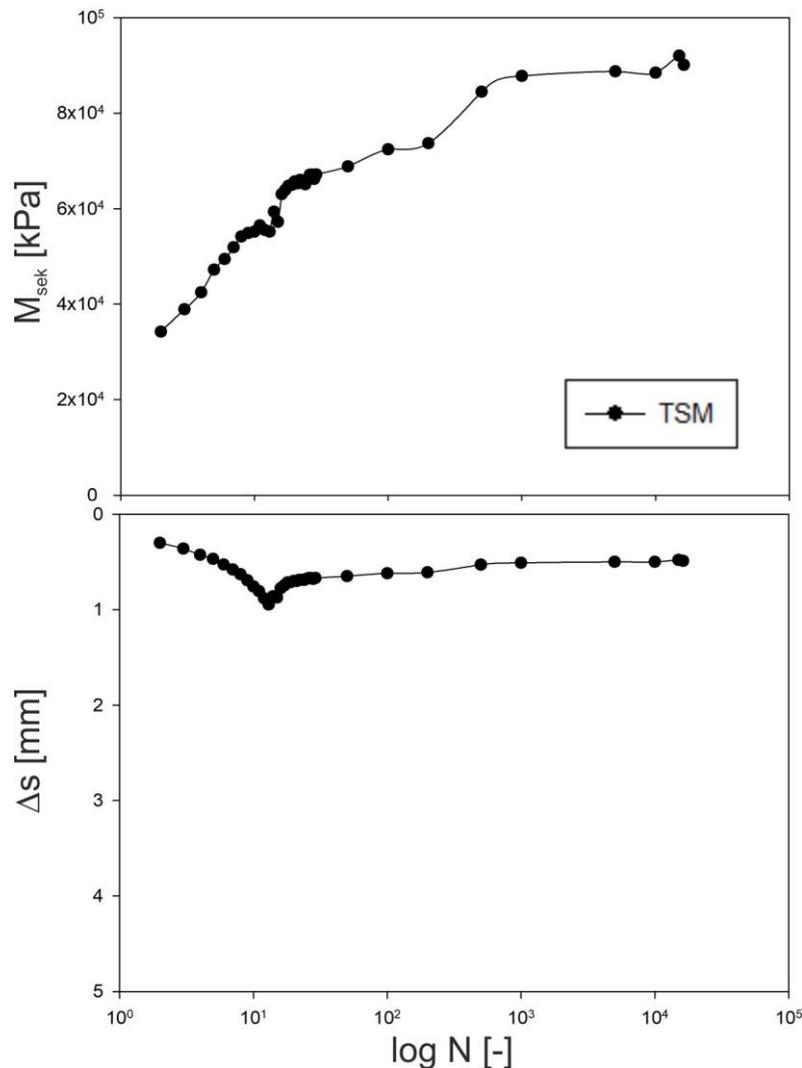


Abb. 178: Verlauf von  $M_{sek}$  und  $\Delta s$  aufgrund der dynamischen Belastung

Die dynamische Belastung wurde nach  $N = 16.250$  beendet und die Sättigung soweit fortgeführt, bis sich ein freier WSP von 120 mm über OK Probe einstellte (Abb. 179a). Jedoch kommt es auch unter diesen Bedingungen zu keiner Suspensionsbildung und Aufhebung der Trennstabilität bei dynamischer Belastung, wie in Abb. 179b ersichtlich ist. Es kommt auch zu keiner Zunahme der Setzungen oder Änderungen in der Entwicklung von Porenwasserdrücken (Abb. 180). Nach  $N = 2.500$  wurde auch dieser Versuch beendet.

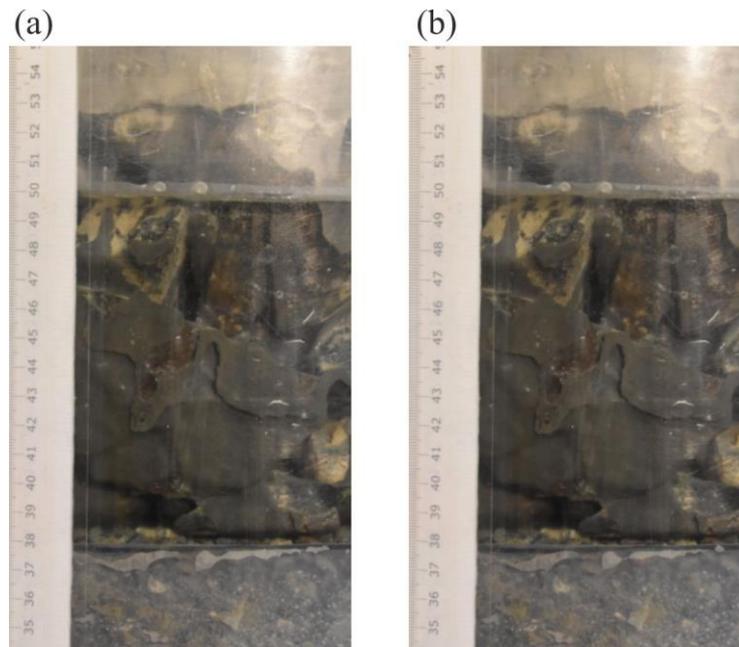


Abb. 179: Übergangsbereich GSP/Boden (a) nach der Sättigung, (b) nach Versuchsende

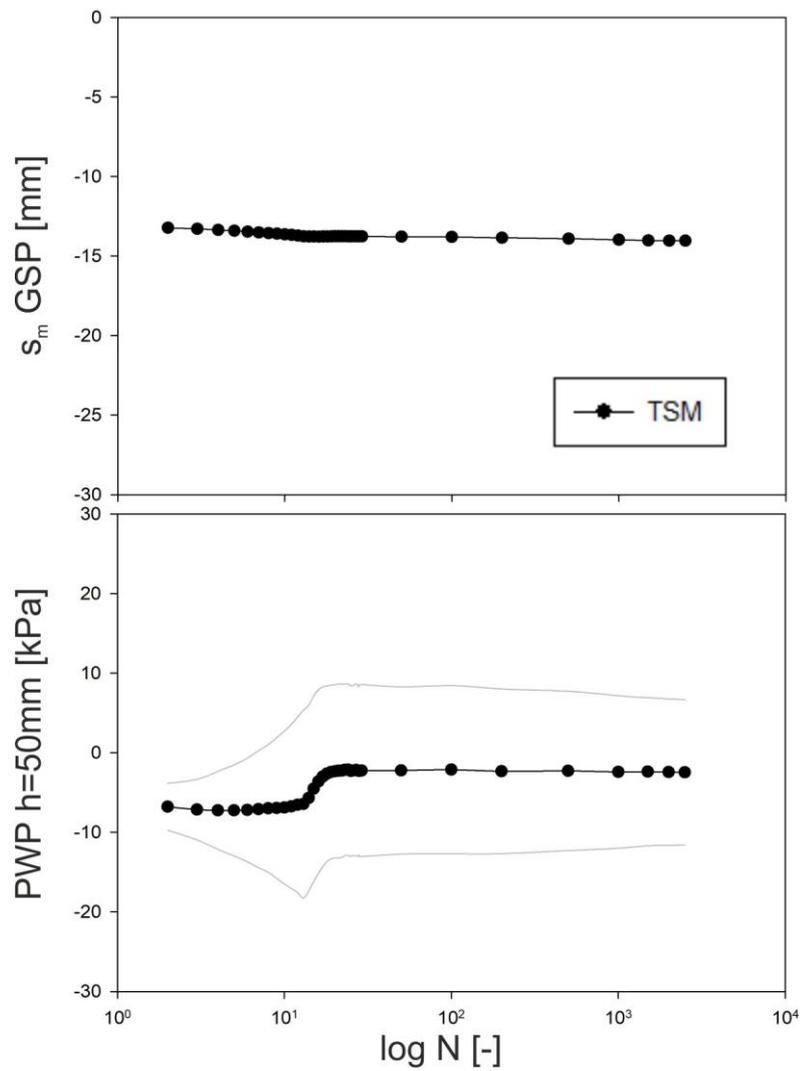


Abb. 180: Verlauf der Setzung und des PWP aufgrund der dynamischen Belastung nach der zusätzlichen Sättigung

### 7.8.3 Diskussion der Ergebnisse und Erkenntnisse

Bei diesem Versuchsaufbau und unter diesen Randbedingungen, hat Wasser keinen Einfluss auf die Interaktion zwischen dem Tragschichtmaterial und der GSP. Die während der Belastung aufgetretenen initialen Setzungen und Verformungen stammen aus einem geringen Eindringen der Schotterspitzen in die Oberfläche der Bodenprobe und einer geringen dynamischen Nachverdichtung des TSM. Es kommt zu keiner Aufhebung der Trennstabilität und zu keiner Vermischung von der GSP mit dem Tragschichtmaterial. Es findet auch keine Suspensionsbildung statt oder ein Feinteiltransport aus dem Bodenmaterial in die GSP.

Somit deuten diese Versuchsergebnisse darauf hin, dass es zu keiner Gleisschotterverschmutzung mit Tragschichtmaterialien kommt auch wenn der Gleisabschnitt vollständig mit Wasser gesättigt ist. Es ist explizit darauf hinzuweisen, dass die durchgeführten Versuche die reine Interaktion zwischen Tragschichtmaterial und dem Gleisschotter untersuchten. Eine Aussage wie sich ein gesättigter Aufbau aus Unterboden, Tragschicht und Gleisschotterpaket verhalten würde, kann aufgrund dieser Versuchsreihe nicht getroffen werden.

## 8 Resümee und Ausblick

Motiviert durch die Problemstellungen der Bahnbetreiber aus dem DACH-Raum, befasste sich die gegenständliche Arbeit mit der Untersuchung vom Entstehen sogenannter „Mud-Pumping“ Fehlstellen. Bei diesen Fehlstellen kommt es zu einer Verschmutzung des Gleisschotters mit Feinteilen, welche verschiedenen Ursprungs sein können. Der Fokus dieser Arbeit lag auf der Entstehung solcher Gleisschotterverschmutzungen mit Feinteilen aus Sand-Schluff-dominierten Unterböden bei konventioneller Bauweise, d.h. wenn das Gleisschotterpaket direkt auf dem natürlich gewachsenen Unterboden aufliegt. Von einer derartigen Verschmutzung mit Feinteilen aus dem Unterboden wird gesprochen, wenn eine Vermischung von Gleisschotter und Unterboden stattfindet, was als Aufhebung der Trennstabilität bezeichnet wird.

Um diese Trennstabilität zwischen Gleisschotter und verschiedenen Unterböden zu untersuchen, wurden in der gegenständlichen Arbeit neben einem ausgedehnten Literaturstudium, physikalische Laborversuche durchgeführt. Dafür wurden in einem Versuchszylinder verschiedene Bodenproben, mit einer darüber liegenden Gleisschotterplatte (GSP) eingebaut und unter verschiedenen Randbedingungen dynamisch belastet. Es wurde untersucht, unter welchen Bedingungen es zu einer Aufhebung der Trennstabilität und zu einer Verschmutzung der GSP gekommen ist. Aufgrund der Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen werden die in Kap. 2 definierten Forschungsfragen folgend beantwortet und diskutiert:

- **Einfluss von stehendem Oberflächenwasser als Folge einer nichtfunktionierenden Entwässerung**

Die Ergebnisse dieser Arbeit decken sich mit den Erkenntnissen aus der Literatur (z.B Sauer & Monismith, 1968; Castro & Poulos, 1977; Li & Selig, 1994a; Selig & Waters, 1994; Duong *et al.*, 2014) und lassen darauf schließen, dass der Sättigungsgrad bzw. Wassergehalt in Kombination mit der Korngrößenverteilung und Lagerungsdichte der untersuchten Böden der maßgebliche Faktor für das Verhalten in Bezug auf die Trennstabilität ist. Unter nahezu gesättigten Bedingungen kommt es bei beiden in dieser Arbeit vertieft untersuchten Bodenarten bei der betrachteten (Einbau-) Lagerungsdichte zu einem Versagen und einer vollständigen Verschmutzung der GSP. Auch für den teilgesättigten Zustand konnte mit den Untersuchungen gezeigt werden (Kap.7.4 & Kap.7.5), dass es bei beiden Böden unter Berücksichtigung der gewählten Einbau-Lagerungsdichte, ab einem kritischen Sättigungsgrad zwischen  $S_r = 70-75 \%$ , zu einem Versagen unter den applizierten dynamischen Belastungen kommt. Des Weiteren reduzierte sich dieser kritische Sättigungsgrad bei den Versuchen in denen eine „schlagende Belastung“ simuliert wurde, wie dies z.B. aufgrund einer Hohllage im Bahnkörper auftritt. Derartige Lastbilder äußern sich durch eine höhere Beschleunigung und eine höhere Amplitude der Vertikalbelastung (Kap.7.5.5). Aufgrund der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse hat eine

funktionierende Entwässerung maßgeblichen Einfluss auf die Trennstabilität zwischen Gleisschotter und Unterboden. Mit den Untersuchungen konnte jedoch auch gezeigt werden, dass kurzfristig stehendes Oberflächenwasser keinen signifikanten Einfluss auf die Trennstabilität hat, wenn der Unterboden nicht kritisch gesättigt ist (Kap.7.7). Somit spielt eine zeitnahe Wiederinstandsetzung der Entwässerung eine signifikante Rolle, um eine Erhöhung des Sättigungsgrades von Unterböden zu verhindern und die Bildung von Fehlstellen zu vermeiden. Eine zeitliche Empfehlung für ein Wartungsintervall, kann aufgrund der Versuchsergebnisse nicht gegeben werden, da die Erhöhung des Sättigungsgrades von Unterböden von vielen Faktoren, wie z.B. der Durchlässigkeit der Böden, Dauer der Exposition mit Wasser, Sättigungsdruck, etc. abhängt und dies im zeitlichen Rahmen dieser Arbeit nicht im Detail untersucht werden konnte. Jedoch zeigen die Versuchsergebnisse eindeutig, dass die Entwässerung als kritischer Bauteil von Bahngleisen zu betrachten ist, auf welchem bezüglich Überprüfung und Instandhaltung eine besondere Aufmerksamkeit gelegt werden muss.

- **Welche Bodenarten sind gefährdet**

In dieser Arbeit sind vertieft zwei unterschiedliche Sand-Schluff-Gemische und für Einzelversuche noch eine dritte sand-schluff dominierte Bodenart mit Fehlkorn betrachtet worden. Bei beiden vertieft untersuchten Bodenarten ist es unter gewissen Randbedingungen zu einem Versagen, d.h. einem Verlust der Trennstabilität gekommen (siehe Ergebnisse Versuchsreihe 2 & 3 in Kap. 7.4 & Kap.7.5). Anzumerken ist, dass die beiden gewählten Bodenarten eine gewisse Bandbreite an natürlich vorkommenden Böden abdecken (siehe Kap. 7.1), womit die in dieser Arbeit gewonnenen, grundlegenden Erkenntnisse auch auf eine breitere Gruppe von Böden übertragen werden kann. Aufgrund der dynamischen Belastung kommt es beim Sand-dominierten Versuchsboden (B1) unter den gewählten Randbedingungen ( $\rho_t = 1,7 - 1,75 \text{ g/cm}^3$  und  $S_r = 70 - \text{max. \%}$ ) zu einer zyklischen Aufweichung und einer damit verbundenen Konsistenzänderung in einen sehr weichen (bei  $S_r = \text{max.}$  in Kap.7.4.2 bis teilweise flüssigen) Zustand. Dies deckt sich auch mit den Erkenntnissen aus der Literatur (siehe Kap.3.4.1), dass sandige Böden unter dynamischer Belastung eher zu einer Verflüssigung neigen. Inwieweit es lokal – beispielsweise im Kontaktbereich Schotterkorn – Unterboden - tatsächlich zu einer Verflüssigung (effektiven Spannungen werden zu Null) gekommen ist, kann nicht beurteilt werden, da es im Versuchsaufbau nicht möglich war den lokalen (Spannungs-)Zustand der Bodenprobe z.B. unterhalb von einzelnen Schotterkörnern zu bestimmen. Beim Schluff-dominierten Versuchsboden (B2) bedingt die zyklische Aufweichung im Versagensfall eine Konsistenzänderung in einen aufgeweichten Zustand, was auf den höheren Schluffanteil zurückzuführen ist. Das Verhalten der unterschiedlichen Versuchsböden stimmt mit den Untersuchungen von Boulanger & Idriss, 2006 überein, welche Schluffböden anhand der Reduzierung der effektiven Spannungen, in ein toniges und sandiges Verhalten einteilen (Abb. 29 in Kap. 3.4.3). Aufgrund der Ergebnisse dieser Arbeit und auch der Bandbreite an untersuchten Böden aus

der Literatur (siehe Abb. 70) zu dieser Thematik, ist eine Beurteilung der Gefährdung von „Mud-Pumping“ alleine über die Korngrößenverteilung von Unterböden, nicht ausreichend. Neben der Korngrößenverteilung der einzelnen Böden ist vor allem der Zustand (Lagerungsdichte, Porenraum, Wassergehalt) in welchen diese Böden vorliegen und wie sich dieser Zustand über die Zeit verändert, entscheidend (siehe Tab. 2 in Kap. 3.3). Es bedarf jedoch weiterer Forschungstätigkeiten um weitere Bodenarten auf ihr Verhalten in Bezug auf die Trennstabilität zu untersuchen. Durch die Untersuchungen an Tragschichtmaterial (Kap.7.8) kann jedoch davon ausgegangen werden, dass es bei „Unterböden“ im Kies-Bereich zu keinen Problemen mit der Trennstabilität kommt, da die generierten Porenwasserüberdrücken nicht ausreichend groß werden, um eine maßgebliche Reduktion der Festigkeit und Steifigkeit zu verursachen.

- **Einfluss von zyklischen/periodischen Belastungen**

Mit dieser Fragestellung sollte darauf eingegangen werden, wie sich die im Bahnbetrieb vorkommenden Belastungspausen zwischen den einzelnen Zugüberfahrten auf die Thematik auswirken. Bei den durchgeführten Versuchen fand unter den als kritisch zu betrachtenden Randbedingungen bereits nach sehr wenigen Lastwechseln (im niedrigen zweistelligen bis dreistelligen Bereich) eine Akkumulation von Porenwasserüberdrücken statt, welche in einem Bereich lagen, bei dem die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der betrachteten Böden signifikant verringert wurden. Dies bedeutet, dass sich nach derzeitigen Erkenntnisstand bei kritischen Untergrundbedingungen schon einzelne Zugüberfahrten im Hinblick auf die Initiierung bzw. Verstärkung von Verschmutzungseffekten als problematisch erweisen können.

Eine weitere Erkenntnis der Versuche in dieser Arbeit war, dass der Verschmutzungsverlauf in der GSP mit dem Setzungsverlauf der GSP gut korrelierte, wobei vor allem Verdrängungsprozesse von aufgeweichten Bodenmaterial in den freien Porenraum des Gleisschotters, als Verschmutzungsmechanismus zu beobachten war. Dies bedeutet, dass das Erreichen einer Verschmutzungsfrente mit Feinteilen nur aus den Unterböden bis zum Schwellenbereich, mit signifikanten (differentiellen) Setzungen des Gleiskörpers über die Zeit und einer massiven Verschlechterung der Gleislage verbunden wäre bzw. ist (sofern nicht zwischenzeitliche Nachstopfarbeiten einen gewissen Ausgleich schaffen). Dieser Umstand untermauert die Ergebnisse der Untersuchungen von Selig & Waters, (1994), wonach die Bildung einer sichtbaren Schlammstelle aufgrund einer Gleisschotterverschmutzung mit Feinteilen aus dem Unterboden deutlich seltener vorkommen (ca. 3 % der untersuchten Schotterproben) als aufgrund einer Verschmutzung mit Feinteilen aus z.B. Schotter- und Schwellenabrieb (ca. 76 % der untersuchten Schotterproben).

In praktischer Hinsicht ist hierzu anzumerken, dass stark verschmutzte Gleisschotterkörper oftmals mehrere Ursachen bzw. „Lieferanten“ für das die

Verschmutzung prägende Feinkorn haben. Dies u. A. auf folgende Gründe zurückzuführen ist:

Kommt es in lokalen Abschnitten des Gleises zu einem Trennstabilitätsproblem mit dem Unterboden und damit zusammenhängend zu einer Setzung des Gleiskörpers, kommt es zu verstärkten dynamischen Beanspruchungen des Schotterkörpers und damit zu einem verstärkten Kornabrieb und einer dadurch verstärkten Verschmutzung. Die daraus entstehenden Fehler in der Gleislage, werden i.A. mit „Stopfen“ saniert (Abb. 12). Jedoch können durch den Stopfvorgang bei einem lokal geschwächten Unterboden nicht nur sogenannte Schottersäcke erzeugt werden, was eine lokale Zerstörung des Unterbauplanums bewirkt und eine Entwässerung zusätzlich erschwert, sondern auch durch den zusätzlichen Eintrag von Schotterkörnern nach unten in den geschwächten Boden, eine zusätzliche Verdrängung des aufgeweichten Unterbodenmaterials nach oben in den Gleisschotter bewirken. Durch die Wiederholung solcher Vorgänge kann somit lokal, Bodenmaterial zunehmend bis in den Schwellenbereich gelangen. Dies würde bedeuten, dass mehrmaliges „Stopfen“ durchaus eine kontraproduktive Sanierungsmaßnahme sein kann, wenn Trennstabilitätsprobleme mit dem Unterboden die Ursache für Gleislagefehler sind.

In Kombination mit einem möglichen Kornbruch des Schotters ist weiter folgendes zu berücksichtigen: Bei den gesättigten Versuchen in dieser Arbeit (Kap. 7.4) wurden Setzungen der GSP zwischen 5-6 cm gemessen, bis eine Verschmutzungshöhe von 20 cm (in der Gleisschotterplatte) erreicht war (Abb. 125 & Abb. 128). Der Zusammenhang zwischen Setzung und Verschmutzungshöhe hängt neben der Konsistenz des aufgeweichten Materials auch von der Beschaffenheit des verfügbaren Porenraums des Gleisschotters ab. Bei einer (stark vereinfacht) angenommenen Volums-Konstanz des aufgeweichten Bodenmaterials, würde die Verschmutzungshöhe bei gleicher Setzung, mit geringer werdendem Porenraum des Gleisschotters, steigen. Somit wäre bei einem Gleisschotter mit bereits verkleinertem Porenraum durch Kornbruch, und Kornabrieb eine geringere Setzung nötig um eine ähnliche oder größere Verdrängung von Unterbodenmaterial zu generieren.

In Gleisabschnitten, wo bereits eine gewisse Verschmutzung mit Unterbodenmaterial stattgefunden hat, ist die Entwässerung über das Unterbauplanum und die Drainagefähigkeit des Gleisschotters eingeschränkt. Durch den dadurch bedingten erhöhten Wasser- und Feinkornanteil im verschmutzten Gleisschotter kann es im Winter zur verstärkten Frostbildung im Verschmutzungsmaterial kommen, was wiederum zu einer beschleunigten Schädigung des Gleiskörpers führen kann (Raymond, 1986; Aw, 2007)

Trennstabilitätsprobleme im Unterboden spielen vor allem als mögliche Initiatoren eine signifikante Rolle bei der Bildung von sichtbaren Mud Pumping-Fehlstellen. Dies obwohl die weitere Entwicklung der Verschmutzung des Gleiskörpers, wie zuvor ausgeführt, sodann zumeist in Verbindung mit einer zunehmenden Zerstörung des Schotterkorns durch erhöhte dynamische Belastungen zu verstehen

ist. D.h. die in dieser Arbeit untersuchten Probleme der Trennstabilität mit dem Unterboden, sind als der Auslöser für solche sichtbaren Schlammstellen zu verstehen.

Mit einem zeitgerechten Erfassen möglicher Schadstellen und dem rechtzeitigen Einleiten von geeigneten Maßnahmen kann die Nutzungsdauer von Gleisanlagen aus Sicht des Autors somit signifikant erhöht werden. Ein Parameter wäre der in dieser Arbeit betrachtete Sekantenmodul  $M_{sek}$ , der die Systemsteifigkeit zwischen dem Gleisschotter und dem Unterboden beschreibt. Dieser Sekantenmodul reduziert sich signifikant, wenn es zu einer Aufhebung der Trennstabilität kommt. Es bedarf jedoch weiterführender Forschungstätigkeiten, um die messtechnische Erfassung und Berücksichtigung zwischen diesem Modul und einer flächendeckenden Analyse und Bewertung des Gleiszustandes herzustellen. Ein interessanter Ansatz für weitere Untersuchungen wären großmaßstäbliche Modell-Versuche, bei dem die Interaktion des gesamten Oberbaus (Schiene, Schwelle, Schotter) mit dem Unterboden über einen längeren Streckenabschnitt betrachtet wird. Vor allem wie sich diese Interaktion ändert (Änderung der Einsenkungsamplitude, Änderung der Beanspruchung durch Hohllagenbildung, erhöhter Gleisschotterabrieb, etc), wenn der Unterboden in einem problematischen Zustand (Sättigungsgrad, Lagerungsdichte) in Bezug auf die Trennstabilität kommt. Eine Möglichkeit könnte sein, die Ergebnisse solcher Versuche mit der in Kap. 1.3.3 vorgestellten Fraktalanalyse der vertikalen Gleislage (Landgraf, 2016), oder die Ergebnisse der Untersuchungen von z.B. Rapp, (2017) zu korrelieren, um die Zustandserfassung von Gleisanlagen zu verbessern.

## 9 Literaturverzeichnis

- Airey, D.W. and Wood, D.M. (1987), “An Evaluation of Direct Simple Shear Tests on Clay”, *Géotechnique*, No. Vol. 37 (1), pp. 25–35.
- Alobaidi, I. and Hoare, D.J. (1994), “Factors affecting the pumping of fines at the subgrade subbase interface of highway pavements: A laboratory study”, *Geosynthetics International*, Vol. 1 No. 2, pp. 221–259.
- Alobaidi, I. and 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. and Hoare, D.J. (1998), “Qualitative criteria for anti-pumping geocomposites”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 16 No. 4, pp. 221–245.
- Al-Qadi, I.L., Xie, W., Roberts, R. and Leng, Z. (2010), “Data Analysis Techniques for GPR Used for Assessing Railroad Ballast in High Radio-Frequency Environment”, *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 136 No. 4, pp. 392–399.
- Al-Sanad, H. and Aggour, M.S. (1984), “Dynamic Soil Properties from Sinusoidal and Random Vibrations”, *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco*, No. Vol. 3, pp. 15–22.
- Andersen, K.H., Brown, S.F., Foss, I. and Pool, J.H. (1976), “Effect of cyclic loading on clay behaviour”, *NGI Publication*, No. No. 113.
- Anderson, D.G. (1974), “Dynamic modulus of cohesive soils”, Dissertation, University of Michigan, 1974.
- Anderson, W.F. and Fair, P. (2008), “Behavior of Railroad Ballast under Monotonic and Cyclic Loading”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 134 No. 3, pp. 316–327.
- Aw, E.S. (2007), “Low cost monitoring system to diagnose problematic rail bed: Case study at a mud pumping site”, Dissertation, MIT, Massachusetts, 2007.
- Ayres, D.J. (1986), “Geotextiles or geomembranes in track? British railways' experience”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 3 No. 2-3, pp. 129–142.
- Babir, O., Pistol, J., Kopf, F., Adam, D., Auer, F. and Antony, B. (2019), “Gleisstopfen: Modellierung der Stopfpickel- Schotterbett-Interaktion”, *Geotechnik, Zeitschrift für Bodenmechanik, Erd- und Grundbau, Felsmechanik, Ingenieurgeologie, Geokunststoffe, Umwelttechnik*, No. 4, pp. 219–227.

- Barksdale, R.D. (1975), "Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-Strain Properties of Pavement Materials", *Special Report 162. Transportation Research Board, Washington, DC.*
- Biot, M.A. (1956), "Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. II. Higher Frequency Range", *The Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 28 No. 2, pp. 179–191.
- Bishop, A.W. and Bjerrum, L. (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", *NGI Publication.*
- Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2006), "Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132 No. 11, pp. 1413–1426.
- Bray, J.D., Sancio, R.B., Reimer, M.F. and Durgunoglu, H.T. (2004), "Liquefaction Susceptibility of fine-grained soils", *Proceedings of the 11th International Conference On Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference On Earthquake Geotechnical Engineering, Berkley, USA*, pp. 655–662.
- Brown, S.F. (1974), "Repeated load testing of a granular material", *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 100 (7), pp. 825–841.
- Burns, B. and Ghataora, G.S. (2006), "Development and Testing of Geosand Composite Layers Using a Pumping Index Test", *Proceedings, Railway Foundations*, pp. 385–393.
- Castro, P. and Poulos, S.J. (1977), "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, No. Vol. 103 (6), pp. 501–516.
- Chawla, S. and Shahu, J.T. (2016), "Reinforcement and mud-pumping benefits of geosynthetics in railway tracks. Model tests", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 44 No. 3, pp. 366–380.
- Chu, D.B., Stewart, J.P., Youd, T.L. and Chu, B.L. (2006), "Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Near-Fault Regions during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. Vol. 132 (12), pp. 1549–1565.
- Cui, Y.-J., Duong, T.V., Tang, A.M., Dupla, J.-C., Calon, N. and Robinet, A. (2013), "Investigation of the hydro-mechanical behaviour of fouled ballast", *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, Vol. 14 No. 4, pp. 244–255.

- Culley, R.W. (1971), "Effect of Freeze-Thaw Cycling on Stress-Strain Characteristics and Volume Change of a Till Subjected to Repetitive Loading", *Canadian Geotechnical Journal*, No. Vol. 8 (3), pp. 359–371.
- Drumm, E.C., Boateng-Poku, Y. and Pierce, T.J. (1991), "Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Tests", *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 116 (5), pp. 774–789.
- Duncan J.M. (1994), "The role of advanced constitutive relations in practical applications.", *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 31–48.
- Duong, T.V., Cui, Y.-J., Tang, A.M., Dupla, J.-C., Canou, J., Calon, N. and Robinet, A. (2014), "Investigating the mud pumping and interlayer creation phenomena in railway sub-structure", *Engineering Geology*, Vol. 171, pp. 45–58.
- Duong, T.V., Tang, A.M., Cui, Y.-J., Trinh, V.N., Dupla, J.-C., Calon, N., Canou, J. and Robinet, A. (2013), "Effects of fines and water contents on the mechanical behavior of interlayer soil in ancient railway sub-structure", *Soils and Foundations*, Vol. 53 No. 6, pp. 868–878.
- Ebrahimi, A., Tinjum, J.M. and Edil, T.B. (2015), "Deformational behavior of fouled railway ballast", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 52 No. 3, pp. 344–355.
- Edil, T.B. and Motan, S.E. (1978), "Soil-Water Potential and Resilient Behavior of Subgrade Soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. Issue No. 705, pp. 54–63.
- Edris, E.Y. and Lytton, R.L. (1976), "Dynamic Properties of Subgrade Soils, Including Environmental Effects", *TTI-2-18-74-164-3. Texas Transportation Institute, A&M University, Texas*.
- Ekblad, J. (2008), "Statistical evaluation of resilient models characterizing coarse granular materials", *Materials and Structures*, Vol. 41 No. 3, pp. 509–525.
- Elfino, M.K. and Davidson, J.L. (1989), "Modeling Field Moisture in Resilient Moduli Testing. Resilient Moduli of Soils: Laboratory Conditions", *Geotechnical Special Publication No. 24, ASCE, New York*, pp. 31–51.
- EPRI (1993), "Guidelines for Determining Design Basis Ground Motion", *Electric Power Research Institute, Palo Alto, California*, 8.1-8.69.
- Esveld, C. (2001), *Modern railway track*, 2. ed., Delft, MRT-Productions.

- Feldman, F. and Nissen, D. (2002), "Alternative testing method for the measurement of ballast fouling: percentage void contamination", *Proceedings of the Conference on Railway Engineering; Woolongong; Australia, 10-13 November 2002.*, pp. 101–109.
- Fendrich, L. (2007), *Handbuch Eisenbahninfrastruktur*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg.
- Finn, W.D.L. (1972), "Soil dynamics and liquefaction of sand", *Proc. of Int. Conf on Microzonation for safer Construction-Research and Application, Seattle, Washington.*
- Fontul, S., Fortunato, E., Chiara, F. de, Burrinha, R. and Baldeiras, M. (2016), "Railways Track Characterization Using Ground Penetrating Radar", *Procedia Engineering*, Vol. 143, pp. 1193–1200.
- Fredlund, D.G., Bergan, A.T. and Sauer, E.K. (1975), "Deformation Characterization of Subgrade Soils for Highways and Runways in Northern Environments", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 12 No. 2, pp. 213–223.
- Fredlund, D.G., Bergan, A.T. and Wong, P.K. (1977), "Relation Between Resilient Modulus and Stress Conditions for Cohesive Subgrade Soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. Vol. 642, pp. 73–81.
- Freystein, H., Muncke, M. and Schollmeier, P. (2015), *Handbuch Entwerfen von Bahnanlagen: Regelwerke, Planfeststellung, Bau, Betrieb, Instandhaltung*, 3., komplett überarb. Aufl., Eurailpress, Hamburg.
- Gazetas, G. (1991), "Displacement and soil-structure interaction under dynamic and cyclic loading", *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Firenze, Vol. 3*, pp. 1091–1104.
- Gidel, G., Horny, P., Chauvin, J.J., Breyse, D. and Denis, A., "A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus.", *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No. 233, pp. 5–21.
- Gräbe, P.J. (2002), "Resilient and Permanent Deformation of Railway Foundations under Principal Stress Rotation", PhD Thesis, University of Southampton, 2002.
- Gräbe, P.J. and Clayton, C.R.I. (2009), "Effects of Principal Stress Rotation on Permanent Deformation in Rail Track Foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. 135 (4), pp. 555–565.

- Hardin B.O. and Richart F.E. (1963), “Elastic Wave Velocities in Granular Soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, No. Vol. 89, pp. 33–65.
- Hayashi, S. and Shahu, J.T. (2000), “Mud pumping problem in tunnels on erosive soil deposits”, *Géotechnique*, Vol. 50 No. 4, pp. 393–408.
- Holtzendorff, K. (2003), “Untersuchung des Setzungsverhaltens von Bahnschotter und der Hohllagenentwicklung auf Schotterfahrbahnen”, Dissertation, Technische Universität Berlin, Berlin, 2003.
- Indraratna, B. (2011), “Advanced Rail Geotechnology”, *CRC Press*.
- Indraratna, B., Salim, W. and Rujikiatkamjorn, C. (2018), *Advanced rail geotechnology: Ballasted track*, CRC Press/Taylor & Francis Group, Boca Raton, London, New York.
- Indraratna, B., Tennakoon, N., Nimbalkar, S. and Rujikiatkamjorn, C. (2013), “Behaviour of clay-fouled ballast under drained triaxial testing”, *Géotechnique*, Vol. 63 No. 5, pp. 410–419.
- Indraratna, B. and Salim, W. (2005), *Mechanics of ballasted rail tracks: A geotechnical perspective*, Taylor & Francis, London.
- Indraratna, B., Su, L. and Rujikiatkamjorn, C. (2011), “A new parameter for classification and evaluation of railway ballast fouling”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48 No. 2, pp. 322–326.
- Indraratna B., Ionescu, D., Christie, D. and Chowdhury, R. (1997), “Compression and Degradation of Railway Ballast under One-dimensional Loading”, *Australian Geomechanics Journal*, No. 32 (4), pp. 48–61.
- Indraratna B., Ionescu, D. and Christie, H.D. (1998), “Shear Behavior of Railway Ballast Based on Large-Scale Triaxial Tests”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. 142(5), pp. 439–449.
- Ishibashi, I. (1992), “Discussion of “ Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response ” by Mladen Vucetic and Ricardo Dobry (January, 1991, Vol. 117, No. 1)”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118 No. 5, pp. 830–832.
- Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993), “Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay”, *Soils and Foundations*, Vol. 33 No. 1, pp. 182–191.
- Kalafat, M., Emrem, C. and Durgunoğlu, H.T. (2003), “Behavior of Soft Riva Clay under High Cyclic Stresses. Conference Paper”, *Int. Conference on new Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 177–183.

- Kalcheff, I.V. and Hicks, R.G. (1973), “A Test Procedure for Determining the Resilient Properties of Granular Materials”, *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 1 No. 6, pp. 472–479.
- Kallas, B.F. and Riley, J. (1967), “Mechanical Properties of Asphalt Pavement Materials”, *Proc. of the 2nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan*, pp. 931–952.
- Kern, A., Schmedders, H. and Grohmann, H.D. (1997), “Schienen und Schienenstähle- heutige Beanspruchung und neue Entwicklungen”, *Eisenbahningenieur*, pp. 161–181.
- Kirwan, R.W., Farrell, E.R. and Maher, M.L.J. (1979), “Repeated Load Parameters of a Glacial Till Related to Moisture Content and Density”, *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, England, Vol. 2*, pp. 69–74.
- Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Lackenby, J., Indraratna, B., McDowell, G. and Christie, D. (2007), “Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading”, *Géotechnique*, Vol. 57 No. 6, pp. 527–536.
- Landgraf, M. (2016), “Zustandsbeschreibung des Fahrwegs der Eisenbahn - Von der Messdatenanalyse zum Anlagenmanagement”, Dissertation, Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft, Technische Universität Graz, 2016.
- Landgraf, M. and Enzi, M. (2016), “Komponentenspezifische Zustandsbeschreibung des Fahrwegs”, *ZEVrail*, No. 140, pp. 1–14.
- Landgraf, M. and Hansmann, F. (2019), “Fractal analysis as an innovative approach for evaluating the condition of railway tracks”, *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, Vol. 233 No. 6, pp. 596–605.
- Landgraf, M., Pinter, E. and Stern, J. (2016), “Automatische Zustandserfassung des Eisenbahnunterbaus mittels Georadar”, *ETR*, No. 6, pp. 59–63.
- Larew, H.G. and Leonards, G.A. (1962), “A Strength Criterion for Repeated Loads”, *Department of Soils, Geology and Foundations*, pp. 529–556.
- Laryea, S., Safari Baghsorkhi, M., Ferrellec, J.-F., McDowell, G.R. and Chen, C. (2014), “Comparison of performance of concrete and steel sleepers using experimental and discrete element methods”, *Transportation Geotechnics*, Vol. 1 No. 4, pp. 225–240.

- Lee, K.L. and Fitton, J.A. (1969), “Factors affecting the cyclic loading strength of soil”, *American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 450 (Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations)*, pp. 71–95.
- Li, D. (2016), *Railway geotechnics*, CRC Press, Taylor et Francis Group, Boca Raton, Fla. [u.a.].
- Li, D. and Selig, E.T. (1994a), “Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 120 (6), pp. 939–957.
- Li, D. and Selig, E.T. (1994b), “Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 No. 6, pp. 939–957.
- Li, D. and Selig, E.T. (1998), “Method for Railroad Track Foundation Design I: Development”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. 124 (4), pp. 316–322.
- Lichtberger, B. (2003), *Handbuch Gleis: Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit*, Tetzlaff, Hamburg.
- Lieberenz, K. and Piereder, F. (2012), “Zur Unterbausanierung- Problemstellung, Entwicklung und Ausführung”, *ZEVrail*, No. 136, pp. 232–243.
- Lim, W.L. and McDowell, G.R. (2005), “Discrete element modelling of railway ballast”, *Granular Matter*, Vol. 7 No. 1, pp. 19–29.
- Malla, R.B. and Joshi, S. (2008), “Subgrade resilient modulus prediction models for coarse and fine-grained soils based on long-term pavement performance data”, *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 9 No. 6, pp. 431–444.
- Mamou, A. (2013), “Effects of Principal Stress Rotation and Drainage on the Resilient Stiffness of Railway Foundations”, Dissertation, School of Civil Engineering and the Environment, University of Southampton, Southampton, May, 2013.
- Mancuso, C., Vassallo, R. and d'Onofrio, A. (2002), “Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column – torsional shear tests”, *Canadian Geotechnical Journal*, No. 39, pp. 22–31.
- Miller, G.A., Teh, S.Y., Li, D. and Zaman, M.M. (2000), “Cyclic Shear Strength of Soft Railroad Subgrade”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126 No. 2, pp. 139–147.

- Mogami, T. and Kubu, K. (1953), “The Behavior of Soil during Vibration”, *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. 1*, pp. 152–155.
- Moossazadeh, J. and Witczak, M.W. (1981), “Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. Vol. 810, pp. 9–17.
- Nguyen, T.T. and Indraratna, B. (2019), “Mud Pumping under Railtracks: Mechanisms, Assessments and Solutions”, *Australian Geomechanics Journal*, No. 54 (4), pp. 59–80.
- ORE Report and Office of Research and Experiments (1965), “Stresses in Rails. Question D71, Stresses in the Rails, the Ballast and the Formation Resulting from Traffic Loads”, *Report No. D71/RP1/E, Int. Union of Railways, Utrecht, Netherlands*.
- Pezo, R.F., Kim, D.S., Stokoe, K.H. and Hudson, W.R. (1991), “Aspects of Reliable Resilient Modulus Testing Systems”, *Transportation Research Board Reprint, 70th Annual Meeting, Washington, DC*.
- Polito, C.P. and Martin, J.R. (2001), “Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands”, *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 127 (5), pp. 408–415.
- Prud'homme, M.A. and Janin, M.G. (1968), “Die Stabilität des mit durchgehend geschweißten Schienen verlegten Gleises”, *Revue Générale des Chemins de Fer*.
- Rapp, S. (2017), “Modell zur Identifizierung von punktuellen Instabilitäten am Bahnkörper in konventioneller Schotterbauweise”, Dissertation, Institut für Eisenbahn- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart, Stuttgart, Deutschland, 2017.
- Rauch, A.F. (1997), “EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes”, Dissertation, Virginia Polytechnic Inst. and State Univ., Virginia, 1997.
- Raymond, G.P. (1986), “Geotextile application for a branch line upgrading”, *Geotextiles and Geomembranes*, No. 3, pp. 91–104.
- Raymond, G.P. (1999), “Railway rehabilitation geotextiles”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 17 No. 4, pp. 213–230.

- Raymond, G.P. and Bathurst, R.J. (1994), "Repeated-Load Response of Aggregates in Relation to Track Quality Index", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31 No. 4, pp. 547–554.
- Raymond, G.P. and Williams, D.R. (1978), "Repeated load triaxial tests on dolomite ballast", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, No. Vol. 104 (7), pp. 1013–1029.
- Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D. (1970), *Vibrations of soils and foundations by F.E. Richart Jr, J.R. Hall Jr, R.D. Woods*, Prentice-Hall international series in theoretical and applied mechanics, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, Hemel Hempstead.
- Robertson and Fear (1997), "Liquefaction of sands and its evaluation", *Earthquake geotechnical engineering. Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan*, pp. 1253–1287.
- Robertson, P.K. (1982), "Insitu Testing of Soil with Emphasis on its Application to Liquefaction Assessment", Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, 1982.
- Robertson, P.K. (1990), "Soil classification using the cone penetration test", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27 No. 1, pp. 151–158.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985), "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT", *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 111, pp. 384–403.
- Robnett, Q.L. and Thompson, M.R. (1976), "Effect of Lime Treatment on the Resilient Behavior of Fine-Grained Soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. Vol. 560, pp. 1–20.
- Ronald, D.A. and Kenneth, H.S. (2000), "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, No. 126 (11).
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968), "On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay", Papers for a conference held in Cambridge, *Engineering Plasticity*, pp. 535–609.
- Rost, A. (1978), *Messung dielektrischer Stoffeigenschaften, Reihe Wissenschaft*, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden.
- Sakai, A., Samang, L. and Miura, N. (2003), "Partially-Drained Cyclic Behavior and its Application to the Settlement of a Low Embankment Road on Silty-Clay", *Soils and Foundations*, No. 43 (1), pp. 33–46.

- Sauer, E.K. and Monismith, C.L. (1968), "Influence of Soil Suction on Behavior of a Glacial Till Subjected to Repeated Loading", *Highway Research Record*, No. Vol. 215, pp. 8–23.
- Scheffer, F., Schachtschabel, P., Blume, H.-P., Brümmer, G.W., Horn, R., Kandeler, E., Kögel-Knabner, I., Kretzschmar, R., Stahr, K., Thiele-Bruhn, S., Welp, G. and Wilke, B.-M. (2010), *Lehrbuch der Bodenkunde*, 16. Auflage, Spektrum Akademischer Verlag, Heidelberg.
- Schindler G. and Haerter A. (1964), *Handbuch der Waffenwirkungen für die Bemessung von Schutzbauten*, Bundesamt für Zivilschutz.
- Schroeder, A. and Willert, C.E. (2008), *Particle Image Velocimetry: New Developments and Recent Applications, Topics in Applied Physics*, Vol. 112, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg, Berlin, Heidelberg.
- Seed, H.B. (1976), "Some Aspects of Sand Liquefaction under cyclic loading", *Proc. Conference on Behavior of Offshore Structures, Norwegian Institute of Technology, Oslo*.
- Seed, H.B. (1979), "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, No. Vol. 105, Issue 2, pp. 201–255.
- Seed, H.B. (1986), "Design Problems in Soil Liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 113 (8), pp. 827–845.
- Seed, H.B., Arango, I. and Chan, C.K. (1975), "Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes", *Report No. EERC 75–28, Berkeley, CA*.
- Seed, H.B. and Chan, C.K. (1966), "Clay Strength under Earthquake Loading Conditions", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, No. 92 (SM2), pp. 53–79.
- Seed, H.B., Chan, C.K. and Lee, C.E. (1962), "Resilient Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements", *Proc. of the 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan*.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970), *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*, Report No. EERC 70-10.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, No. Vol. 97, Issue 9, pp. 1249–1273.

- Seed, H.B. and Lee, K.L. (1966), "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, No. Vol. 92, pp. 25–58.
- Seed, R.B., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. and Çetin, K.Ö. (2003), "Report No. EERC 2003-06: Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: Report No. EERC 2003-06: Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", *Earthquake Engineering Research Center, University of California, USA*, pp. 1–71.
- Selig & Waters (1994), *Track Geotechnology and Substructure Management*.
- Shackel, B. (1973), "The Derivation of Complex Stress-Strain Relations", *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Russia*, pp. 353–359.
- Shifley, L.H. and Monismith, C.L. (1968), "Test Road to Determine the Influence of Subgrade Characteristics on the Transient Deflections of Asphalt Concrete Pavements", *Report No. TE 68-5, Office of Residential Services, University of California*.
- Stewart, H.E. (1986), "Permanent strain from cyclic variable amplitude loadings", *Journal of Geotechnical Engineering*, No. Vol. 112 (6), pp. 646–660.
- Studer, J.A., Koller, M.G. and Laue, J. (2008), *Bodendynamik: Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze, 3., völlig neu bearbeitete Auflage*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg.
- Su, L.J., Indraratna, B. and Rujikiatkamjorn, C. (2011), "Non-destructive assessment of rail track condition using ground penetrating radar", *IACMAG 2011, Melbourne, Australia*, 479-482.
- Suiker, A.S.J., Selig, E.T. and Frenkel, R. (2005), "Static and Cyclic Triaxial Testing of Ballast and Subballast", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 No. 6, pp. 771–782.
- Sussmann, T.R. (2007a), "Application of Track Load-Deflection Data to Safety Evaluation, Maintenance and Rehabilitation", *Railroad Engineering, Lodon, UK*.
- Sussmann, T.R. (2007b), "Track Geometry and Deflection from Unsprung Mass Acceleration Data", *Railroad Engineering, Lodon, UK*.
- Sussmann, T.R., Ebersohn, W.E. and Selig, E.T. (2001), "Fundamental Non-Linear Track Load-Deflection Behavior for condition evaluating",

- Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, pp. 61–67.
- Tanimoto, K. and Nishi, M. (1970), “On Resilience Characteristics of Some Soils under Repeated Loading”, *Soils and Foundations*, Vol. 10 No. 1, pp. 75–92.
- Tawfiq, K.S., Aggour, M.S. and Al-Sanad, H. (1988), “Dynamic Properties of Cohesive Soils from Impulse Testing”, *Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan*, No. Vol. 3, pp. 11–16.
- Thompson, M.R. and Robnett, Q.L. (1976), “Final Report, Resilient Properties of Subgrade Soils”, *FHWA-IL-UI-160, University of Illinois*.
- Topp, G.C., Davis, J.L. and 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.
- Townsend, F.C. and Chisolm, E.E. (1976), “Plastic and Resilient Properties of Heavy Clay under Repetitive Loadings. Technical Report S 76 16”, *Soils and Pavement Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*.
- Trinh, V.N., Tang, A.M., Cui, Y.-J., Dupla, J.-C., Canou, J., Calon, N., Lambert, L., Robinet, A. and Schoen, O. (2012), “Mechanical characterisation of the fouled ballast in ancient railway track substructure by large-scale triaxial tests”, *Soils and Foundations*, Vol. 52 No. 3, pp. 511–523.
- Trommer, B. (1977), “Labormethoden zur Untersuchung des Verflüssigungspotentials von kohäsionslosen Boden”, *Mitteilung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik*, No. No. 97, Zürich.
- Voottipruex, P. and Roongthanee, J. (2003), “Prevention of mud-pumping in railway embankment. A case study from Baeng Pra-Pitsanuloke, Thailand”, *The Journal of KMITNB*, Vol. 13 No. 1, pp. 20–25.
- Vucetic, M. (1994), “Cyclic Threshold Shear Strains in Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120 No. 12, pp. 2208–2228.
- Wijk, A.V. (1985), “Rigid Pavement Pumping: (1) Subbase Erosion and (2) Economic Modeling Informational Report”, *Joint Highway Research Project*, pp. 1–485.
- Winkler, E. (1867), “Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit”, *Dominicus, Prag*.
- Xenaki, V.C. and Athanasopoulos, G.A. (2008), “Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earthfill dam—Laboratory

test results”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28 No. 8, pp. 605–620.

Yoder, E.J. and Witczak, M.W. (1975), *Principles of Pavement Design*, John Wiley & Sons, New York.

Yuan, R., Yang, Y.S., Qiu, X. and Ma, F.S. (2007), “Environmental hazard analysis and effective remediation of highway seepage”, *Journal of hazardous materials*, Vol. 142 No. 1-2, pp. 381–388.

Zimmermann, H. (1941), “Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 3rd edn”, *W. Ernst & Sohn, Berlin*.